

Paula Cristina Santos Gomes

COMPARAÇÃO TÉCNICO-ECONÓMICA DE TRÊS SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS APLICÁVEIS
A UMA PASSAGEM SUPERIOR A EXECUTAR SOBRE UMA VIA EM EXPLORAÇÃO

UNIVERSIDADE DE
COIMBRA



UNIVERSIDADE DE
COIMBRA



Paula Cristina Santos Gomes

COMPARAÇÃO TÉCNICO-ECONÓMICA DE TRÊS
SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS APLICÁVEIS A UMA
PASSAGEM SUPERIOR A EXECUTAR SOBRE UMA
VIA EM EXPLORAÇÃO

Dissertação no âmbito do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de
Especialização em Mecânica Estrutural, orientada pelo Professor Doutor Tiago
Braga Abecasis e apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da Faculdade
de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

Fevereiro 2019



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Paula Cristina Santos Gomes

COMPARAÇÃO TÉCNICO-ECONÓMICA DE TRÊS SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS APLICÁVEIS A UMA PASSAGEM SUPERIOR A EXECUTAR SOBRE UMA VIA EM EXPLORAÇÃO

TECHNICAL AND ECONOMICAL COMPARISON OF THREE CONSTRUCTIVE SOLUTIONS FOR A FLYOVER ABOVE AN OPERATING ROADWAY

Dissertação de Mestrado Integrado em Engenharia Civil, na área de Especialização em Mecânica Estrutural,
orientada pelo Professor Doutor Tiago Braga Abecasis

Esta Dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor.
O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer
responsabilidade, legal ou outra, em relação a erros ou omissões
que possa conter.

Coimbra, 7 de fevereiro de 2019

AGRADECIMENTOS

A realização da presente dissertação constituiu um desafio muito enriquecedor que completou todo o meu percurso académico. Com certeza, tal não teria sido possível sem o contributo de várias pessoas, a quem quero deixar o meu reconhecimento.

Em primeiro lugar, ao Professor Tiago Abecasis, orientador deste trabalho, pelo tema proposto e pelo interesse demonstrado. A sua disponibilidade e prontidão, assim como as suas orientações foram fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

À Brisa, em particular ao Engenheiro Nuno Martins, por todos os materiais cedidos e pela atenção disponibilizada.

A todos os professores, colegas e amigos que me acompanharam nesta etapa e que de alguma forma contribuíram para o meu sucesso, com um agradecimento especial, à Catarina, pelo encorajamento em seguir este curso, por todo o apoio e pelos momentos vividos; à Maria pela segunda casa que me deu em Coimbra e por todos os momentos partilhados; e ao Rúben por todas as horas passadas e conhecimentos aprendidos em conjunto, neste último ano.

Ao Jorge, um verdadeiro companheiro, por toda a sua compreensão, apoio e motivação.

À minha família, pois sem o seu apoio nada disto teria sido possível, e pelos os fins-de-semana de visita a casa que eram essenciais para “recarregar baterias”.

RESUMO

A construção de estruturas em betão armado disseminou-se, desde cedo, pelo mercado nacional, quer devido à sua simples adaptação às mais diversas formas de edificações, quer pelo seu custo ser, em geral, mais competitivo do que das restantes hipóteses disponíveis. Contudo, a opção por estruturas mistas aço-betão, quando comparada com as tradicionais soluções em betão armado ou betão armado pré-esforçado, tem vindo a revelar-se, mais frequentemente, como a mais competitiva para algumas tipologias de construções. Os atributos mais relevantes das estruturas mistas resultam da elevada relação resistência/peso do material aço e da circunstância de grande parte da estrutura poder ser integralmente pré-fabricada, o que reduz ao mínimo os trabalhos a efetuar *in-situ*. Estes dois fatores conjugados possibilitam a adoção de processos construtivos industrializados, simples e rápidos.

No caso particular das passagens superiores rodoviárias executadas sobre vias em exploração, as vantagens duma estrutura mista aço-betão adquirem uma maior importância, nomeadamente no que à rapidez de execução em obra diz respeito, visto que eventuais interrupções de tráfego na via inferior causam enorme perturbação e, conseqüentemente, custos acrescidos para os utentes e entidades concessionárias.

A avaliação e a comparação dos custos das diversas opções construtivas disponíveis, tanto no que se refere às parcelas correspondentes ao custo da empreitada como das perturbações por ela causadas, é imprescindível para que se possa fundamentar a escolha por uma dessas opções. Trata-se, na verdade, de um instrumento de gestão essencial.

Neste enquadramento, o objetivo da presente dissertação é comparar o custo de um tabuleiro projetado em betão armado pré-esforçado com o de outro, de igual geometria e sujeitos aos mesmos condicionamentos, cuja estrutura é mista. Estuda-se ainda uma solução híbrida, com a qual se pretende potenciar as principais vantagens de ambas as soluções e eliminar, ou minimizar, os inconvenientes de cada uma delas.

São dimensionados os tabuleiros das três diferentes alternativas e quantificados os respetivos custos de construção, bem como os que resultam das interrupções ou condicionamentos que restringem o tráfego que circula na via subjacente.

Palavras-chave: passagem superior, estrutura mista, estrutura em betão armado pré-esforçado, estrutura híbrida, custos de construção, custos da afetação tráfego.

ABSTRACT

Prestressed reinforced structures had rooted early on in Portuguese national construction market, either due to its adaptability to the most diverse shapes or for its relatively lower cost, in general.

However, the choice of composite structures when compared with the traditional reinforced concrete or prestressed reinforced concrete structures, had reveal itself, more frequently, in the last years, as the most competitive for some types of constructions. The most relevant features of composite structures derive from its high relation resistance/weight of steel material and from the circumstance that a large part of the structure can be entirely pre-fabricated. These two factors combined allow a simple, and fast constructive processes to be adopted.

On the particular case of flyovers executed over a full operating roadway, the advantages of a composite structure are much increased, namely on what concerns the fastness of the construction works, since a potential traffic interruption or severe restrictions on the lower track will cause great disturbance and consequently higher costs for the users and the concessionaire authority.

The evaluation and comparison of the different options available, whether it refers to construction's costs or to the costs of traffic disturbance, is essential to understand which one is the most feasible. In fact, it is a fundamental management tool.

Within this framework, all the studies and analysis were developed having in mind the final goal of comparing the costs of a composite deck with the costs of another deck having the same geometry and the same constructive limitations, designed in prestressed reinforced concrete. A hybrid solution will be studied as well, which intends to combine the best advantages of both solutions.

Therefore, three decks were designed, with the quantification of the construction costs as well as those that arise from traffic interruptions or restrictions on the underneath roadway.

Keywords: flyover, composite structure, prestressed reinforced concrete structure, construction costs, traffic affectation costs.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Enquadramento e Objetivos	1
1.2	Estrutura do Documento.....	3
2	CARACTERIZAÇÃO DAS TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS MAIS FREQUENTES EM TABULEIROS	4
2.1	Tabuleiros em Betão Armado Pré-Esforçado.....	5
2.1.1	Diferentes Tipologias. Vantagens e Desvantagens	5
2.1.2	Tabuleiros Construídos	7
2.2	Tabuleiros Mistos Aço-Betão.....	8
2.2.1	Diferentes Tipologias. Vantagens e Desvantagens	8
2.2.2	Tabuleiros Construídos	14
2.3	Tabuleiros Híbridos	15
2.3.1	Tabuleiros Construídos	15
3	MODELAÇÃO, ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE TABULEIROS	17
3.1	Bases para o Dimensionamento	17
3.2	Modelação Estrutural	18
3.3	Tabuleiros em Betão Armado Pré-Esforçado.....	20
3.3.1	Dimensionamento da laje.....	20
3.3.2	Dimensionamento das vigas.....	21
3.4	Tabuleiros Mistos Aço-Betão.....	31
3.4.1	Dimensionamento das vigas metálicas	32
3.4.2	Dimensionamento das vigas mistas	38
4	ASPECTOS RELEVANTES E RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO	47
4.1	Introdução ao caso estudado.....	47
4.2	Quantificação de Ações	48
4.2.1	Ações Permanentes	48
4.2.2	Ações Variáveis	49
4.3	Tabuleiro em Betão Armado Pré-Esforçado	51
4.3.1	Considerações gerais.....	51
4.3.2	Descrição da solução dimensionada	52
4.3.3	Faseamento construtivo	54
4.4	Tabuleiro Misto Aço-Betão.....	55
4.4.1	Considerações gerais.....	55
4.4.2	Descrição da solução dimensionada	57

4.4.3 Faseamento construtivo	59
4.5 Tabuleiro Híbrido	61
4.5.1 Considerações gerais.....	61
4.5.2 Descrição da solução dimensionada	62
4.5.3 Faseamento construtivo	64
5 CONTABILIZAÇÃO DE CUSTOS E COMPARAÇÃO DAS SOLUÇÕES.....	66
5.1 Custo dos materiais e sua aplicação em obra	66
5.2 Perturbação do tráfego na via inferior e respetivos custos	68
5.3 Comparação de custos	70
6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	72
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	74

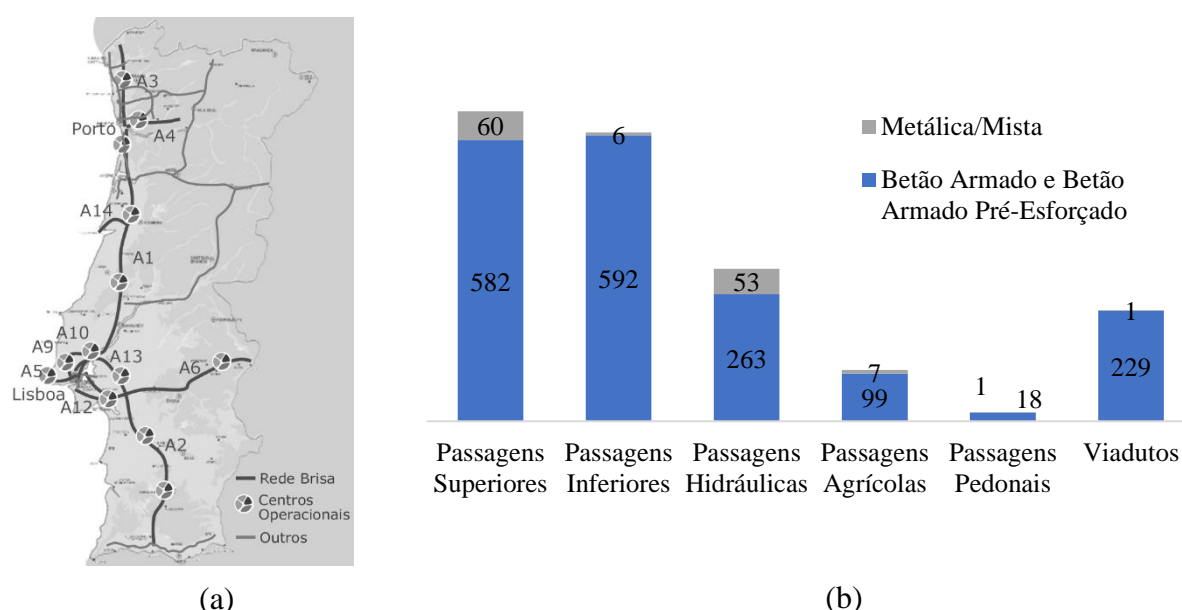
1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento e Objetivos

Antes de se abordarem as questões diretamente relacionadas com a conceção, o projeto e a construção das passagens superiores em si, importa contextualizar a função e a importância destas obras na rede rodoviária nacional.

Como se sabe, a necessidade de inserção de passagens superiores e de passagens inferiores nas estradas resulta da imposição, nuns casos, e da simples conveniência por motivos de segurança, noutros, de se desnivelarem as vias nos nós onde duas ou mais delas se intersectam. No primeiro caso temos as autoestradas e outras vias rápidas. No segundo inserem-se todas as rodovias, em geral.

Atualmente, a rede de autoestradas de Portugal Continental conta com uma extensão total de 3087 km, de acordo com os números indicados pela Infraestruturas de Portugal (IP, 2018). Uma das principais empresas concessionárias no mercado nacional, o grupo Brisa, opera cerca de um terço da extensão total indicada. A Figura 1.1(a) ilustra precisamente a rede de autoestradas em território continental, realçando as que são operadas por esta empresa. À direita, Figura 1.1(b), indicam-se as quantidades de obras de arte de cada tipo integradas na rede Brisa (Barros, 2013). Note-se que, no caso das passagens superiores, cerca de 91% das estruturas foram executadas em betão armado ou em betão armado pré-esforçado, contra os restantes 9% que são em estrutura metálica ou mista.



Perante estes números, é justificável afirmar-se que as estruturas de betão se encontram fortemente representadas nas obras de arte rodoviárias. Como razões para tal podem apontar-se o reduzido custo do material betão, a tradição bem enraizada de construir em betão armado, o conhecimento generalizado da forma de o fazer existentes em Portugal e a relativamente baixa especialização da mão-de-obra empregue nestas construções.

É, no entanto, bem visível, nos últimos anos, o crescente desenvolvimento na adoção das estruturas metálicas e mistas como solução construtiva para os tabuleiros das pontes rodoviárias. Aquelas têm-se revelado como constituindo uma solução técnica e economicamente competitiva. Tal evolução pode explicar-se pelo melhor aproveitamento que tem sido feito das características intrínsecas do aço como material de construção, nomeadamente a sua elevada relação resistência-peso, e a aptidão das estruturas metálicas para serem integralmente pré-fabricadas – produzidas em oficinas – o que se repercute numa redução dos custos de mão de obra, na diminuição dos prazos de execução, na minimização dos encargos com estaleiros de obra e na simplificação e industrialização dos processos construtivos.

A rapidez e simplicidade de execução *in-situ* assumem particular relevância quando se trata de uma passagem superior a construir sobre uma via em exploração. Neste caso, um dos grandes condicionantes resulta da necessidade de minorar a perturbação do tráfego na via inferior, visto que eventuais interrupções ou desvios de tráfego originam transtornos aos utentes e acarretam custos acrescidos para as entidades concessionárias, gerando custos acrescidos à obra.

É importante ainda que se reconheça que infraestruturas deste tipo requerem normalmente um investimento significativo e têm um tempo de vida útil alargado, em geral, de 100 anos (NP EN 1990), o que exige da estrutura uma grande durabilidade.

Perante estas circunstâncias, é forçoso concluir que, para estruturas desta importância, se deve fazer a comparação prévia dos custos das várias alternativas que o mercado pode oferecer.

É na sequência desta linha de raciocínio que surge a presente dissertação. Esta tem como principal objetivo contribuir para a definição da solução economicamente mais vantajosa de entre diversas alternativas disponíveis, tendo em consideração não apenas os custos diretos da construção, mas também os que resultam das eventuais afetações de tráfego.

Escolheram-se três soluções construtivas que se entendeu serem as mais competitivas atualmente disponíveis no sector da construção, para as quais se estabeleceram exatamente os mesmos condicionalismos geométricos.

Na primeira o tabuleiro a sua estrutura é de betão armado pré-esforçado, opção que mais está representada nas passagens superiores das estradas portuguesas.

A segunda estrutura estudada e dimensionada tem um tabuleiro misto aço-betão, solução que tem sido utilizada em diversos alargamentos de autoestradas.

A última hipótese analisada é a menos comum. Nela combinam-se as duas primeiras tipologias. Designa-se por solução híbrida. A solução híbrida contém duas parcelas de tabuleiro misto, situadas sobre as vias inferiores cuja circulação rodoviária se evita perturbar, e uma extensão em betão armado pré-esforçado, que abrange somente o separador central. Pretende-se, com esta última solução aproveitar em simultâneo as vantagens do tabuleiro misto, no que se refere à sua capacidade de ser construído sem perturbar o trânsito que circula por baixo, com o menor custo da construção em betão armado nas zonas (no separador central, no presente caso) em que a montagem de cimbres não constitui um inconveniente relevante.

1.2 Estrutura do Documento

Em seguimento do presente capítulo, no qual se procura enquadrar esta dissertação no setor da construção rodoviária em Portugal, apresenta-se, no próximo (capítulo 2), um sumário do estado da arte dos tabuleiros em pontes, enunciando as principais vantagens e desvantagens de cada tipologia. Como é compreensível, essa análise incide principalmente sobre os aspetos relativos às tipologias dos tabuleiros a que se refere este trabalho. São ainda apresentados exemplos dos mesmos já executadas em Portugal.

No capítulo 3 desenvolvem-se os conceitos essenciais do dimensionamento destes tipos de estruturas, bem como as regras mais relevantes enunciadas pelos respetivos Eurocódigos.

No capítulo 4 caracteriza-se o caso de estudo, apresentam-se os resultados dos dimensionamentos das três soluções estudadas e descrevem-se, ilustrando, as contingências e condicionamentos dos processos construtivos de cada uma delas, os quais foram determinantes para a avaliação dos respetivos custos. Esta é feita num capítulo à parte – capítulo 5. Tomam-se em consideração os custos dos materiais, do processo construtivo e da afetação de tráfego. A comparação dos resultados obtidos entre as três soluções está também incluída neste capítulo.

Por fim, no capítulo 6, apresentam-se as principais conclusões obtidas, bem como sugestões para futuros estudos que tenham em vista o alargamento do leque de soluções construtivas e o aprofundamento da avaliação dos custos reais.

2 CARACTERIZAÇÃO DAS TIPOLOGIAS ESTRUTURAS MAIS FREQUENTES EM TABULEIROS

As passagens superiores rodoviárias enquadram-se num tipo de pontes a que correntemente também se atribui a designação de viadutos. Estes não são mais que pontes construídas sobre uma via de comunicação, sobre um vale seco ou, ainda, sobre uma linha de água de pequena importância. Na Figura 2.1 ilustram-se as designações mais vulgares dos elementos construtivos que constituem uma ponte.

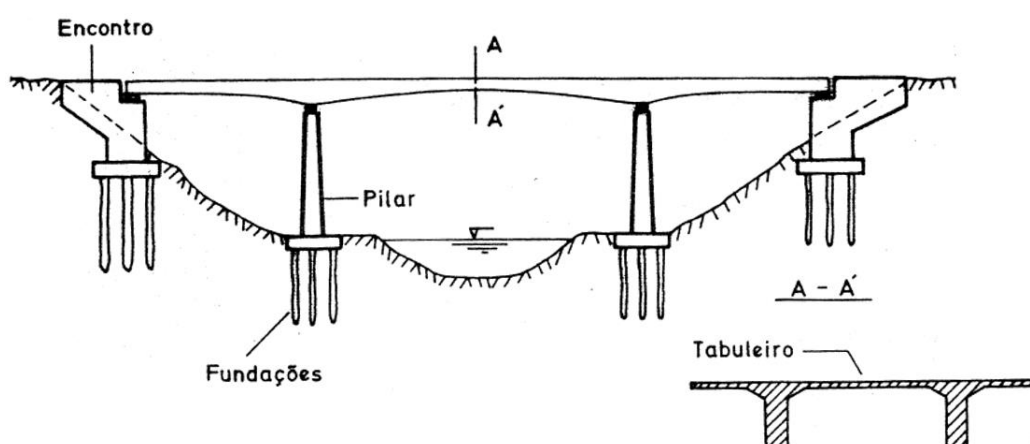


Figura 2.1: Constituição de uma Ponte (Reis, 2006)

No contexto dos elementos estruturais de uma ponte é usual distinguir dois conjuntos: i) a superestrutura, que é constituída pelos elementos da ponte que vencem o vão, ou os vãos, ou seja, o tabuleiro e ii) a subestrutura, onde se integram os elementos cuja função é dar suporte à superestrutura. Na segunda incluem-se, portanto, os encontros, os pilares e as fundações. Na generalidade das pontes todos estes elementos da infraestrutura são construídos em betão armado. Já para a constituição da superestrutura podem encontrar-se, correntemente, tabuleiros em betão armado pré-esforçado e tabuleiros mistos aço-betão, sendo mais raros os tabuleiros inteiramente metálicos.

A principal função do tabuleiro é a de receber as cargas permanentes e aquelas que são impostas pelo tráfego e, vencendo os vãos, encaminhá-las até à subestrutura.

Caracterizam-se, de seguida, os diferentes sistemas estruturais de tabuleiros, distinguindo-se os tabuleiros em betão armado e betão armado pré-esforçado dos tabuleiros em aço e mistos aço-betão, e ainda dos tabuleiros híbridos. Apresentam-se ainda alguns exemplos, já construídos em Portugal, ilustrativos destas tipologias.

2.1 Tabuleiros em Betão Armado Pré-Esforçado

O betão estrutural tem provado, pela sua aplicação generalizada em todo o mundo, ser especialmente adequado como material de construção dos tabuleiros de pontes. Como razões para tal apontam-se as vantagens já referidas no capítulo 1, nomeadamente, o custo relativamente reduzido e a sua fácil adaptação às diversas configurações. Liebenberg (1992) destaca ainda o sentido estético deste material que, para além da sua versatilidade, se construído com o devido cuidado, apresenta uma textura que se enquadra bem no ambiente natural.

Importa referir que, apesar de o betão ser um material frágil, as suas propriedades como material estrutural são melhoradas através da introdução das armaduras e, principalmente, da aplicação do pré-esforço. Resumidamente o pré-esforço é uma deformação imposta à estrutura cujo objetivo principal é melhorar o comportamento no betão em serviço, nomeadamente no que se refere à fendilhação e à deformação. Este permite construir elementos com maior esbelteza e reduzir o peso próprio da estrutura (Appleton *et al*, 2014b).

O elevado peso próprio associado a estruturas de betão constitui, de facto, numa primeira instância, uma desvantagem, pois impossibilita o alcance de grandes vãos. No entanto, em sentido inverso, a elevada relação peso próprio-sobrecargas torna estas estruturas menos suscetíveis aos efeitos de fadiga (Leibenberg, 1992).

Por fim, refere-se ainda como desvantagem dos tabuleiros em betão armado as especificidades do seu processo executivo. Quando são betonadas *in-situ*, as estruturas em betão armado exigem uma quantidade de mão-de-obra considerável quer para a montagem das cofragens, quer para a instalação das armaduras e a execução da betonagem.

2.1.1 Diferentes Tipologias. Vantagens e Desvantagens

Em geral, podem distinguir-se, nas secções transversais de tabuleiros três configurações: tabuleiros em laje, tabuleiros em laje vigada e tabuleiros em caixão, tal como ilustrado na Figura.2.2, pela mesma ordem.

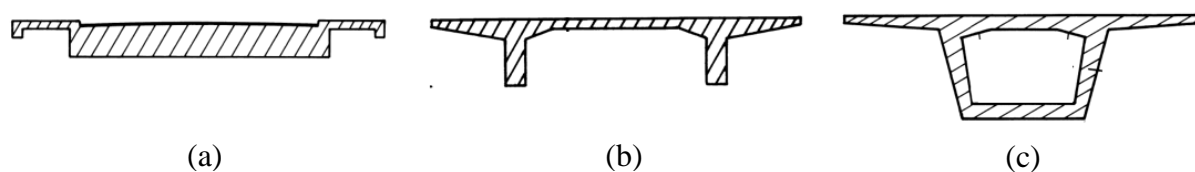


Figura.2.2: Sistemas Estruturais de Tabuleiros em Betão Armado Pré-Esforçado (adaptado de Reis (2006))

De acordo com Abecasis (2017) os **tabuleiros em laje maciça** constituem uma boa opção para vãos até 20/25 metros principalmente se a geometria da obra-de-arte, em planta, for complexa. Como principais vantagens desta solução podem apontar-se a simplicidade de execução, em particular a da cofragem, a betonagem simples com acesso direto a toda a área do tabuleiro, a

disposição simples das armaduras passivas e de pré-esforço e ainda a sua fácil adaptação a geometrias variáveis em planta e com inclinação transversal (no caso de pontes em curva). Por outro lado, esta solução apresenta como inconvenientes o elevado peso próprio, o grande consumo de aço e betão e o mau aproveitamento do pré-esforço devido à pequena excentricidade dos cabos. Tais desvantagens são minoradas no caso das **lajes vazadas**, nas quais se introduzem vazamentos no interior da laje maciça, e também no caso das **lajes nervuradas**, para cuja construção se recorre a moldes constituem elementos de como cofragem inteiramente recuperáveis. Desta forma é possível diminuir o peso próprio e aumentar a altura útil da laje, complicando-se, no entanto, a execução.

Os **tabuleiros em laje vigada** são a opção mais económica quando os vãos a vencer pelo tabuleiro se situam entre os 25 e os 70 metros, aproximadamente (Reis, 2006). Em geral, este tipo de tabuleiro é constituído por uma laje, pelas vigas principais e por travessas ou carlingas (vigas transversais).

A laje tem como principais funções transmitir as cargas que lhe são aplicadas para as vigas principais, funcionar como banzo superior das vigas principais e compatibilizar os deslocamentos (verticais e de torção) das mesmas vigas complementando a ação das carlingas, quando estas existem, ou fazendo a sua função, quando não. As vigas, por sua vez, têm como principal função vencer os vãos. As travessas/carlingas funcionam como elementos de ligação entre as vigas, compatibilizando os deslocamentos e rotações das vigas e, aumentando, deste modo, a rigidez do tabuleiro.

Hoje em dia, de acordo com Abecasis (2017), devido à tendência de se simplificar os trabalhos em obra, o número de vigas dos tabuleiros tem vindo a descer, sendo o mais usual adotarem-se apenas duas vigas. Pela mesma razão procura-se eliminar as carlingas, pelo menos as que se situam nos vãos, transferindo a sua função para as vigas, o que se consegue aumentando-se as larguras delas, e para as lajes, incrementando a respetiva espessura. Salva-se, no entanto, que na zona dos encontros é sempre necessária a colocação de carlingas, pelo menos para apoio da laje do tabuleiro. Na zona dos apoios intermédios (pilares) a opção pela colocação deste elemento depende essencialmente da rigidez requerida ao pórtico transversal formado pelo conjunto dos pilares aí existente. Este pórtico pode, ou não, ter uma função essencial na segurança da ponte face à atuação das forças horizontais transversais ao tabuleiro (ação sísmica e do vento, essencialmente).

Chama-se ainda à atenção para um aspeto particular da geometria deste tipo de tabuleiros. A configuração da secção do tabuleiro em laje vigada é particularmente favorável para resistir aos momentos fletores positivos. Tal sucede devido ao facto de o centro de gravidade da secção que resiste aos momentos positivos, secção em T, está muito próximo da laje, sendo, deste modo, a distância entre as resultantes das forças resistentes (resistências do betão à compressão e das armaduras passivas e/ou ativas à tração) próxima da altura total da secção. Pelo contrário, para

momentos negativos, a secção resistente é apenas a secção retangular, pelo que a área de betão comprimido é menor, o mesmo sucedendo com a distância entre as duas forças resistentes. Posto isto, torna-se, normalmente, necessário tomar medidas para colmatar este inconveniente. Tal pode ser conseguido aumentando a largura ou altura das vigas, ou criando um banzo inferior.

Por fim, para concluir a avaliação das soluções em laje vigada apontam-se como suas principais vantagens, a simplicidade da cofragem e da armadura, a facilidade de betonagem e a possibilidade de pré-fabricação das vigas principais. Por outro lado, a sua limitada capacidade de absorção das tensões de compressão no “banzo” inferior, e a pequena resistência à torção, bem como a maior dificuldade de adaptação a tabuleiros curvos constituem os seus principais inconvenientes.

Por último, analisam-se os **tabuleiros em caixão**. De acordo com Reis (2006), este tipo de tabuleiros constituem uma boa solução para pontes que vencem vãos extensos, para situações em que a ponte tem desenvolvimento em curva ou largura variável, e ainda quando se pretende um tabuleiro com uma altura mais reduzida, o que é comum em ambientes urbanos. Na maioria das vezes, por razões de simplicidade de execução, preferem-se as secções em caixão unicelulares. Comparando com as soluções anteriormente apresentadas, em particular, com os tabuleiros em laje vigada, as secções em caixão oferecem como principais vantagens a sua elevada esbelteza, uma acrescida resistência à torção, uma maior área de betão na zona do banzo inferior, vantajosa para aumentar a resistência aos momentos negativos e, ainda, a possibilidade de se dispor de maior excentricidade dos cabos de pré-esforço nas zonas de momentos negativos. No entanto, constituem também soluções com peso próprio em geral mais elevado e exigem custos acrescidos na mão-de-obra, devido à maior complexidade, tanto da sua cofragem, como das armaduras e da própria betonagem.

2.1.2 Tabuleiros Construídos

Ilustra-se na Figura 2.3 o exemplo de uma solução de passagem superior em betão armado, construída em Portugal, na autoestrada A4. O exemplo que se apresenta é um tabuleiro contínuo, em laje vigada, com duas vigas de altura constante, que vencem três vãos.



Figura 2.3: Exemplo de passagem superior em betão

2.2 Tabuleiros Mistos Aço-Betão

Comparativamente com as estruturas em betão armado pré-esforçado, as principais vantagens oferecidas pelas soluções de tabuleiro misto aço-betão são: i) as menores grandezas das cargas permanentes, resultantes da elevada relação resistência-peso do aço, ii) a maior simplicidade e rapidez do seu processo construtivo e iii) a menor interferência deste processo com as infraestruturas existentes no local.

Como desvantagens apontam-se, o custo inicial mais elevado e, apesar da maior simplicidade de processos construtivos, o requisito de tecnologias e equipamentos de produção e montagem mais sofisticados assim como a necessidade de mão-de-obra mais qualificada, quando comparadas com as pontes de betão armado. (Reis, 2006).

2.2.1 Diferentes Tipologias. Vantagens e Desvantagens

Para pontes de pequenos e médios vãos, como sucede, em geral, nas passagens superiores, os sistemas estruturais mistos mais usuais são aqueles que constituem aquilo que se designa por tabuleiro vigado. Ilustram-se, na Figura 2.4, em traços gerais, os elementos constituintes deste tipo de tabuleiros.

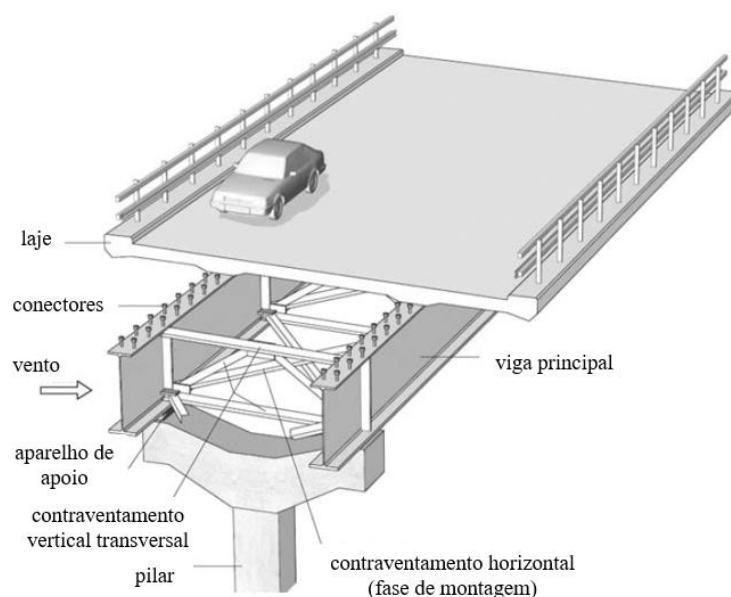


Figura 2.4: Constituição Geral de um Tabuleiro Misto Aço-Betão (adaptado de Lebet e Hirt, 2013)

Distinguem-se, nesta figura, a laje de betão solidária com as vigas principais metálicas através de conectores, e os sistemas de contraventamento horizontal e transversal vertical.

A laje de betão tem como principal função transmitir as cargas do tráfego para os elementos estruturais principais da ponte. Pode estar independente ou solidária com a estrutura metálica, neste caso existindo necessariamente conectores que asseguram a compatibilização mecânica dos deslocamentos dos dois materiais na sua fronteira. Tem todo o interesse efetuar-se a ligação da laje às vigas principais pois deste modo a laje contribui para o comportamento mecânico global do tabuleiro, aumentando a resistência e a rigidez das vigas principais, para além de poder constituir o sistema de contraventamento horizontal do próprio tabuleiro.

As vigas principais constituem o sistema estrutural longitudinal da ponte. Têm como principal função encaminhar as cargas verticais provenientes da laje para a subestrutura. Estão, por isso, sujeitas a esforços de flexão, de corte e de torção. Podem ser secções em I, laminadas a quente. Este tipo de vigas, no entanto, apenas é adotado para casos de tabuleiros multi-viga de pequeno vão. As configurações de tabuleiro geralmente preferidas são as de tabuleiro bi-viga, em que as vigas são fabricadas soldando dois banzos a uma alma, perfazendo a forma de um I. Para vãos de maior grandeza e para tabuleiros com curvatura acentuada preferem-se vigas trianguladas (em treliça) e secções em caixão, respetivamente.

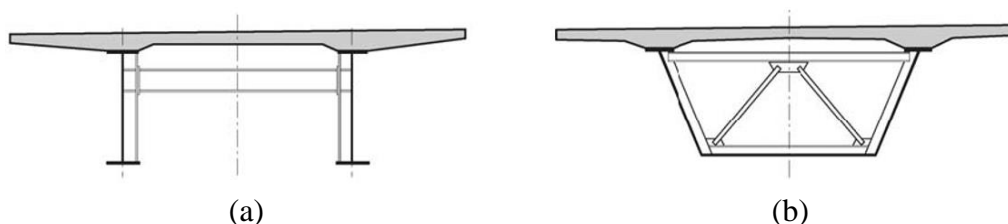


Figura 2.5: Tabuleiros mistos em viga de alma cheia em secção aberta (a) e fechada (b)

As pontes de **viga de alma cheia com secção aberta** (I) são soluções muito competitivas para pequenos a médios vãos podendo atingir, no máximo, vãos da ordem dos 125 metros.

A complexidade do fabrico das vigas em I é controlada em primeira instância pela esbelteza da alma (relação altura/espessura). Para pequenos vãos uma esbelteza baixa é aceitável, adotando-se uma alma não reforçada. Contudo, para vãos maiores a alma deve apresentar uma esbelteza média de maneira a poupar no consumo de aço, exigindo-se, no entanto, a aplicação de reforços transversais verticais na alma.

Para grandes vãos podem ainda ser necessários reforços longitudinais. Salva-se o facto de nas secções de apoio se instalarem, sempre, reforços transversais, de maneira a resistir aos efeitos das forças concentradas das reações e a estabilizar a alma face aos efeitos de encurvadura local, mesmo no caso de almas de baixa esbelteza (Reis, 2006).

Para vãos superiores a 80/100 metros os tabuleiros com **viga em caixão** são, em geral, as superestruturas mais comuns, podendo atingir mesmo os 300 metros. Tal como no caso do betão armado pré-esforçado, estes são especialmente adequados quando se impõem condicionamentos de *gabarit* vertical (altura livre) ou estéticos, exigindo ao tabuleiro uma maior esbelteza, ou quando o tabuleiro apresenta um desenvolvimento em curva.

Relativamente às secções em viga de alma cheia com secção aberta, as secções fechadas apresentam uma diversidade de vantagens. Para além das já referidas, elevada rigidez de torção, maior largura do banzo inferior para absorver esforços de compressão nas secções sobre os apoios e melhor estética da superestrutura graças à esbelteza, unidade e continuidade nas superfícies aparentes, as secções mistas em caixão apresentam grande espaço interior para acomodar serviços (condutas, cabos elétricos, etc.), bem como a manutenção facilitada pela possibilidade de acesso ao seu interior.

Importa ainda notar que durante a construção (antes da betonagem da laje) os tabuleiros com secção final em caixão são, em geral, elementos de secção aberta e, por conseguinte, estão sujeitos ao efeito de distorção sob cargas excêntricas. Neste caso, é necessário adotar-se um dos sistemas de contraventamento horizontal discutidos mais adiante.

Uma **viga triangulada** pode ser adotada como alternativa às vigas de alma cheia. Embora menos utilizadas devido aos seus maiores custos de fabrico, os tabuleiros com vigas em treliça constituem uma excelente solução para grandes vãos, da ordem dos 100 a 200 metros, podendo alcançar vãos de 500 metros. Contudo, mesmo para pontes de vãos menores, está a assistir-se ao renascimento dos tabuleiros com vigas trianguladas. Isto deve-se à sua forma leve e transparente bem como aos desenvolvimentos tecnológicos no uso de secções tubulares e na capacidade de formar ligações soldadas entre as mesmas (Lebet e Hirt, 2013).

Esta solução apresenta, normalmente, mais vantagens em termos de aproveitamento de material, comparativamente com as soluções de alma cheia (em I ou caixão). Com o aumento dos vãos, estas últimas tornam-se menos eficientes devido ao seu peso próprio elevado e ao facto da secção não ser integralmente aproveitada para a resistência à flexão, pois esta é assegurada pelas fibras mais afastadas do centro de gravidade das secções. Há um melhor aproveitamento do material quando se adotam elementos que funcionam apenas à tração ou compressão (Lebet e Hirt, 2013).

Analogamente à viga com secção em I, as cordas superiores e inferiores da treliça funcionam como banzos, resistindo aos esforços normais estaticamente equivalentes ao efeito de momento fletor e o sistema triangulado da alma (diagonais e montantes) substituí (com menor peso e opacidade) a alma, resistindo, por sua vez, ao esforço transversal.

Por último, referem-se os sistemas de contraventamento, fundamentais na conceção dos tabuleiros metálicos e mistos. O sistema de contraventamento de um tabuleiro compreende habitualmente o contraventamento horizontal e os contraventamentos verticais transversais.

O **contraventamento horizontal** tem como principais funções a garantia da estabilidade lateral das vigas principais, especialmente necessária durante a fase de construção anterior à presa da laje de betão. Nesse período de tempo, é o único componente da estrutura com capacidade para suportar e transmitir à subestrutura as forças horizontais aplicadas ao tabuleiro, nomeadamente as que são provenientes das ações do vento e dos sismos. Contribui também para que a geometria da estrutura se mantenha durante a montagem da estrutura metálica e a construção da laje.

Quando o tabuleiro está a funcionar como uma estrutura mista e as vigas já estão solidárias com a laje do tabuleiro, então é a própria laje que desempenha esta função de transmissão das forças horizontais. Antes da laje estar apta a fazê-lo são os dois sistemas de contraventamentos que têm de assegurar a resistência e estabilidade lateral das vigas principais. Normalmente adota-se um sistema de barras diagonais, colocadas num plano horizontal e formando uma treliça, cujas cordas são as vigas principais. Depois de consolidada a ligação da laje às vigas o contraventamento pode ser mantido ou removido, dependendo dos custos associados à sua remoção.

Dado que as forças horizontais aplicadas se distribuem ao longo da altura das almas das vigas principais e que as forças de estabilização são necessárias nos níveis dos banzos comprimidos, alternando estes entre o superior e o inferior, há que complementar o contraventamento horizontal com elementos verticais que transmitam ao mesmo as forças que não são complanares com o seu plano. Essa é a função dos contraventamentos verticais a que se faz referência mais adiante.

Existem várias alternativas para se formar o sistema de contraventamento horizontal. A Figura 2.6 ilustra os mais comuns: contraventamento em X (a), contraventamento em “diamante” (b) e contraventamento em K (c).

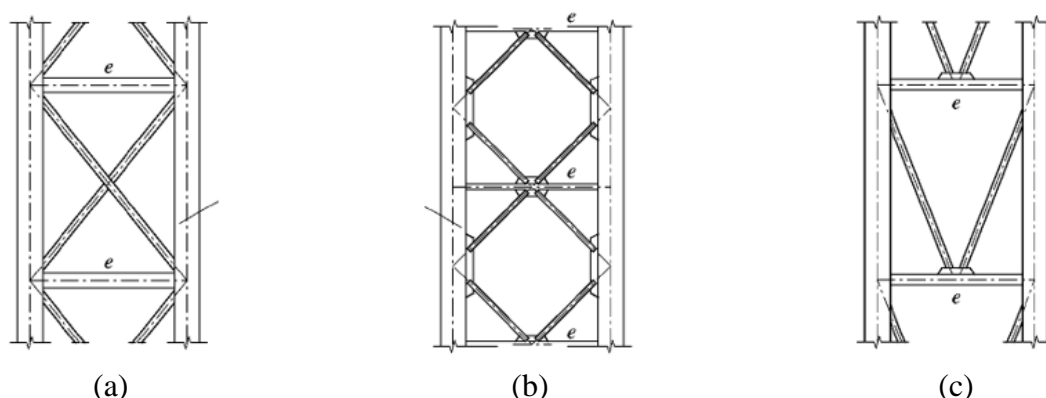


Figura 2.6: Tipos de Contraventamentos Horizontais. Os contraventamentos verticais transversais estão identificados pela letra e. (Lebet e Hirt, 2013).

De acordo com a forma do contraventamento e o seu posicionamento na altura da viga, as deformações longitudinais das vigas principais causadas pela sua flexão podem esforçar os elementos constituintes do contraventamento, se eles não estiverem livres para acomodar tais deformações. No caso do plano do contraventamento horizontal se situar próximo do nível do eixo neutro da viga esses esforços (forças parasitas) podem ser desprezados. Caso contrário, devem ser contabilizadas para dimensionamento das barras do contraventamento.

Dos três sistemas apresentados o contraventamento em X é o mais suscetível a que se instalem forças parasitas consideráveis. Para o contraventamento em “diamante” essas forças são menos significativas e para o contraventamento em K são mesmo insignificantes. Atendendo a que na fase de montagem ainda não existem cargas rodoviárias, as deformações da viga são pequenas, podendo desprezar-se, nessa fase, as forças parasitas em qualquer um dos três sistemas (Lebet e Hirt, 2013).

Por fim, analisam-se os aspetos relevantes do **contraventamento vertical transversal**. Este tem como principais funções prevenir a deformação da secção da ponte no seu próprio plano (distorção da secção) e transmitir as forças horizontais aplicadas ao longo da altura das vigas, quer à laje de betão armado, quer ao contraventamento horizontal, enquanto a laje ainda não está apta a cumprir a função que temporariamente cabe ao primeiro. Além destas missões, os elementos constituintes do contraventamento restringem o movimento lateral dos banzos em compressão das vigas principais, contribuindo assim para a acrescida resistência à encurvadura lateral das vigas, reduzindo o seu comprimento de efetivo.

Os contraventamentos situados sobre os apoios têm também a função de transferir as forças horizontais provenientes do contraventamento horizontal, ou da laje do tabuleiro, para os apoios (instalados nos pilares e nos encontros). Posto isto, pode esperar-se que os contraventamentos verticais transversais que se encontram sobre os apoios sejam mais rígidos e resistentes do que

aqueles que se encontram ao longo dos vãos, devido à maior intensidade das forças horizontais que eles têm de transmitir.

Existem três tipos de contraventamento transversal vertical: contraventamento em pórtico (a), contraventamento em treliça (b) ou em diafragma (c). Ilustram-se na Figura 2.7 pela mesma ordem.

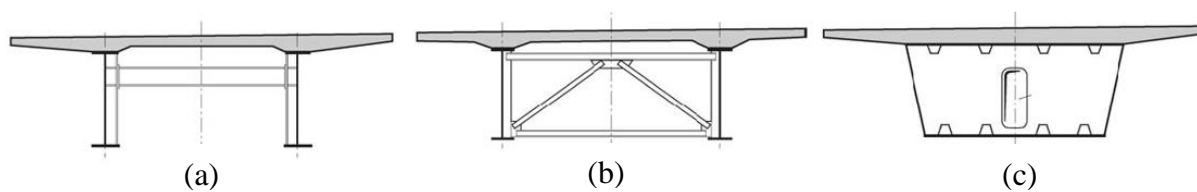


Figura 2.7: Tipos de Contraventamento Vertical Transversal (retirado de Lebet e Hirt (2013))

A opção por um tipo de contraventamento vertical transversal depende de vários aspetos que terão de ser avaliados na fase de conceção da estrutura do tabuleiro, nomeadamente, o equipamento disponível para montagem da estrutura, e a magnitude das forças a que terão de resistir. Há que considerar também a eventual necessidade de existirem vazios para acomodar condutas e outras instalações. Contudo, pode, em geral, afirmar-se que, para secções abertas a solução em pórtico é a preferida por ser mais económica e exigir menos mão-de-obra (Lebet e Hirt, 2013). Analisam-se em seguida as três alternativas.

O **contraventamento em pórtico** é constituído por simples perfis (H ou I) horizontais, transversais, espaçados regularmente, e ligados rigidamente a chapas verticais soldadas às almas das vigas principais. Tais chapas servem também de reforços da alma, aumentando a sua capacidade resistente à encurvadura.

Em geral, os perfis localizam-se a meia altura das vigas principais, ou mais próximos do banzo superior se se pretender tirar partido do mesmo para suporte das cofragens da laje, durante a betonagem.

O **contraventamento com diagonais** (em treliça) é, normalmente, em forma de K. Em secções abertas (I) é composto pelas cordas superior e inferior da treliça, pelas diagonais e pelos reforços verticais das vigas principais, que formam os montantes da treliça.

Este tipo de contraventamento, quando as diagonais se encontram no meio da corda inferior, tem como propósito adicional servir como suporte vertical desta corda, reduzindo os esforços de flexão nela e diminuindo o seu comprimento de encurvadura no plano vertical. Tal configuração tem especial interesse quando o contraventamento se situa próximo dos apoios, em secções onde as tensões de compressão na corda inferior podem ser relativamente altas. O

contraventamento também pode ser invertido, com as diagonais a encontrarem-se a meio da corda superior. É uma opção adotada especialmente para contraventamentos no vão, em particular se a corda superior servir também de suporte às cofragens da laje.

O **contraventamento em diafragma** é, no caso de secções abertas, uma verdadeira viga de alma cheia cuja altura é semelhante à altura da viga principal. No caso de secções fechadas, consiste numa placa de aço que preenche toda a secção interior do caixão. Esta forma de contraventamento é adotada principalmente em pontes de grande vão, com secção em caixão, em particular, sobre os apoios, onde o contraventamento é extremamente esforçado.

Na construção moderna de pontes metálicas e mistas procura-se reduzir o mais possível a quantidade e os tipos de sistemas de contraventamento. De maneira a simplificar a produção do tabuleiro, estes podem ser dispensados em muitos casos desde que esteja assegurada a estabilidade lateral das vigas e que existam outros elementos da superestrutura que absorvam as forças horizontais (Reis, 2006).

2.2.2 Tabuleiros Construídos

Ilustra-se na Figura 2.8 o exemplo de uma solução de passagem superior mista aço-betão, aplicada em Portugal em várias cruzamentos de outras rodovias sobre a autoestrada A1. O exemplo que se apresenta é um tabuleiro contínuo, em laje vigada, com duas vigas de altura constante. Podem notar-se os contraventamentos verticais transversais a meia altura das vigas principais. Não apresenta contraventamentos horizontais em treliça, pois tal como foi referido anteriormente a laje de betão pode cumprir essa função.



Figura 2.8: Exemplo de passagem superior mista aço betão (retirado de BETAR (2019))

2.3 Tabuleiros Híbridos

Um tabuleiro toma a designação de tabuleiro híbrido quando, na direção longitudinal da estrutura inclui um ou mais segmentos em betão armado, pré-esforçado ou não, normalmente sobre os pilares e nos vãos laterais, e um ou mais segmentos em estrutura metálica ou mista aço-betão.

Apesar de ainda não apresentarem grande expressão entre as soluções usualmente adotadas para o tabuleiro, os tabuleiros híbridos constituem uma solução interessante, pela sua racionalidade económico-estrutural. Ou seja, face ao elevado custo do aço quando comparada com o betão, opta-se pela aplicação do primeiro apenas nas zonas em que a implantação de cimbres para betonagem constitui um inconveniente determinante. Deste modo, é possível combinar as vantagens das soluções mistas aço-betão, em particular, a redução do peso próprio da estrutura e a diminuição dos trabalhos a realizar *in-situ* com as das soluções em betão armado, nomeadamente, o seu baixo custo, quando a construção pode seguir um processo tradicional.

Importa, no entanto, dar a devida atenção às zonas de ligação das duas tipologias. As configurações das extensões mistas e não mistas do tabuleiro bem como os respetivos sistemas estruturais, devem ser compatíveis de modo a que o percurso dos esforços seja o mais simples, direto e linear possível. Tratando-se de dois materiais distintos, é fundamental o entendimento do comportamento estrutural da ligação. Só assim a mesma pode ser concebida e dimensionada de maneira adequada para garantir uma transmissão eficiente e eficaz dos esforços entre os dois materiais.

2.3.1 Tabuleiros Construídos

Apresenta-se o exemplo de uma solução de passagem superior híbrida, aplicada em Portugal na autoestrada A3.

A solução adotada, e que se ilustra na Figura 2.9, apresenta os vãos laterais pré-fabricados em betão pré-esforçado e o vão central misto aço-betão. Deste modo, o tabuleiro é constituído por um par de vigas “U” pré-fabricadas em betão pré-esforçado por pré-tensão, sobre as quais assentam pré-lajes que recebem o betão do tabuleiro com as quais se materializam as vigas em caixão de betão. Estas vigas prolongam-se 5 metros em “consola” de cada um dos extremos do vão central e recebem as vigas metálicas igualmente em “U” cuja geometria exterior é idêntica à das vigas pré-fabricadas de betão. Sobre as vigas “U” metálicas assentam também pré-lajes que recebem o betão do tabuleiro materializando vigas em caixão mistas aço-betão (Bispo *et al*, 2012).



Figura 2.9: Exemplo de passagem superior híbrida

A ligação entre o tramo central metálico e os tramos laterais em betão faz-se recorrendo a uma peça metálica que fica ligada ao betão através de conectores embebidos num septo localizado na extremidade da consola da viga “U” de betão. Estas peças metálicas são posteriormente soldadas à viga “U” metálica (Bispo *et al*, 2012).

3 MODELAÇÃO, ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE TABULEIROS

A análise, o dimensionamento e a verificação da segurança de uma estrutura devem, hoje em dia, ser feitas em conformidade com as normas europeias. Os princípios e os critérios gerais de dimensionamento estrutural encontram-se na EN 1990. A EN 1991, contemplando todas as suas partes, prescreve e quantifica as ações a considerar no projeto da estrutura. As normas subsequentes dizem respeito aos principais materiais de construção. Destacam-se, pela sua relevância para o âmbito deste trabalho, as normas EN 1992, referente ao projeto de estruturas em betão, a EN 1993 e a EN 1994 aplicáveis aos projetos de estruturas de aço e de mistas aço-betão, respetivamente.

3.1 Bases para o Dimensionamento

De acordo com a EN 1990 uma estrutura deve ser dimensionada e executada de maneira a desempenhar com eficácia as funções para as quais foi concebida, durante um período de vida útil pré-estabelecido. Para garantir este requisito, devem cumprir-se i) condições que impeçam o seu colapso (estados limites últimos), ii) condições que assegurem um adequado desempenho em serviço (estados limites de utilização) e ainda iii) condições relativas à durabilidade. Estas exigências terão de ser satisfeitas escolhendo materiais apropriados, adotando uma conceção e disposições construtivas adequadas e especificando procedimentos de controlo do projeto, da produção, da construção e da utilização e manutenção, apropriadas para a obra em causa.

Os estados limites devem ser verificados para as situações de projeto relevantes, tendo em conta as circunstâncias em que a estrutura vai desempenhar as suas funções. Segundo a EN 1990 podem ser consideradas as seguintes categorias de situações de projeto: i) situações persistentes (condições normais de funcionamento); ii) situações transitórias (condições temporárias, como por exemplo durante a construção ou reparação); iii) situações acidentais (condições excecionais, como impactos de veículos); iv) situações sísmicas.

A verificação aos estados limites é, em geral, efetuada através do recurso a coeficientes parciais, os quais majoram as ações e minoram as resistências dos materiais.

Tal como mencionado acima, um **estado limite último** corresponde a um estado associado ao colapso de parte ou da totalidade da estrutura, pondo em perigo a segurança dos seus utilizadores. Em geral, um estado limite último pode ser atingido por diversas causas: i) perda de equilíbrio de parte ou da totalidade da estrutura; ii) colapso da estrutura ou dos seus

elementos e ligações; iii) colapso ou deformação excessiva das fundações; iv) rotura por fadiga. A verificação dos estados limites últimos consiste na verificação da condição:

$$E_d \leq R_d \quad (3.1)$$

em que E_d representa o valor de cálculo do efeito das ações e R_d o valor de cálculo da resistência correspondente. Os valores de cálculo devem ser determinados com base em combinações de ações cuja probabilidade de ocorrência em simultâneo seja elevada.

As combinações de ações devem ser definidas em função das situações de projeto em questão:

- Combinações fundamentais, para situações de projeto persistentes ou transitórias;
- Combinações acidentais, para situações de projeto acidentais;
- Combinações sísmicas, para situações de projeto sísmicas.

Um **estado limite de utilização** corresponde a um estado para além do qual as condições específicas de utilização deixam de ser verificadas, nomeadamente, no que diz respeito a requisitos relacionados com a funcionalidade, conforto e aparência.

A verificação dos estados limites de utilização consiste em garantir a seguinte condição:

$$E_d \leq C_d \quad (3.2)$$

em que E_d representa o valor de cálculo do efeito das ações em condições de serviço, determinado para uma combinação de ações relevante e C_d representa o valor limite definido regularmente ou pelo dono de obra para o mesmo efeito.

O valor de cálculo do efeito das ações E_d deve ser determinado para uma das seguintes combinações de ações:

- Combinações características;
- Combinações frequentes;
- Combinações quase-permanentes.

Em geral, os Eurocódigos indicam explicitamente que combinação usar em cada verificação.

3.2 Modelação Estrutural

Quando se analisa a superestrutura de uma ponte pretende-se, fundamentalmente, avaliar se ela tem um comportamento mecânico satisfatório. Para simplificar a perceção do comportamento de um tabuleiro pode-se decompor os percursos das forças que lhe são aplicadas segundo as suas duas direções principais: a transversal e a longitudinal.

A decomposição nas duas direções é uma simplificação daquele que é um problema naturalmente tridimensional. Com os programas de cálculo existentes e capacidade de processamento dos computadores de hoje, é corrente que a análise da superestrutura seja feita

a partir de um modelo tridimensional. Contudo, é usual que nas primeiras fases do projeto, nomeadamente quando se define a sua conceção e se faz o primeiro pré-dimensionamento, considerarem-se modelos simplificados de peças lineares, representativos do comportamento segundo cada uma daquelas direções do tabuleiro.

Quando se analisa o percurso na direção transversal pretende-se avaliar a forma como as cargas no aplicadas no tabuleiro se repartem pelos elementos resistentes longitudinais. Depois de analisado o percurso transversal das cargas, procede-se à análise do comportamento longitudinal do tabuleiro, admitindo a indeformabilidade das secções transversais no seu próprio plano. Nesta segunda análise determinam-se os esforços de dimensionamento dos elementos longitudinais, o que permitirá avaliar a segurança global da estrutura.

Para a modelação tridimensional do tabuleiro, que permite a realização simultânea das duas análises, recorre-se em geral a modelos de grelha ou a modelos constituídos por outros tipos de elementos finitos.

O **modelo de grelha** plana é um modelo simples de aplicação intuitiva e que permite a obtenção direta de esforços. O tabuleiro é discretizado num conjunto de barras longitudinais e transversais ligadas entre si por nós, definindo um plano convenientemente escolhido de modo a que se possa representar o comportamento do tabuleiro. Importa, portanto, definir a geometria da malha e determinar as propriedades geométricas das secções das barras.

Fundamentalmente, a rigidez à flexão longitudinal é atribuída às barras longitudinais e a rigidez à flexão transversal, às barras transversais.

No caso dos tabuleiros em laje vigada, deve simular-se cada viga principal por uma sucessão de elementos-barra longitudinal cuja secção tem em conta a contribuição da laje, na sua largura efetiva, como banzo superior da secção da viga. A restante largura da laje deve ser simulada, no modelo, recorrendo a outros elementos longitudinais cuja secção corresponde às das faixas em que se dividir o tabuleiro real.

Quanto às barras transversais, e seguindo a mesma lógica de pensamento, deve atribuir-se uma barra transversal a cada carlinga e adicionar barras transversais intermédias (entre carlingas) que simulam as faixas em que se decompõe a laje.

Quando se esperam variações rápidas no diagrama de momentos, como sucede nas zonas próximas dos apoios intermédios, convém adotar uma malha mais apertada de modo a poder detetar os gradientes de momento.

O grande potencial dos **modelos de elementos finitos**, de acordo com Reis (2006), reside na sua facilidade de adaptação a geometrias complexas bem como às diversas condições de apoio. Trata-se de um método bastante versátil que permite estudar todo o tipo de carregamentos incluindo deformações impostas.

Os elementos finitos mais usados na análise de tabuleiros de pontes são, normalmente, elementos tipo laje ou casca. Os elementos de laje estão sujeitos apenas a momentos fletores e a momentos torsões. Os seus nós possuem três graus de liberdade (deslocamento perpendicular ao plano e rotações nas duas direções ortogonais pertencentes ao plano intermédio da laje). Os elementos de casca, para além dos deslocamentos e esforços característicos do elemento de laje, apresentam ainda os esforços de membrana (no seu plano) e os deslocamentos em cada uma das duas direções ortogonais contidas no plano. Posto isto, os elementos de laje têm uma aplicação mais generalizada em tabuleiros em laje e os elementos de casca nos tabuleiros em caixão, visto que nestes os esforços de membrana são importantes.

No caso particular da modelação de um tabuleiro em laje vigada, é comum combinarem-se os dois modelos referidos, ou seja, modelar-se a laje com elementos de laje e as vigas principais com elementos de grelha (barra). Nesta simulação é importante ter em consideração a excentricidade do centro de gravidade da viga em relação ao plano médio da laje. Tal pode ser conseguido, por exemplo, adotando um modelo em que os elementos de viga e laje têm os centros de gravidade em planos diferentes, mas os deslocamentos dos nós são compatibilizados por barras muito rígidas.

Por fim, e tendo por base as conclusões obtidas por Ferreira (2014), considera-se que ambos os modelos referidos permitem obter uma resposta satisfatória do comportamento da estrutura na direção longitudinal, no entanto, na direção transversal o modelo de grelha fornece resultados mais gravosos pela sua capacidade limitada de repartir as cargas aplicadas às restantes barras. Em termos de prática de projeto, é comum recorrer-se a modelos de grelha nas fases iniciais de um projeto, avançando-se posteriormente para modelos de elementos finitos planos para a obtenção de resultados mais precisos.

3.3 Tabuleiros em Betão Armado Pré-Esforçado

No caso das estruturas em betão armado o dimensionamento deve ser feito de acordo com a EN 1992, tal como já referido. Relativamente aos tabuleiros de pontes, importa verificar a segurança da laje do tabuleiro bem como a das vigas principais e a das carlingas, que não são mais que vigas transversais, pelo que o seu dimensionamento segue as mesmas regras das vigas principais.

3.3.1 Dimensionamento da laje

A laje do tabuleiro, tal como já mencionado no capítulo anterior, destina-se a receber as ações diretas das cargas dos veículos e a conseguir a solidarização dos elementos estruturais

principais, constituindo ela própria um banzo superior para as vigas principais ao longo da largura sua efetiva.

A laje está sujeita a flexão transversal, funcionando como elemento plano apoiado nas vigas, e a flexão longitudinal devido, por um lado, à circunstância da laje e acompanhar a flexão das vigas principais e, por outro, ao efeito das cargas concentradas. Portanto o seu dimensionamento deve ser efetuado para estas duas direções, dispondo uma malha de armaduras ortogonais. Como resultado de os vãos longitudinais serem, em geral, superiores aos vãos transversais é expectável que os esforços de flexão na direção transversal sejam superiores aos esforços longitudinais, uma vez que a rigidez nesta direção é menor. Contudo, e tendo em conta a relação obrigatória entre as deformações longitudinais e as deformações transversais, expressas pelo coeficiente de *Poisson*, a armadura longitudinal deve corresponder, no mínimo, a 20% da armadura longitudinal. Quando existem cargas concentradas, tal como sempre sucede nos tabuleiros de pontes, aquela percentagem mínima é muito superior, da ordem dos 60%.

A determinação da armadura longitudinal de flexão a dispor é efetuada de maneira semelhante às vigas, assunto que se aborda no ponto seguinte.

Relativamente ao esforço transversal é importante referir que a segurança deve ser verificada de maneira a evitar a disposição de armaduras transversais, pois elas complicam e oneram a execução da obra. Tal pode ser conseguido adotando uma espessura de laje adequada ou tirando partido do pré-esforço na direção transversal. A verificação deve ser efetuada de acordo com a EN 1992. Esta indica que, quando $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, não é necessário dispor armaduras transversais. V_{Ed} corresponde ao esforço transversal de cálculo para a combinação de ações considerada e $V_{Rd,c}$ ao valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal obtido pelas expressões (6.2.a) e (6.2.b) da EN 1992, e que correspondem à expressão 3.11 neste documento.

3.3.2 Dimensionamento das vigas

As vigas principais assumem especial relevância no dimensionamento de um tabuleiro em virtude de serem elas a receber as cargas provenientes da laje do tabuleiro, e a encaminhá-las até aos apoios.

Pré-Esforço

Como se sabe, o pior desempenho das estruturas de betão em serviço, em particular no que à fendilhação diz respeito, deve-se, em grande parte, à fraca resistência do betão à tração. Ao introduzir-se uma força de compressão, reduzindo as tensões de tração no elemento, este comportamento pode ser melhorado. Tal propósito é conseguido, em geral, recorrendo à

tecnologia de pré-esforço, cuja aplicação se considera nas soluções em betão deste trabalho, e que se trata em seguida.

O **pré-esforço** é, por definição, uma deformação imposta à estrutura. A sua introdução confere inúmeras vantagens ao betão armado. Em consequência da melhoria do comportamento em serviço do betão, permite atingir maiores esbeltezas, diminuindo o peso próprio da estrutura, quando comparado com o de uma estrutura simples em betão armado.

As principais técnicas de pré-esforço nas estruturas de betão podem classificar-se em i) pré-tensão, na qual as armaduras são tensionadas antes da colocação do betão (em geral, aplicado em elementos pré-fabricados); ii) pós-tensão, quando as armaduras são colocadas no interior de bainhas e tensionadas depois de o betão ter adquirido a resistência necessária, sendo a transferência de forças garantida nas ancoragens e ao longo das armaduras.

As armaduras de pré-esforço são constituídas por aço de alta resistência sob a forma de cordões (compostos por fios, e que agrupados constituem os cabos) ou varões. Os cabos, em sistemas de pós-tensão, podem apresentar um traçado curvo (em geral, parabólico), podendo assim adaptar-se e adequar-se de maneira mais eficiente ao diagrama de momentos fletores. Pelo contrário, os varões dispõem-se apenas em traçados retos.

O cabo de pré-esforço exerce dois tipos de ações sobre o betão: i) forças nas ancoragens, para qualquer traçado e ii) forças radiais e tangenciais uniformemente distribuídas, quando o traçado é parabólico, tal como se ilustra na Figura 3.1.

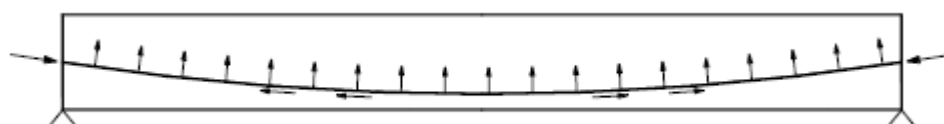


Figura 3.1: Ações exercidas pelas armaduras de pré-esforço sobre o betão (retirado de Appleton *et al*, 2014b)

As forças nas ancoragens de maneira a serem introduzidas no modelo de cálculo, podem simplesmente transpor-se para o centro geométrico da secção transversal, considerando-se as forças equivalentes, tal como se ilustra na Figura 3.2, admitindo $\tan \alpha \cong \sin \alpha$ e $\cos \alpha \cong 1$.

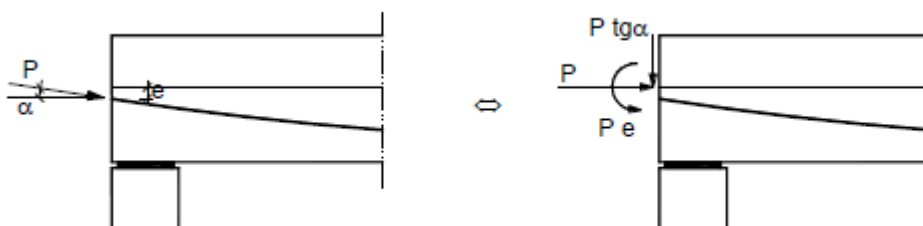


Figura 3.2: Forças que o pré-esforço exerce na zona das ancoragens (retirado de Appleton *et al*, 2014b)

No caso de um traçado parabólico, as forças tangenciais podem, em geral, considerar-se desprezáveis, bem como as componentes horizontais das forças radiais. Assim sendo, importa determinar a grandeza das forças verticais que o cabo de pré-esforço induz no betão. Tais forças podem ser consideradas uniformemente distribuídas ao longo do traçado do cabo parabólico e a sua intensidade calculada de acordo com:

$$q = \frac{8fP}{L^2} \quad (3.3)$$

em que f corresponde à flecha do cabo a meio vão da parábola, P a força de pré-esforço introduzida e L o comprimento da parábola, tal como se ilustra na Figura 3.3.

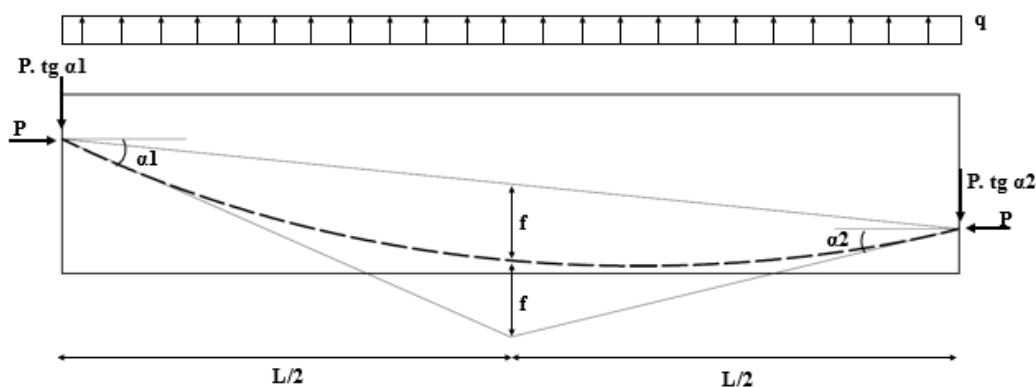


Figura 3.3: Cargas equivalentes de pré-esforço para traçado parabólico

No caso dos traçados retos, há apenas que tomar em consideração forças nas ancoragens, pois a distância do cabo ao centro de gravidade da secção mantém-se constante. Contudo, no caso de a viga em estudo ser de secção variável, deve ter-se em atenção a variação da posição do centro de gravidade e a consequente variação da excentricidade dos cabos relativamente a esta linha. Nestas situações, Appleton *et al* (2014b) propõem duas alternativas para o estudo do efeito do pré-esforço: i) modelação da viga pela linha do centro de gravidade das secções transversais e consideração das cargas equivalentes de extremidade referentes ao traçado dos cabos; ii) modelação da viga sem considerar a variação da linha do centro de gravidade e introdução das cargas equivalentes que traduzem a posição relativa entre o traçado dos cabos e a linha do centro de gravidade.

Ainda relativamente à análise dos efeitos do pré-esforço, importa esclarecer que o pré-esforço não introduz esforços adicionais em estruturas isostáticas. No entanto, no caso das estruturas hiperestáticas, quando o traçado dos cabos de pré-esforço não é compatível com as ligações ao exterior geram-se esforços hiperestáticos na estrutura, que devem ser considerados na análise. Tais efeitos podem ser obtidos com base nos resultados da aplicação das cargas equivalentes aos efeitos do pré-esforço. Para se conhecerem os esforços hiperestáticos, os quais devem ser

tidos em consideração no processo de dimensionamento, pode aplicar-se o método das cargas equivalentes, no qual se subtrai aos “esforços equivalentes” totais os “esforços equivalentes” isostáticos, obtendo-se assim os esforços hiperestáticos ou pode procede-se a uma análise direta dos efeitos hiperestáticos, aplicando, por exemplo, o método das forças.

O dimensionamento da força de pré-esforço útil requerida pode ser efetuado tendo por base vários critérios. Appleton *et al* (2014b) sugerem que o valor da força útil de pré-esforço seja estimado em função de um dos seguintes três critérios:

- i) critério de balanceamento das cargas, no qual as cargas equivalentes de pré-esforço contrariam 80 a 90% das cargas quase-permanentes;
- ii) critério da limitação da deformação, em que a deformação imposta pelo pré-esforço contraria 80 a 90% da deformação das cargas quase-permanentes;
- iii) critério da limitação da fendilhação, de acordo com a EN 1992. De acordo com a norma, para elementos de betão pré-esforçado, deve comprovar-se a inexistência de descompressão nas fibras extremas para a combinação frequente de ações ou, em alternativa, para a combinação quase-permanente, dependendo da classe de exposição do betão.

De acordo com Appleton (2013) um dos métodos mais frequentemente utilizado em projeto é o de calcular o valor de pré-esforço, a tempo infinito, pelas equações fundamentais de tensões (estado limite de descompressão).

A título de exemplo apresenta-se, na Figura 3.4, o alçado de uma viga e o respetivo traçado do cabo de pré-esforço. Logo abaixo, representam-se a secção transversal da viga a meio vão e a decomposição dos diagramas de tensões axiais característicos de uma viga pré-esforçada.

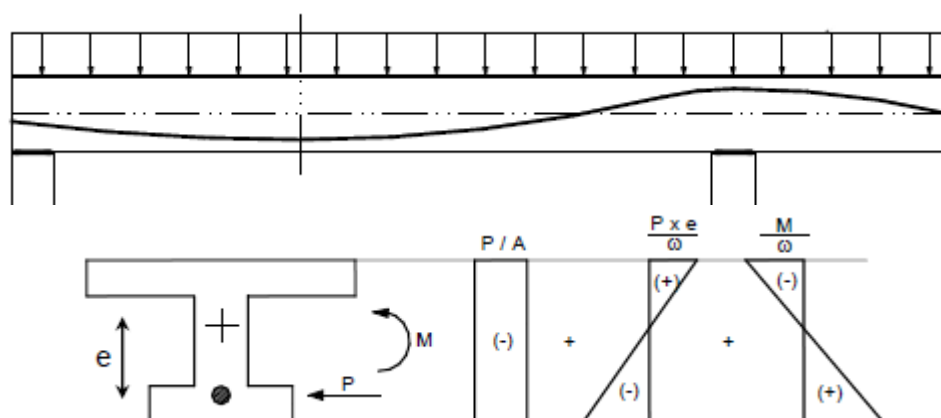


Figura 3.4: Exemplo de aplicação de pré-esforço (retirado de Appleton *et al*, 2014b)

Na viga deste exemplo devem respeitar-se as seguintes condições para demonstrar a inexistência de descompressão das fibras extremas nas secções críticas:

Para a secção crítica do vão, sujeita a momentos positivos:

$$\sigma_{inf} = -\frac{P}{A} - \frac{P \times e}{w_{inf}} + \frac{M}{w_{inf}} < \sigma_{ct} = 0 \quad (3.4)$$

Para a secção crítica do apoio intermédio, sujeita a momentos negativos:

$$\sigma_{sup} = -\frac{P}{A} - \frac{P \times e}{w_{sup}} + \frac{M}{w_{sup}} < \sigma_{ct} = 0 \quad (3.5)$$

em que,

w representa o módulo de flexão,

A corresponde à área da secção transversal,

P , o valor de pré-esforço aplicado e

e corresponde à excentricidade do eixo do cabo relativamente ao centro geométrico da secção.

No caso de vigas hiperestáticas, ao momento atuante deve somar-se o momento hiperestático. Em geral, o momento hiperestático, é favorável no caso das secções do apoio, e desfavorável no caso das secções do vão.

Definida a força de pré-esforço útil (ou a tempo infinito) requerida nas secções críticas, importa estimar as perdas de pré-esforço de maneira a determinar a força a aplicar nos cabos inicialmente. As perdas de pré-esforço dividem-se em perdas instantâneas que representam, em geral, 8 a 15% da força aplicada, e perdas diferidas que normalmente representam 12 a 15% da força de pré-esforço e ocorrem ao longo do tempo durante o período de vida útil da ponte. Como perdas imediatas consideram-se, em sistemas de pós tensão, as perdas por atrito, as perdas por reentrada dos cabos e as perdas por deformação instantânea do betão. A retração e a fluência do betão e a relaxação da armadura são os fatores que determinam as perdas a longo prazo dos sistemas de pré-esforço.

Propriedades da secção transversal

Tal como referido anteriormente, na análise e dimensionamento das vigas do tabuleiro pode tirar-se partido da existência da laje como banzo superior, em particular, em zonas de momentos positivos, pois a laje está comprimida. Neste caso considera-se, simplificada, como banzo a largura da laje onde se admite que a distribuição de tensões é uniforme – largura efetiva (b_{eff}). A determinação da largura efetiva do banzo comprimido é função da distância l_0 entre pontos de momento nulo, a qual pode ser obtida a partir da Figura 3.5.

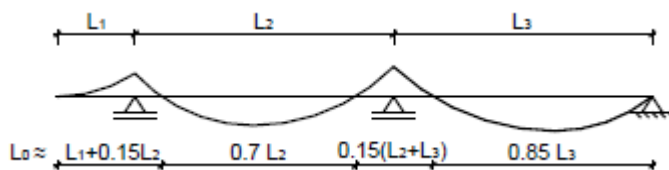


Figura 3.5: Determinação da distância l_0 entre pontos de momento nulo

Para o caso genérico representado na Figura 3.6, a largura efetiva b_{eff} pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (3.6)$$

em que:

$$b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \text{ e } b_{eff,i} \leq b_i.$$

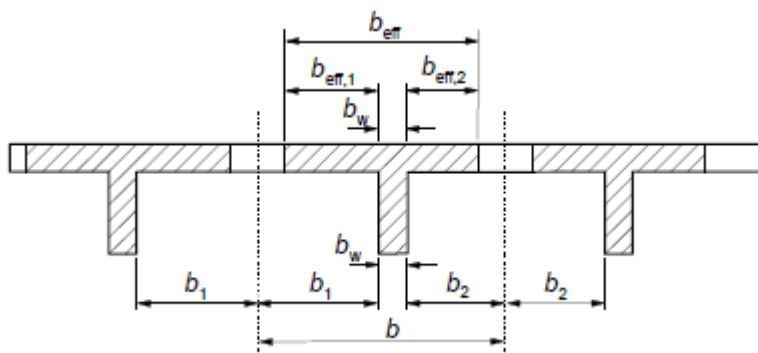


Figura 3.6: Parâmetros para a definição da largura efetiva do banzo (retirado da EN 1992)

No caso de banzos tracionados Appleton *et al* (2014a) propõem que se tome para além da espessura da alma da viga uma largura função da espessura do banzo dada por $4h_f$ (h_f corresponde à espessura do banzo) em que as armaduras de tração podem ser distribuídas garantindo-se, contudo, que pelo menos 50% da armadura de cálculo é disposta na alma.

Dimensionamento à flexão

O dimensionamento aos estados limites últimos de flexão para elementos de betão pré-esforçados podem ser efetuados considerando o *pré-esforço do lado da resistência*, fazendo a verificação da segurança para o momento atuante resultante das combinações fundamentais, sem o efeito do pré-esforço, e considerando as armaduras do mesmo para a resistência da secção transversal, ou *do lado da ação*, em que o momento atuante considerado inclui o efeito das cargas equivalentes de pré-esforço, no entanto, apenas se toma em consideração a resistência das armaduras de pré-esforço que não está mobilizada, ou seja, pode apenas considerar-se a tensão de cedência, f_{pd} , menos a tensão instalada nos cabos, $\sigma_p = P_{co}/A_p$.

A área de armadura necessária pode ser determinada da mesma maneira que para peças em betão armado, a partir do diagrama retangular simplificado. Considere-se o exemplo apresentado na Figura 3.7. Começa-se por admitir uma posição para a linha do eixo neutro.

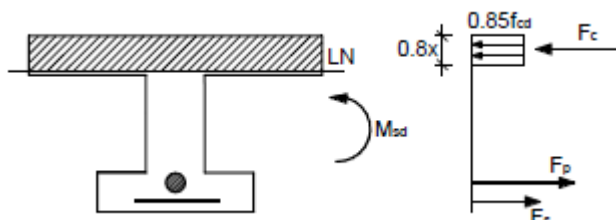


Figura 3.7: Aplicação do método do diagrama retangular simplificado

Num primeiro momento, pode admitir-se que as armaduras de pré-esforço estão em cedência, bem como as armaduras ordinárias, e nesse caso, tem-se que:

$$F_p = A_p \times f_{pd} \quad (3.7)$$

$$F_s = A_s \times f_{yd} \quad (3.9)$$

$$F_c = 0,85f_{cd} \times 0,8x \times b \quad (3.9)$$

onde,

A_p e A_s são as áreas de armadura de pré-esforço e ordinárias, respetivamente, f_{pd} , f_{yd} e f_{cd} são as tensões de cálculo das armaduras de pré-esforço, ordinárias e do betão, pela mesma ordem, x corresponde à posição do eixo neutro, e b à largura da alma.

Contudo também pode acontecer que a tensão das armaduras de pré-esforço não seja totalmente mobilizada e, nesse caso, deve determinar-se a tensão nas mesmas de acordo com o diagrama de extensões, em função da posição da linha do eixo neutro, tal como se ilustra na Figura 3.8, ou seja,

$$\sigma_p = \frac{0,0035}{x} (d_p - x) \cdot E_p \Rightarrow F_p = A_p \times \sigma_p \quad (3.10)$$

em que,

d_p corresponde à altura útil das armaduras de pré-esforço e, E_p ao respetivo módulo de elasticidade.

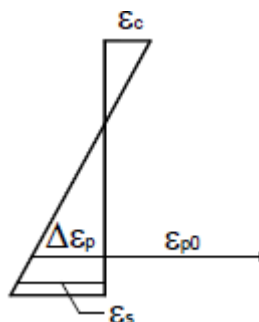


Figura 3.8: Diagrama de extensões

Com as expressões apresentadas e escrevendo a equação de equilíbrio de momentos em relação ao eixo das armaduras ordinárias, obtém-se a posição do eixo neutro. Por equilíbrio de forças na secção transversal, obtém-se a força requerida pelas armaduras ordinárias, sendo assim possível determinar a área de armadura passiva necessária para verificar a segurança aos estados limites últimos de flexão. Por fim, importa apenas confirmar as hipóteses admitidas, nomeadamente a posição do eixo neutro e a cedência, ou não-cedência, das armaduras.

Como método aproximado, também podem ser utilizadas tabelas de dimensionamento, considerando uma área das armaduras passivas equivalente à área de armaduras de pré-esforço, tendo em conta a relação entre as tensões de cedência.

Dimensionamento ao esforço transversal

Relativamente ao esforço transversal, o dimensionamento é feito, em geral, considerando o pré-esforço do lado da ação, ou seja, com a consideração das cargas equivalentes. Tendo em conta este aspeto, procede-se à verificação da segurança da mesma maneira que para os elementos não-pré-esforçados.

Inicialmente começa-se por verificar que zonas das vigas requerem de facto que seja dimensionada armadura de esforço transversal. Tal é efetuado de acordo com o ponto 6.2.2 da EN 1992. Neste caso, tira-se partido da contribuição da compressão devida ao pré-esforço para benefício da resistência do betão ao esforço transversal. Considera-se que a resistência de um elemento sem armadura de esforço transversal é dada por:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (3.11)$$

$C_{Rd,c}$ toma o valor de 0,12

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ com } d \text{ em mm;}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02, \text{ em que } A_{sl} \text{ corresponde à área de armadura de tração;}$$

f_{ck} é o valor característico da resistência do betão à compressão e f_{cd} o de cálculo;

$k_1 = 0,15$;

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}$, onde N_{Ed} corresponde ao esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço;

b_w menor largura da secção transversal na área tracionada;

d é a altura útil da secção

$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}$

Nas zonas em que $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ adota-se apenas a armadura mínima de acordo com as disposições construtivas da EN 1992. Quando $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ é necessário dimensionarem-se armaduras transversais. Tal pode ser feito tendo por base um modelo de treliça, de acordo com a expressão seguinte, correspondente à expressão 6.8 da EN 1992-1-1:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (3.12)$$

em que,

$V_{Rd,s}$ corresponde ao valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal na cedência.

A_{sw} corresponde à área da secção transversal das armaduras de esforço transversal

s é o espaçamento entre estribos

z corresponde ao braço binário das forças interiores, para um elemento de altura constante, correspondente ao momento fletor no elemento considerado. Pode geralmente considerar-se o valor aproximado de $z = 0,9d$.

f_{ywd} é o valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal.

θ ângulo formado pela escora

Appleton *et al* (2014b) apontam ainda dois aspetos a ter em atenção: i) para elementos pré-esforçados a inclinação das escoras, θ , varia aproximadamente entre 22 e 26°; ii) caso o somatório das bainhas de pré-esforço existentes num determinado nível seja superior a 1/8 da largura da secção a esse nível, deve considerar-se a largura a esse nível reduzida de metade da soma dos diâmetros das bainhas.

Por fim, nas zonas onde é necessário dispor armaduras transversais deve ainda verificar-se o não-esmagamento das escoras de betão, de acordo com (expressão 6.9 da EN 1992-1-1):

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \geq V_{Ed} \quad (3.13)$$

α_{cw} é um coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido e que toma os seguintes valores:

$\alpha_{cw} = 1$ para estruturas não pré-esforçadas;

$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ para $0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}$

$\alpha_{cw} = 1,25$ para $0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}$

$\alpha_{cw} = 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ para $0,5f_{cd} < \sigma_{cp} \leq f_{cd}$

v_1 pode ser considerado igual a v .

Dimensionamento à torção

As rotações devidas à flexão transversal da laje do tabuleiro e ao diferencial dos deslocamentos verticais das vigas principais originam momentos torsores nessas mesmas vigas. Deve, portanto, colocar-se armaduras longitudinais e transversais necessárias para garantir a resistência das secções a este tipo de esforço.

A verificação da segurança ao estado limite último de torção pode ser expressa pela relação:

$$T_{Ed} \leq T_{Rd} \quad (3.14)$$

Simplificadamente a resistência das secções à torção pode ser calculada com base numa secção fechada de paredes finas, na qual o equilíbrio é satisfeito por um fluxo de tensões tangenciais. As secções cheias podem ser idealizadas como secções ocas equivalentes de paredes finas de espessura t_{ef} , tal como previsto na cláusula 6.3.1 (3) da EN 1992-1-1.

$$t_{ef} = A/u \geq 2c \quad (3.15)$$

onde,

A corresponde à área total da secção transversal e u ao seu perímetro;

c corresponde à distância entre a face exterior da secção e o eixo das armaduras longitudinais.

Nas extensões da peça em que se verifique a condição seguinte, apenas é necessário dispor a armadura longitudinal e transversal mínima de acordo com as disposições construtivas da EN 1992.

$$T_{Ed}/T_{Rd,c} + V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1,0 \quad (3.16)$$

em que,

$T_{Rd,c}$ é o valor de cálculo do momento torsor de fendilhação e T_{Ed} o valor de cálculo do momento torsor atuante.

Nas zonas em que é necessário dispor-se armadura para resistir a este efeito, as áreas de armaduras longitudinais e transversais necessárias podem ser determinadas de acordo com a secção 6.3.2 da EN 1992-1-1 e correspondem, respetivamente, às expressões seguintes:

$$(A_{s,long})_T = \frac{T_{Ed} \times u_k}{2 \times A_k f_{yd}} \times \cot \theta \quad (3.17)$$

$$\left(\frac{A_{s,trans}}{s}\right)_T = \frac{T_{Ed}}{2 \times A_k \times \cot \theta f_{yd}} \quad (3.18)$$

A_k representa a área limitada pelas linhas médias das paredes e u_k o respetivo perímetro; f_{yd} corresponde à tensão de cálculo das armaduras.

Por fim, deve verificar-se o não esmagamento das escoras de betão de acordo com a seguinte condição (cláusula 6.3.2 da EN 1992-1-1):

$$T_{Ed}/T_{Rd,máx} + V_{Ed}/V_{Rd,máx} \leq 1,0 \quad (3.19)$$

$T_{Rd,máx}$ corresponde ao valor de cálculo do momento torsor resistente obtido por:

$$T_{Rd,máx} = 2\nu\alpha_{cw}f_{cd}A_k t_{ef} \sin \theta \cos \theta \quad (3.20)$$

Importa ainda fazer referência à importância dos momentos torsores que solicitam as carlingas. A circunstância delas se encontrarem nas extremidades dos vãos, determina que possam ficar sujeitas a elevados momentos torsores provenientes das restrições que impõem às deformações de flexão da laje e das vigas longitudinais. Devido a estes momentos é expectável a sua fissuração. Quando se trata de verificações de segurança em estados limites últimos, deve-se, por isso, considerar a rigidez à torção da secção fissurada no modelo de cálculo.

3.4 Tabuleiros Mistos Aço-Betão

No caso das estruturas mistas aço-betão, o dimensionamento dos elementos metálicos deve respeitar o articulado da norma EN 1993 e os elementos que funcionam em conjunto com betão devem também obedecer aos requisitos das normas EN 1994 e EN 1992.

Dado que a laje do tabuleiro é, em geral, para as passagens superiores mais comuns, em betão, seguem-se os mesmos princípios apresentados para os tabuleiros em betão pré-esforçado, pelo que se dispensa a sua abordagem novamente. Contudo, aborda-se na subsecção 3.4.2 o dimensionamento da ligação da laje à viga metálica.

Relativamente às vigas principais, há que garantir a segurança estrutural: i) na primeira fase da sequência de construção, na qual as vigas metálicas ainda não funcionam em conjunto com a laje de betão, avaliando as condições de segurança da secção metálica perante as ações que se

exercem na fase de construção, e ii) após a presa do betão, a partir da qual a secção transversal já funciona como uma secção mista aço-betão e podem ser tidas em consideração as propriedades resistentes da secção composta. É esta que resiste às restantes cargas permanentes às ações do tráfego e a todas as outras ações que se exercem durante a vida útil da estrutura.

3.4.1 Dimensionamento das vigas metálicas

Como se sabe, a maior ou menor esbelteza das secções transversais das estruturas metálicas, influencia a sua resistência e a capacidade de rotação da secção, na medida em que secções mais esbeltas, são limitadas por fenómenos de encurvadura local. Posto isto, importa, desde o pré-dimensionamento, determinar se os fenómenos de encurvadura local são condicionantes ou não. A EN 1993 1-1 classifica as secções em quatro classes, em função da relação entre a largura e espessura (esbelteza) dos seus componentes comprimidos, dos esforços atuantes e da classe de aço:

- Classe 1: aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2: aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classe 3: aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- Classe 4: são aquelas em que a encurvadura local ocorre antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

Em termos de dimensionamento a classificação das secções traduz-se na possibilidade de consideração da resistência plástica para secções da classe 1 ou 2, e da obrigatoriedade da consideração apenas a resistência elástica para secções da classe 3 ou 4. Na prática, as secções da classe 4 podem ser tratadas como secções da classe 3 se se reduzir a secção à secção efetiva, incluindo as suas propriedades geométricas. Devem ter-se em consideração os possíveis momentos adicionais derivados da excentricidade do centro de gravidade da secção efetiva relativamente ao da secção real. A secção efetiva pode ser determinada de acordo com a EN 1993-1-5, utilizando para tal o *método da largura efetiva*.

Em geral, não é economicamente viável, em pontes, fazer o dimensionamento das vigas para secções transversais pertencentes à classe 1 ou 2, a menos que sejam tabuleiros de pequeno vão, tendo em conta que a baixa esbelteza conduz a um maior peso próprio da estrutura. Para as pontes de médio a grande vão, as secções transversais metálicas pertencem, em geral, à classe 3 ou 4.

Na ausência de esforço transversal, a resistência de uma secção submetida a flexão uniaxial é verificada através da seguinte inequação:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.21)$$

onde M_{Ed} corresponde ao valor de cálculo do momento fletor atuante e $M_{c,Rd}$ ao valor de cálculo do momento resistente.

O valor de cálculo do momento fletor resistente de uma secção transversal em relação a um dos seus eixos principais é determinado do seguinte modo:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl}f_{yd} \text{ para secções das classes 1 e 2;} \quad (3.22)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = W_{el,min}f_{yd} \text{ para secções da classe 3;} \quad (3.23)$$

$$M_{c,Rd} = W_{eff,min}f_{yd} \text{ para secções da classe 4;} \quad (3.24)$$

em que W_{pl} corresponde ao módulo plástico de flexão, $W_{el,min}$ ao módulo elástico de flexão referido à fibra da secção onde a tensão elástica é mais elevada assim como $W_{eff,min}$ relativamente à secção reduzida. f_{yd} representa o valor de cálculo da tensão de cedência do aço.

O dimensionamento de elementos não restringidos lateralmente submetidos a flexão, especialmente quando constituídos por secções abertas de paredes finas, como as secções em I ou H (secções com baixa rigidez de torção e flexão lateral), é em geral condicionado pela **encurvadura lateral** ou bambeamento (Simões, 2014).

A verificação da segurança de um elemento de secção uniforme à encurvadura lateral, de acordo com a EN 1993-1-1, consiste na verificação da seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.25)$$

onde M_{Ed} corresponde ao valor de cálculo do momento fletor atuante e $M_{b,Rd}$ ao valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral, dado por:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT}W_yf_{yd} \quad (3.26)$$

em que:

W_y corresponde ao módulo de flexão adequado, ou seja,

$$W_y = W_{pl,y} \text{ para secções transversais das classes 1 ou 2;} \quad (3.26)$$

$$W_y = W_{el,y} \text{ para secções transversais da classe 3;} \quad (3.26)$$

$W_y = W_{eff,y}$ para secções transversais da classe 4;
 f_{yd} a tensão de cálculo do aço;
 χ_{LT} o coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral.

A norma EN 1993-1-1 propõe dois métodos para a determinação do coeficiente de redução χ_{LT} em elementos de secção constante: um método geral (mais conservativo) e um método alternativo. As indicações do Anexo Nacional da mesma norma que se referem à aplicação do método alternativo conduzem, no entanto, a que os resultados com ele obtidos sejam os mesmos resultados que advêm da aplicação do método geral.

Seguindo o método geral, o coeficiente χ_{LT} é determinado de acordo com:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad (3.27)$$

em que:

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2];$$

α_{LT} o fator de imperfeição dependente da curva de encurvadura;

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}};$$

M_{cr} corresponde ao momento crítico elástico para a encurvadura lateral.

As curvas de encurvadura a adotar são função da geometria da secção transversal do elemento, e a cada curva associa-se um valor de α_{LT} de acordo com os quadros 6.3 e 6.4 da EN 1993-1-1.

O momento crítico, M_{cr} , é o momento máximo que a viga, em condições ideais, pode suportar sem encurvar lateralmente. Este pode ser determinado com recurso de programas de cálculo automático. Deve, contudo, garantir-se que são tidos em conta corretamente todos os fatores que influenciam o valor do mesmo. Em particular, referem-se o carregamento (configuração do diagrama de momentos fletores), as condições de apoio, o comprimento do elemento entre secções contraventadas lateralmente, as propriedades geométricas, tais como a rigidez de flexão lateral, de torção e de empenamento, bem como o nível de aplicação das cargas, medido relativamente ao centro de corte. Este último pode ter um efeito estabilizador (quando se situa abaixo do centro de corte) ou desestabilizador (quando está acima do centro de corte) (Simões, 2014).

O método acima apresentado é aplicável a elementos de secção uniforme constante, tal como referido. Contudo, é frequente que as vigas que compõem o tabuleiro sejam de secção variável

monossimétrica e nesse caso a EN 1993 indica um método geral de verificação da encurvadura lateral. Segundo o mesmo, a resistência global à encurvadura fora do plano pode ser assegurada verificando a seguinte condição:

$$\chi_{op} \alpha_{ult,k} \geq 1,0 \quad (3.28)$$

em que:

$\alpha_{ult,k}$ corresponde ao valor mínimo do fator de amplificação a aplicar às ações de cálculo para se atingir o valor característico da resistência da secção transversal mais crítica do componente estrutural, considerando o seu comportamento no plano do carregamento sem ter em conta a encurvadura por flexão no plano lateral ou encurvadura lateral (por flexão-torção), mas em conta todos os efeitos devidos à deformação geométrica no plano e às imperfeições globais e locais;

χ_{op} é o coeficiente de redução o qual pode ser obtido tal como χ_{LT} , de acordo com a expressão (3.27), mas substituindo $\bar{\lambda}_{LT}$ pela esbelteza normalizada global, $\bar{\lambda}_{op}$, dada por:

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad (3.29)$$

$\alpha_{cr,op}$ corresponde ao valor mínimo do fator de amplificação a aplicar às ações de cálculo atuantes no plano para atingir o carregamento crítico elástico do componente estrutural à encurvadura lateral, sem ter em consideração a encurvadura por flexão no plano.

A segurança ao esforço transversal deve ser avaliada de acordo com a secção 6.2.6 da EN 1993-1-1. Deve ainda avaliar-se a resistência da alma à encurvadura por esforço transversal, seguindo secção 5 da norma EN 1993-1-5, de acordo com:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq h_w t_w \frac{\eta f_{ywd}}{\sqrt{3}} \quad (3.30)$$

onde,

$V_{bw,Rd}$ representa a resistência ao esforço transversal da alma e $V_{bf,Rd}$ dos banzos, cuja soma deve ser inferior à resistência plástica apenas da alma, e obtidas de acordo com as expressões seguintes, respetivamente:

$$V_{bw,Rd} = \chi_w h_w t_w \frac{f_{ywd}}{\sqrt{3}} \quad (3.31)$$

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f t_f^2}{c} f_{yf}, \quad c = a \left(0,25 + \frac{1,6 b_f t_f^2 f_{yfd}}{t_w h_w^2 f_{ywd}} \right) \quad (3.32)$$

em que:

χ_w corresponde ao fator de redução, tendo em conta a encurvadura por esforço transversal;

h_w e t_w correspondem à altura e espessura da alma, respetivamente;

b_f e t_f correspondem à largura e espessura do banzo com menor resistência axial;

a corresponde à distância entre reforços transversais (ver Figura 3.9);

f_{ywd} e f_{yfd} corresponde ao valor de cálculo da tensão de cedência do aço da alma e dos banzos, respetivamente.

O fator de redução à encurvadura por esforços transversos χ_w é dado em função da esbelteza da alma $\bar{\lambda}_w$ e consoante a zona de apoio seja reforçada, de maneira a que a resistência pós-crítica (depois da encurvadura da placa) possa ser mobilizada – zona rígida, ou não – zona não-rígida. A ilustração dos dois tipos de reforço da zona de apoio encontra-se e na Figura 3.9.

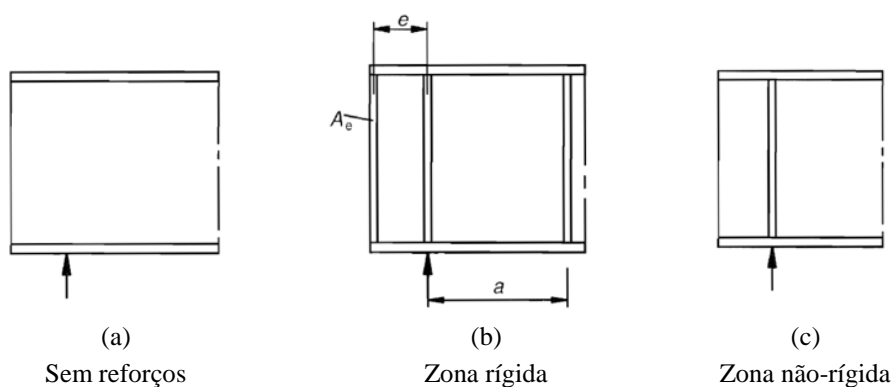


Figura 3.9: Zonas de apoios: tipos de reforço (retirado da EN 1993-1-5)

- Para zonas de apoio não-rígidas:

$$\chi_w = \eta \text{ para } \bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$$

$$\chi_w = 0,83/\bar{\lambda}_w \text{ para } \bar{\lambda}_w \geq 0,83/\eta$$

- Para zonas de apoio rígidas:

$$\chi_w = \eta \text{ para } \bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$$

$$\chi_w = 0,83/\bar{\lambda}_w \text{ para } 0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$$

$$\chi_w = 1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w) \text{ para } \bar{\lambda}_w \geq 1,08$$

$$\eta = 1,2 \text{ para } f_y \leq 460 \text{ MPa.}$$

A esbelteza da alma $\bar{\lambda}_w$ pode ser determinada de acordo com:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{86,4t_w\varepsilon}, \text{ para almas reforçadas apenas nos apoios,} \quad (3.33)$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37,4t_w\varepsilon\sqrt{k_\tau}}, \text{ para almas com reforços nos apoios e intermédios.} \quad (3.34)$$

em que $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ e k_τ é o coeficiente de encurvadura.

O coeficiente de encurvadura k_τ pode ser determinado recorrendo às fórmulas do anexo A3 da EN 1993-1-5. Para painéis apenas com reforços transversais podem utilizar-se as seguintes expressões:

$$k_\tau = 4,00 + 5,34 \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \text{ para } \frac{a}{h_w} < 1,0 \quad (3.35)$$

$$k_\tau = 5,34 + 4,00 \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 \text{ para } \frac{a}{h_w} \geq 1,0 \quad (3.36)$$

Na prática, a resistência dos banzos para este esforço é, em geral, desprezada, contabilizando-se apenas a resistência da alma (Beg *et al*, 2010), visto que os banzos são as zonas da secção onde as tensões normais devidas ao momento fletor são mais elevadas, não restando, em geral, reserva de resistência para o esforço transversal. Constituem exceção os casos em que a secção não está sujeita a momento fletor, como é o caso das secções situadas nas extremidades dos tabuleiros sobre os encontros.

Nos casos em que a secção está sujeita a ambos os esforços de flexão e esforço transversal, importa verificar a resistência da secção à combinação destes dois esforços. Em primeira instância há que verificar se existe, de facto, interferência entre as duas capacidades resistentes. Tal interferência não existe se o esforço transversal for suportado exclusivamente pela alma e o momento fletor exclusivamente pelos banzos, o que se traduz nas duas seguintes condições:

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0,5 \quad (3.37)$$

e

$$M_{Ed} \leq M_{f,Rd} \quad (3.38)$$

onde,

V_{Ed} é o esforço transversal de cálculo, e $V_{bw,Rd}$ é a resistência da alma ao esforço transversal.

M_{Ed} é o momento fletor de cálculo e $M_{f,Rd}$ é a resistência plástica da secção composta apenas pela secção efetiva dos banzos.

Caso uma das condições não se verifique é necessário verificar a resistência da secção à combinação de esforços. Tal pode ser verificado de acordo com a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta}_3 - 1)^2 \leq 1,0 \quad (3.39)$$

$M_{pl,Rd}$ é a resistência plástica da secção resistente efetiva, independentemente da classe a que pertence.

Importa referir que a EN 1993-1-5 indica que o critério de combinação de esforços apresentado deve ser verificado para todas as secções à exceção daquelas que distem menos de $h_w/2$ de um apoio com reforços transversais. No entanto, e apesar da EN 1993-1-5 não o referir, Beg *et al* (2010) chamam a atenção de esta benesse não ser válida para almas não-reforçadas.

3.4.2 Dimensionamento das vigas mistas

Tal como sucede para os tabuleiros em betão armado pré-esforçado, também nos tabuleiros mistos aço-betão é possível aproveitar a contribuição da largura efetiva da laje (efeito de “*shear lag*”) para a resistência da secção transversal. De acordo com a EN 1994, a largura efetiva b_{eff} define-se como:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3.40)$$

onde,

b_0 corresponde à distância entre conectores na direção transversal;

b_{ei} é a largura efetiva de cada lado da alma, dada por $L_e/8$;

L_e corresponde à distância entre secções de momento fletor nulo, e define-se na Figura 3.10.

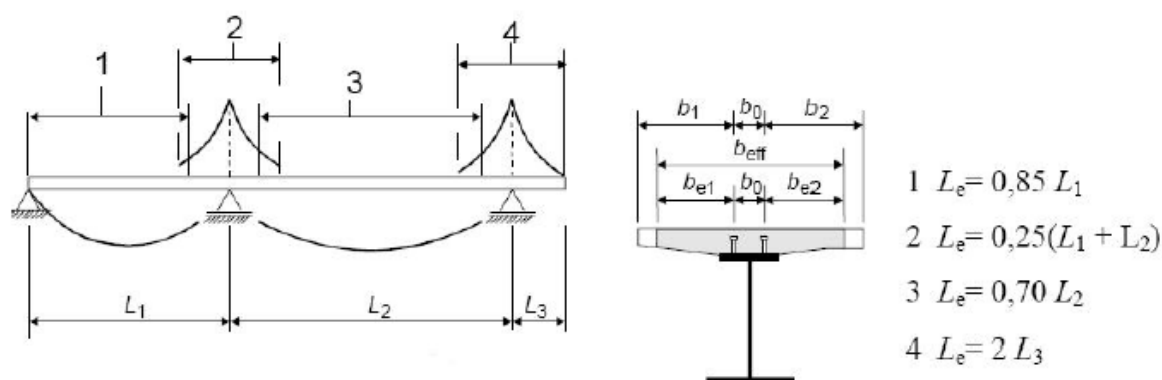


Figura 3.10: Parâmetros para a determinação da largura efetiva (vigas mistas) (retirado da EN-1994-1-1)

Quando se adota uma análise global elástica, pode, simplificada, considerar-se uma secção efetiva constante para as vigas ao longo dos tramos, b_{eff} , calculada para a secção de meio vão. Tal simplificação aplica-se apenas à determinação dos esforços nas vigas.

Em geral, a secção mista é homogeneizada no mesmo material (em geral, em aço). Tal pode ser efetuado dividindo a área de betão pelo coeficiente de homogeneização n dado por $n = E_a/E_c$, em que E_a é o módulo de elasticidade do aço e E_c do betão.

A fluência e retração do betão, devem ser tidas em conta alterando o valor do coeficiente de homogeneização em conformidade com a duração da ação. Deste modo, para cargas de curta duração, adota-se $n = n_0 = E_a/E_{cm}$ e para cargas de longa duração adota-se $n = n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_L)$, onde, φ_L é o coeficiente de fluência; e ψ_L é o multiplicador.

No que diz respeito à modelação das vigas mistas do tabuleiro, a EN 1994 indica que se possam considerar dois métodos de análise, de maneira a ter em consideração os efeitos da fendilhação do betão.

No primeiro método (*método geral*), procede-se inicialmente a uma análise que se designa por “não fendilhada”, na qual se considera a rigidez não fendilhada da secção, $(E_a I_1)$ em cada tramo. Nas zonas onde a tensão de tração na fibra extrema do betão exceder a resistência f_{ctm} deve reduzir-se a rigidez não fendilhada passando para a rigidez fendilhada, $(E_a I_2)$, e realiza-se uma nova análise. Trata-se, portanto, de um processo iterativo.

O segundo método é um procedimento simplificado aplicável a vigas contínuas com relações entre os vãos adjacentes superiores a 0,6. Neste método, considera-se a rigidez fendilhada da secção $(E_a I_2)$ em 15% de cada vão adjacente ao apoio e não fendilhada $(E_a I_1)$, nas restantes zonas, tal como ilustrado na Figura 3.11.

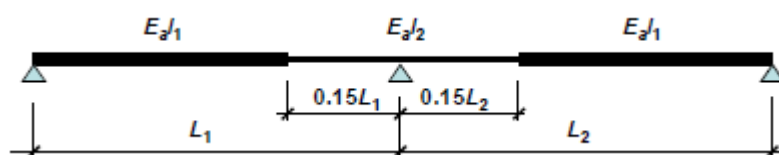


Figura 3.11: Procedimento simplificado para consideração a fendilhação do betão na análise

Deste modo, definem-se as secções transversais a considerar no modelo de cálculo.

Tal como acontece para as secções metálicas, a verificação da resistência à flexão pode ser efetuada admitindo uma distribuição de tensões plástica, ou elástica. A distribuição plástica apenas pode ser aplicada a secções das classes 1 ou 2, tal como já referido na secção anterior. Na avaliação da resistência à flexão, admitem-se algumas hipóteses de cálculo cuja consideração simplifica o procedimento, nomeadamente:

- a resistência à tração do betão é desprezada;
- a resistência à compressão das armaduras é desprezada;
- as secções transversais mantêm-se planas;
- existe interação total entre o aço estrutural, as armaduras e o betão.

Para efeitos de classificação das secções, importa referir que o banzo à compressão, quando travado pela laje de betão, pode ser considerado como pertencente à classe 1, desde que os conectores que fazem a conexão aço-betão respeitem as regras especificadas na EN 1994-2. Todos os outros componentes devem ser classificados de acordo com a EN 1993-1-1, tal como apresentado na secção anterior.

Resistência plástica

Ilustra-se na Figura 3.12 uma viga mista sujeita a flexão positiva, caso típico da secção de meio-vão, admitindo que a posição do eixo neutro, z , está na laje de betão. F_{c1} representa a força de compressão na laje de betão e F_a a força de tração na secção metálica.

$$F_{c1} = h_c b_{eff} 0,85 f_{cd} \quad (3.41)$$

$$F_a = A_a f_{yd} \quad (3.42)$$

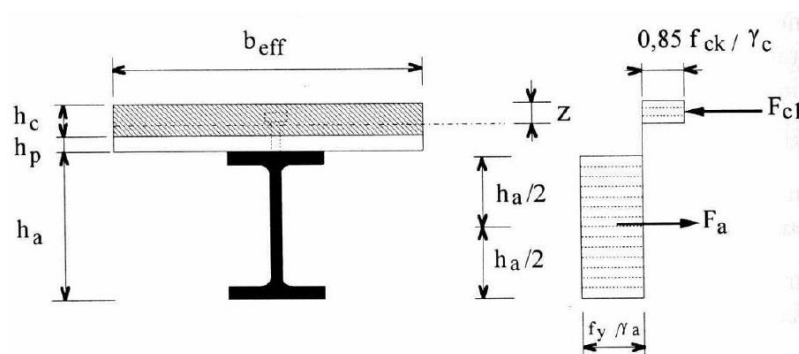


Figura 3.12: Resistência plástica de uma viga mista (sujeita a momentos positivos) (retirado de Simões (2018))

h_c é a altura da laje e h_p é a altura da eventual nervura;

h_a é a altura da secção metálica;

b_{eff} é a largura efetiva da laje;

A_a corresponde à área da secção metálica;

f_{cd} e f_{yd} correspondem aos valores de cálculo da tensão do betão e do aço, respetivamente.

Por equilíbrio estático, fazendo-se o somatório das forças igual a zero é possível determinar a posição do eixo neutro z . Com z é possível determinar o momento resistente de acordo com:

$$M_{pl,Rd} = F_a \cdot \left(\frac{h_a}{2} + h_c - \frac{z}{2} \right) \quad (3.43)$$

Em vigas que apresentam uma esbelteza elevada, como é o caso, em geral, das vigas adotadas em pontes, para que se atinja o momento plástico resistente na secção do vão, é necessário que a secção sofra uma grande rotação. Em consequência, é difícil garantir-se que a resistência plástica é totalmente mobilizada sem que daí resultem outras consequências inaceitáveis para o comportamento global da viga mista, em particular no caso das vigas contínuas. Por esta razão, em fase de pré-dimensionamento, (Lebet e Hirt, 2013), tratando-se de vigas não escoradas na fase de construção, e que tenham uma relação entre os vãos inferior a 0,6, limita-se o momento resistente a 90% do momento plástico resistente.

Resistência elástica

Tal como já referido, quando as secções transversais são da classe 3 ou 4, a resistência da secção deve ser avaliada tendo em conta uma distribuição linear de tensões. O diagrama de tensões pode ser determinado admitindo a plastificação da fibra mais distante do centro geométrico da secção ($\sigma = f_{yd}$), tal como se representa nas figuras abaixo. Visto que a secção é uma secção heterogénea, é expectável que se verifique um “salto” no diagrama de tensões, na zona de mudança de material. A distribuição de tensões no betão pode ser obtida a partir do diagrama de tensões na secção homogeneizada, dividido pelo respetivo coeficiente de homogeneização, tal como se ilustra nas figuras. Elas apresentam a distribuição das tensões axiais numa secção de classe 3 (Figura 3.13) e noutra da classe 4 (Figura 3.14).

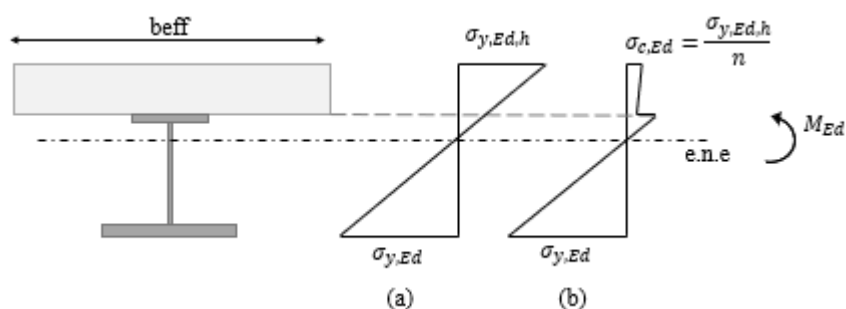


Figura 3.13: Distribuição elástica de tensões para secção da **classe 3** sujeita a momentos positivos: diagrama (a) para secção homogeneizada e (b) para secção composta heterogénea

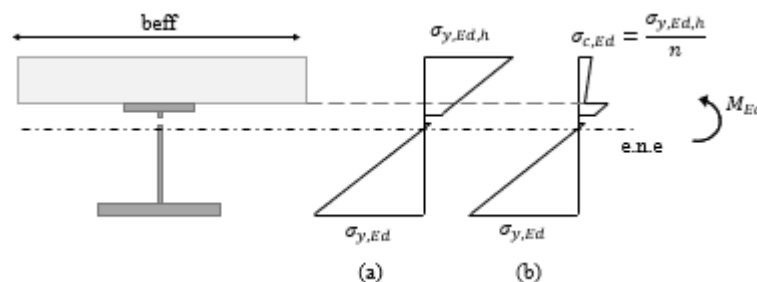


Figura 3.14: Distribuição elástica de tensões para secção da **classe 4** sujeita a momentos positivos: diagrama (a) para secção homogeneizada e (b) para secção composta heterogénea

Visto estarmos perante uma análise elástica, importa avaliar o histórico de aplicação de cargas, ou seja, aquelas que foram sucessivamente aplicadas na estrutura durante a sua vida. Para isso deve ter-se igualmente presente a evolução da secção resistente das vigas: i) secção metálica, na primeira fase da construção, à qual se aplicam o peso próprio da estrutura metálica e, eventualmente, o peso da laje de betão, ii) secção mista para cargas de longa duração, afetada pela fluência do betão, à qual se aplicam as restantes cargas permanentes e iii) secção mista para cargas de curta duração, à qual se aplicam as sobrecargas rodoviárias, etc. Com estas secções e com as tensões resultantes das ações aplicadas a cada uma, aplica-se o princípio da sobreposição dos efeitos, somando-se as tensões resultantes em cada ponto da secção.

A verificação da resistência é efetuada comparando diretamente as tensões obtidas da análise em comparação com as tensões de cálculo f_{cd} para o betão à compressão e f_{yd} para o aço à tração:

$$\sigma_{y,Ed} \leq f_{yd} \quad (3.44)$$

e

$$\sigma_{c,Ed} \leq 0.85f_{cd} \quad (3.45)$$

Importa referir que no caso das vigas contraventadas lateralmente de forma contínua por meio da laje de betão, não se considera que a encurvadura lateral por compressão do banzo superior seja condicionante para o dimensionamento, pelo que nas secções do vão, sujeitas a momentos positivos, pode-se dispensar as verificações referentes à encurvadura lateral.

Pelo contrário, no caso das secções do apoio intermédio, deve determinar-se a resistência à encurvadura lateral, pois o banzo comprimido (banzo inferior) já não está travado. O procedimento de determinação da resistência à encurvadura lateral é semelhante ao apresentado na secção anterior, contudo, no caso das vigas mistas, a encurvadura lateral mobiliza a rigidez à rotação transversal da laje (Figura 3.15).

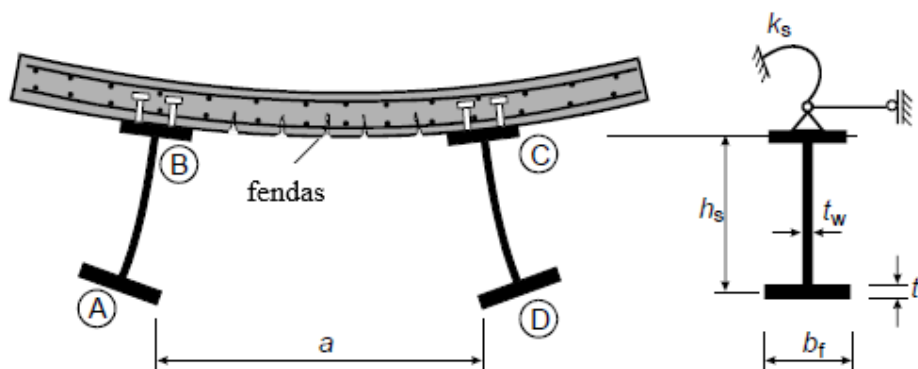


Figura 3.15: Encurvadura lateral das vigas mistas (retirado da EN 1994-2)

Analogamente à encurvadura lateral em vigas metálicas, a resistência à encurvadura lateral é dada por:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times M_{Rd} \quad (3.46)$$

onde,

$M_{b,Rd}$ é o valor de cálculo da resistência à encurvadura lateral;

M_{Rd} é o momento resistente da secção transversal;

χ_{LT} corresponde ao coeficiente de redução à encurvadura lateral de acordo com a EN 1993-1-1, em função da esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}_{LT}$, dada por:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (3.47)$$

M_{Rk} é o momento resistente da secção mista aplicando os valores característicos das propriedades dos materiais;

M_{cr} corresponde ao momento crítico da secção.

A determinação do momento crítico de uma viga mista é semelhante à determinação do momento crítico para uma viga metálica. A diferença prende-se apenas com a consideração do travamento da laje ao banzo superior (não comprimido), impedindo-o de se deslocar transversalmente e de rodar. Tal pode ser considerado admitindo um travamento contínuo ao nível do banzo superior, como se ilustra na Figura 3.15 à direita, introduzindo uma mola de rigidez rotacional igual a k_s . De acordo com a EN 1994-2, k_s pode ser determinado de acordo com:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (3.48)$$

k_1 é a rigidez de flexão da laje fendilhada na direção transversal à viga metálica, e que pode ser obtida a partir de:

$$k_1 = \alpha E_a I_2 / a \quad (3.49)$$

$E_a I_2$ é a rigidez de flexão da laje fendilhada, por unidade de largura da laje;
 $\alpha = 2$ para uma viga de extremidade e $\alpha = 3$ para vigas interiores.
 a é o espaçamento entre as vigas principais.

k_2 corresponde à rigidez de flexão da alma da secção metálica e pode ser obtida a partir de:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1-\nu_a^2)h_s} \quad (3.50)$$

ν_a corresponde ao coeficiente de *Poisson* do aço, h_s e t_w definem-se na Figura 3.15.

Para a verificação da segurança ao esforço transversal pode ter-se em consideração a contribuição da secção metálica e da laje de betão. Contudo, segundo Lebet e Hirt (2013), normalmente considera-se apenas a contribuição da alma da secção metálica, pelo que esta verificação segue os mesmos princípios que a apresentada na secção anterior relativamente ao esforço transversal em secções metálicas.

Dimensionamento da ligação aço-betão

A ligação aço-betão deve ser dimensionada para resistir ao corte longitudinal entre a laje e a viga metálica. As forças de corte têm de ser determinadas a partir de uma análise elástica usando as propriedades da secção não fendilhada, mesmo nas zonas onde se assumiu, na análise estrutural, a fendilhação da laje.

Quando é considerada uma análise elástica para verificação da resistência à flexão das secções, ou seja, para secções da classe 3 ou 4, o valor do esforço de corte longitudinal, $v_{L,Ed}$, por unidade de comprimento, pode ser obtido diretamente a partir do esforço transversal atuante na secção, de acordo com:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed} \times S}{I_1} \quad (3.51)$$

V_{Ed} corresponde ao esforço transversal atuante na secção;
 S ao momento estático da laje ou da secção metálica relativamente ao centro geométrico da secção composta;
 I_1 momento de inércia da secção composta não fendilhada.

No caso de secções da classe 1 ou 2, e nas quais se considera a plastificação da secção à flexão, o corte longitudinal total, $V_{pl,Ed}$, é dado pela diferença entre as forças atuantes na laje:

$$V_{pl,Ed} = N_{c,d} - N_{c,el} \quad (3.52)$$

$N_{c,d}$ é a força normal na laje para a secção com máximo momento fletor atuante;

$N_{c,el}$ é a força normal na laje para a secção que atinge o momento resistente elástico.

Atualmente, a maneira mais corrente de se fazer a ligação aço betão é através de conectores cilíndricos de cabeça. A rotura dos conectores pode dar-se por dois modos:

- por rotura causada pelas tensões de contacto entre os conectores e o betão. Esta resistência pode ser obtida pela expressão:

$$P_{c,Rd} = \frac{0,29d_D^2}{\gamma_V} \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \quad (3.53)$$

- rotura do conector por corte e flexão, e cuja resistência é avaliada de acordo com:

$$P_{D,Rd} = \frac{0,8f_{u,D} \pi d_D^2}{\gamma_D 4} \quad (3.54)$$

d_D corresponde ao diâmetro do conector;

f_{ck} é o valor característico da resistência do betão;

E_{cm} o módulo de elasticidade do betão;

$f_{u,D}$ a resistência última do aço do conector (tipicamente $f_{u,D} = 450$ MPa)

γ_D é o fator de segurança parcial para ligações, $\gamma_D = 1,25$.

Importa referir que, para o cálculo elástico, a resistência do conector deve ser limitada a 75% do menor valor obtido a partir das expressões anteriores.

O número de conectores n a dispor por unidade de comprimento é determinado dividindo o esforço de corte longitudinal pelo valor da resistência de cada conector:

$$n = \frac{V_{L,Ed}}{P_{Rd}} \quad (3.55)$$

Para verificações aos estados limite últimos, o tamanho e o espaçamento dos conectores pode ser mantido constante ao longo de qualquer comprimento L em que o valor de cálculo do corte longitudinal por unidade de comprimento não exceda em mais de 10% a resistência correspondente, tal como se ilustra na Figura 3.16. Contudo, ao longo de qualquer um desses comprimentos, o valor de cálculo da força total de corte longitudinal não deve exceder a força total resistente.

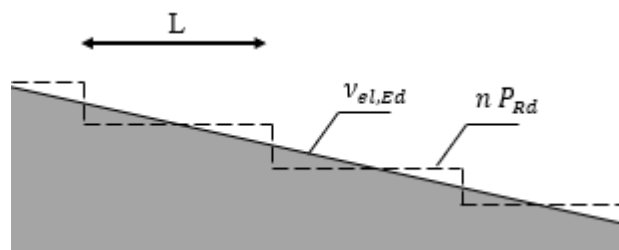


Figura 3.16: Corte longitudinal: esforço atuante vs resistência

O comprimento de cada troço L depende do número de troços que se queira analisar. Quanto menor for L , maior será a economia em termos de conectores, pois a resistência fornecida pelo seu conjunto adequa-se de forma mais rigorosa ao esforço atuante.

4 ASPECTOS RELEVANTES E RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO

No presente capítulo apresentam-se alguns aspetos do dimensionamento das três soluções construtivas analisadas, que se entendeu serem relevantes e os resultados obtidos. Foram, naturalmente, tidas em conta as regras e conceitos apresentados anteriormente. Começa-se, no subcapítulo 4.1, pela descrição das características geométricas da passagem superior e indica-se a sua localização. Segue-se a quantificação das ações consideradas no subcapítulo 4.2. Os três subcapítulos seguintes dizem respeito a cada uma das soluções dimensionadas, apresentando-se de forma sucinta as considerações efetuadas e os resultados obtidos.

4.1 Introdução ao caso estudado

Tal como já referido, a passagem superior destina-se ao tráfego rodoviário, admitindo-se que a sua faixa de rodagem permite a circulação nos dois sentidos. O traçado em planta da passagem superior é reto, sem viés. Considerou-se um passeio em cada lado do tabuleiro, com uma largura útil de 1,0 metro. Nas duas bordaduras existe uma viga de bordadura e um guarda-corpos. No limite interior do passeio situa-se o lancil e a guarda de segurança, tal como se ilustra na Figura 4.1. Como condicionamentos geométricos admitiram-se os que estão fixados para as passagens superiores da autoestrada A2. Note-se que o perfil transversal desta autoestrada tem uma particularidade: a largura da faixa que separa os dois sentidos do trânsito atinge os 11,5 metros. Para efeitos de quantificação de ações dependentes do local da construção – vento, sismos, variações de temperatura - considera-se que a obra-de-arte se situa no concelho de Coimbra. O tabuleiro adotado é, em qualquer das três opções, um tabuleiro em laje vigada com uma largura de 14,0 metros e que se estende ao longo de 57,2 metros, vencendo dois vãos de 28,2 metros. Apresenta-se, na Figura 4.2, o alçado da passagem superior, onde se definem os vãos a vencer pela estrutura.

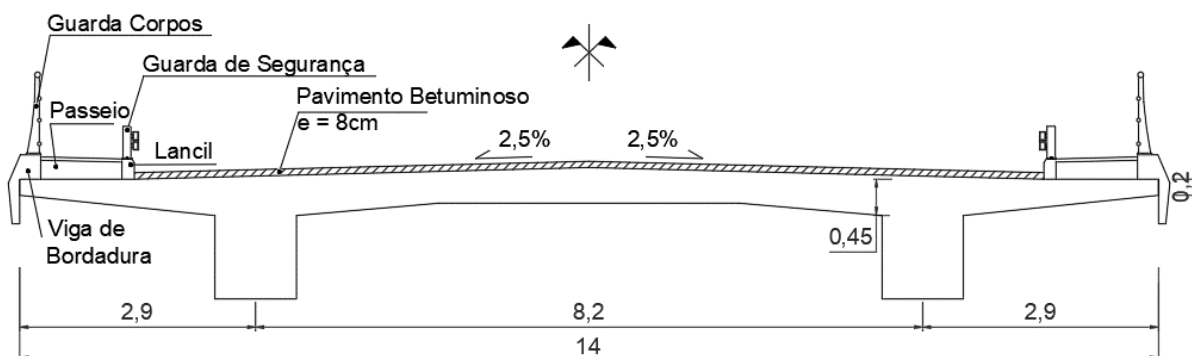


Figura 4.1: Secção transversal do tabuleiro

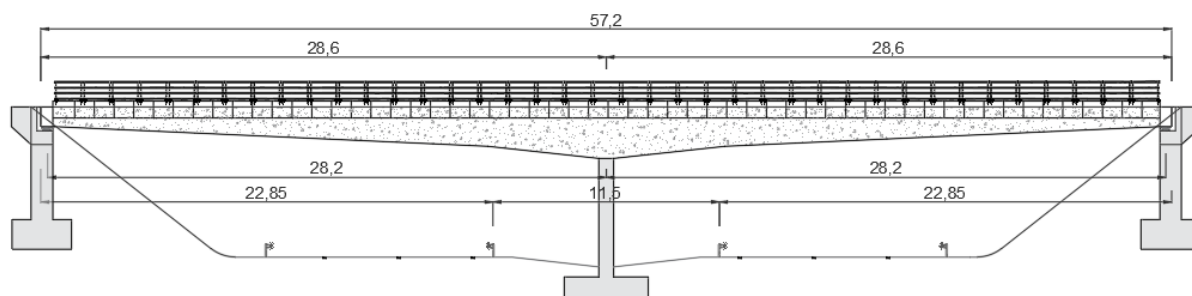


Figura 4.2: Alçado da passagem superior

Tendo por base os valores indicativos do quadro 2.1 da EN 1990, admitiu-se um período de vida útil para a estrutura de 100 anos.

4.2 Quantificação de Ações

As ações que se exercem em estruturas classificam-se em três grandes grupos, de acordo com a sua variação no tempo, i) ações permanentes, ii) ações variáveis e iii) ações de acidente, e associam-se, em geral, a uma situação de projeto. Para o dimensionamento deste caso de estudo, consideraram-se as ações permanentes que se quantificam no próximo quadro, bem como as ações variáveis associadas às sobrecargas rodoviárias e ao vento.

4.2.1 Ações Permanentes

As ações permanentes a ter em conta são todas aquelas que solicitam o tabuleiro durante todo o seu período de vida útil, nomeadamente o peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos a ela anexados. Naturalmente que o peso próprio da estrutura principal é variável de tabuleiro para tabuleiro, e foi contabilizado automaticamente pelo software de cálculo automático (RSA, 2017). No Quadro 4.1 apresentam-se as restantes cargas permanentes consideradas.

Quadro 4.1: Restantes Cargas Permanentes

	Peso Volúmico	Espessura	Carga Aplicada
Pavimento Betuminoso	24 kN/m ³	0,08 m	1,92 kN/m ²
Passeio (Betão Leve)	18 kN/m ³	0,20 m	3,60 kN/m ²
Viga de Bordadura	-	-	3,80 kN
Guarda Corpos	-	-	0,50 kN
Lancil	-	-	0,66 kN
Guarda de Segurança	-	-	0,30 kN

4.2.2 Ações Variáveis

Como já referido, consideraram-se para o dimensionamento da estrutura a ações variáveis relativas às sobrecargas rodoviárias e ao vento.

Sobrecargas Rodoviárias

O tráfego rodoviário, incluindo carros, camiões e veículos especiais originam forças estáticas e dinâmicas, verticais e horizontais. A norma EN 1991-2 define estas cargas, provenientes não só dos veículos, mas também dos peões, através de modelos de carga, que descrevem os efeitos do tráfego respeitantes aos países europeus (com amplificação dinâmica incluída).

Para efeitos de aplicação destes modelos importa dividir a faixa de rodagem do tabuleiro em vias de circulação, posicionando as cargas da maneira mais desfavorável, transversal e longitudinalmente.

Neste estudo considerou-se apenas o modelo de carga LM1 depois de se ter verificado que, em geral, é o que tem o efeito global mais gravoso num tabuleiro com dimensões idênticas às do que se analisou.

O modelo LM1 compreende dois sistemas de cargas parciais:

- i. cargas concentradas (*Tandem System, TS*), e
- ii. cargas uniformemente distribuídas (*Uniform Distributed Load, UDL*).

A carga a aplicar depende da numeração das vias, tal como se pode verificar no Quadro 4.2. Esta numeração é feita de forma decrescente, da via mais solicitada para a menos solicitada, em termos da intensidade das cargas que lhe são aplicadas.

Quadro 4.2: Valores característicos modelo de carga LM1

Localização	TS Q_k [kN]	UDL Q_k [kN/m ²]
Via 1	300	9,0
Via 2	200	2,5
Via 3	100	2,5
Restantes	0	2,5

Para melhor perceção da aplicação deste modelo ilustra-se na Figura 4.3 a aplicação do conjunto de cargas pontuais (TS) e, na Figura 4.4, o desenvolvimento de cargas uniformemente distribuídas (UDL) na secção transversal, para o caso em que se pretende obter a maior intensidade das cargas transmitidas à viga da esquerda.

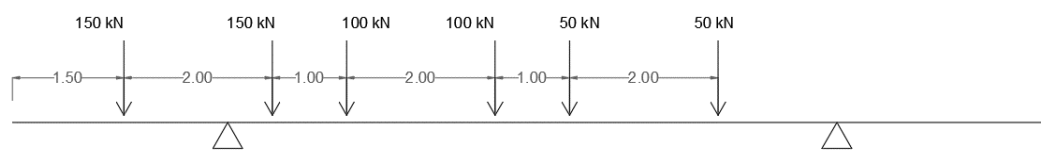


Figura 4.3: Ilustração da aplicação do modelo de carga LM1 - TS

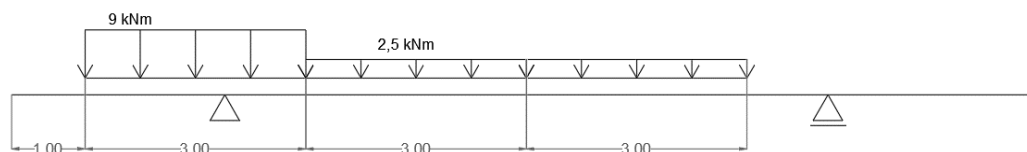


Figura 4.4: Ilustração da aplicação do modelo de carga LM1 - UDL

Ação do Vento

A consideração da ação do vento feita de acordo com a norma EN 1991-1-4 pode aplicar-se, segundo a cláusula 8.1(1), a pontes de tabuleiro único, com um ou mais tramos, de altura constante e com as secções transversais de construção corrente. O tabuleiro do caso em estudo, com secção transversal típica deste tipo de estruturas, tem, no entanto, altura variável. O anexo nacional permite a aplicação a pontes com tabuleiro de altura variável desde que se façam as adaptações necessárias, assegurando assim, a possibilidade de aplicação da norma a este caso em particular. Posto isto, determinou-se os valores da força transversal do vento para a menor e para a maior altura da viga, fazendo-se variar esse valor linearmente, ao longo do comprimento do tabuleiro.

Importa ainda referir que a ação do vento assume um papel importante aquando a montagem da estrutura metálica, principalmente no que diz respeito ao dimensionamento dos contraventamentos. No entanto, tendo em conta que a montagem da estrutura tem uma duração limitada, o valor característico da pressão dinâmica do vento pode ser reduzido tomando um período de retorno mais reduzido. De acordo com o artigo 3.1 da EN 1991-1-6 (quadro 3.1), para um período de construção inferior a 1 ano, como se admite neste caso, pode tomar-se um período de retorno de 10 anos, sendo deste modo possível obter um menor valor para a velocidade de referência e consequentemente para a ação do vento. Apresentam-se, na tabela seguinte, os valores da intensidade do vento por unidade de comprimento do tabuleiro obtidos para cada uma das soluções construtivas estudadas.

Quadro 4.3: Ação do vento considerada (direção transversal do tabuleiro)

Solução	Mínimo	Máximo	
BAPE (fase definitiva)	6,25	7,72	[kN/m]
Mista e Híbrida (fase definitiva)	6,25	6,25	[kN/m]
Mista e Híbrida (fase construção)	4,14	4,14	[kN/m]

4.3 Tabuleiro em Betão Armado Pré-Esforçado

4.3.1 Considerações gerais

Para o projeto do tabuleiro em betão armado pré-esforçado, considerou-se a utilização dos seguintes materiais:

- Laje do tabuleiro, vigas principais e carlingas – betão C35/45, recobrimento de 45mm;
- Armaduras ordinárias – Aço A500 NR;
- Armaduras pré-esforço – Aço Y1670/1860

A análise do tabuleiro foi efetuada a partir de um modelo de grelha plana que se ilustra na próxima figura e recorrendo ao software de cálculo *Robot Structural Analysis*. No dimensionamento do tabuleiro tomou-se apenas em consideração a sua configuração final por se considerar ser a mais condicionante para as verificações da segurança estrutural.

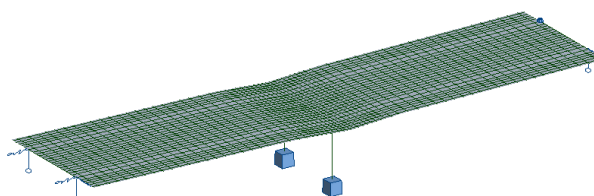


Figura 4.5: Representação do modelo de cálculo do tabuleiro BAPE

Os apoios das vigas principais são efetuados com ligações monolíticas aos pilares e com aparelhos de apoio acomodados nos encontros. Consideraram-se dois pilares, cada um posicionado no eixo duma viga, bem como dois aparelhos de apoio em cada encontro, seguindo a mesma lógica. As libertações consideradas nos aparelhos de apoio estão esquematizadas na Figura 4.6.

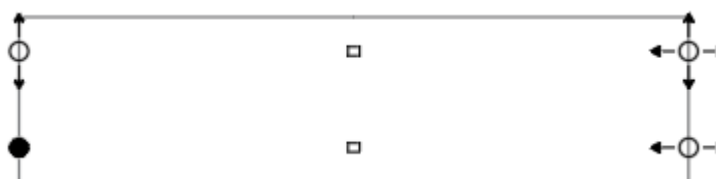


Figura 4.6: Esquematisação das libertações consideradas nos aparelhos de apoio (solução em betão armado pré-esforçado)

4.3.2 Descrição da solução dimensionada

A solução a que se chegou consiste numa laje em betão armado apoiada em duas vigas principais pré-esforçadas e integrando, ainda, duas carlingas nas secções de apoio nos encontros.

A laje é de espessura variável, com 45 cm nas zonas de ligação às vigas, 20 cm nos extremos das consolas laterais e 30 cm a meio do tabuleiro, tal como se observa na Figura 4.1.

As armaduras foram dimensionadas tendo em conta os esforços de flexão obtidos para as combinações fundamentais, para cada direção. Obteve-se uma laje com uma densidade de armaduras de 122 kg/m³ de betão. Concluiu-se não serem necessárias armaduras verticais específicas para resistir ao esforço transversal, pois a laje cumpre os requisitos enunciados nas normas, em particular, a expressão 3.11 deste texto.

As vigas principais têm uma largura constante de 1,0 metro, fazendo-se variar a altura da viga desde os encontros - 1,0 metro - até ao apoio intermédio - 2,6 metros. Na extensão das vigas mais próxima do pilar (6,0 metros para cada lado dele) adotou-se uma variação de altura mais pronunciada de maneira a melhor acompanhar a forma do diagrama de momentos negativos. Observe-se a Figura 4.7 e a Figura 4.8 para melhor elucidação da geometria das vigas.

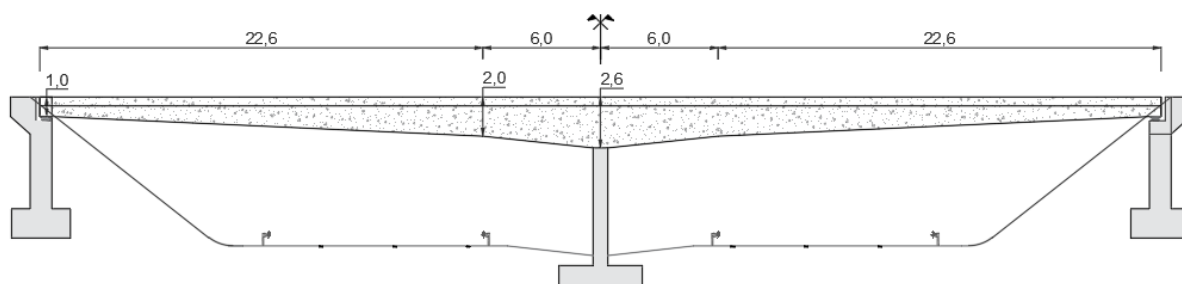


Figura 4.7: Alçado das vigas do tabuleiro em betão armado pré-esforçado

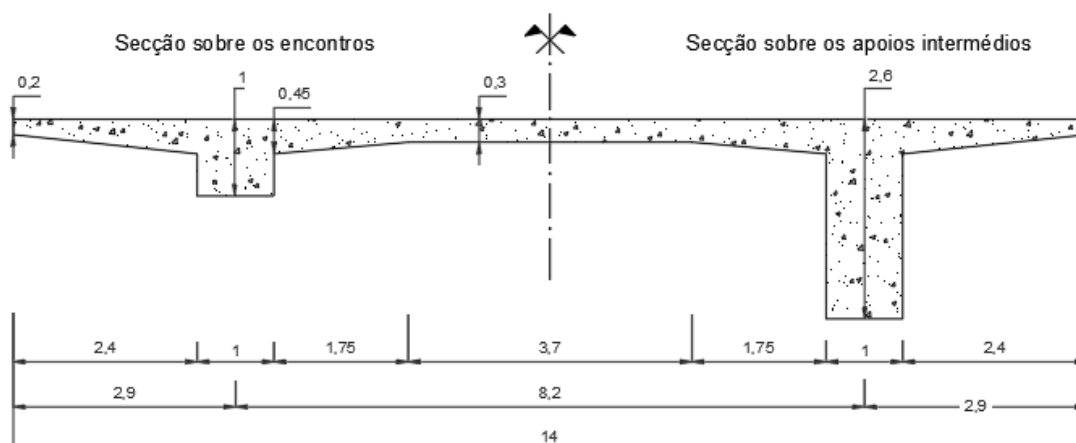


Figura 4.8: Ilustração da secção transversal do tabuleiro sobre os encontros (à esquerda) e sobre os apoios intermédios / pilares (direita) (dimensões em metros)

Considerou-se a aplicação de pré-esforço por pós-tensão ao longo de todo o comprimento das vigas principais. O traçado dos cabos está representado na Figura 4.9.

O critério de dimensionamento da força de pré-esforço adotado foi o de evitar a descompressão das fibras extremas para a combinação quase-permanente. Com base nele calculou-se uma força de pré-esforço útil necessária de $P_{\infty} = 8598 \text{ kN}$, para a secção crítica (neste caso, a secção de momento máximo positivo – secção B).

Para validação da solução adotada consultou-se as soluções disponibilizadas por uma empresa desta tecnologia (VSL, 2013) e adotou-se 1 cabo de 55 cordões de $1,5 \text{ cm}^2$. Para esta quantidade de cordões a força de tensionamento vale **12 276 kN**.

Estimaram-se em cerca de 25% as perdas de pré-esforço, pelo que a força de pré-esforço útil disponível ronda os 9 207 kN, o que valida a solução adotada ($P_{\infty, \text{necessária}} = 8598 \text{ kN} < P_{\infty, \text{disponível}} = 9 207 \text{ kN}$).

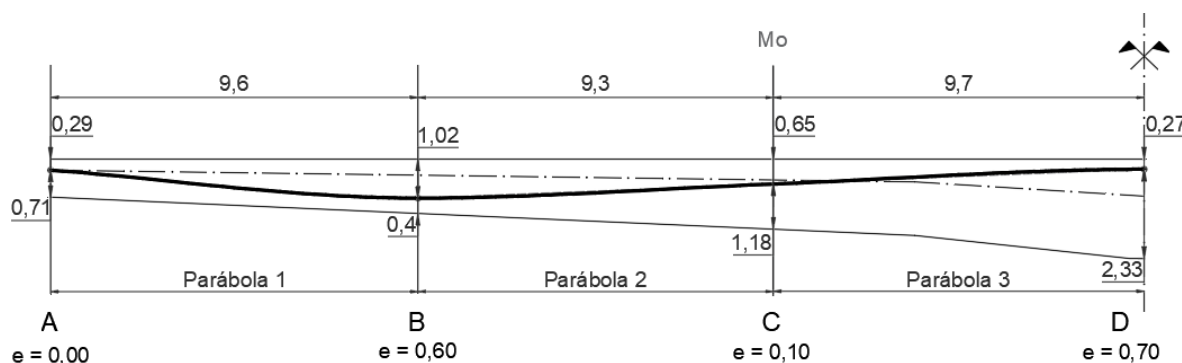


Figura 4.9: Traçado adotado para os cabos de pré-esforço (dimensões em metros)

O dimensionamento das armaduras ordinárias para verificação à flexão foi feito tal como explicado no capítulo anterior, para as combinações fundamentais de verificação aos estados limites últimos, recorrendo ao diagrama retangular simplificado.

Como armaduras longitudinais de flexão, adotaram-se $9\phi 32$ na secção crítica de momentos positivos e $23\phi 25$ na secção crítica de momentos negativos. Note-se que no caso dos momentos positivos, tendo em conta que a secção transversal da viga tem altura variável teve de se verificar a segurança em várias secções, pois a secção crítica de dimensionamento não tem de ser a correspondente ao momento máximo.

Adicionalmente, devem dimensionar-se as armaduras longitudinais necessárias para verificação aos estados limites de torção e eventualmente para controlo de fendilhação da alma, nas zonas onde se esperam tensões de tração.

No global, obtém-se uma densidade de armaduras ordinárias longitudinais de 188 kg/m^3 nas vigas principais.

As armaduras transversais adotadas visam a verificação dos estados limites últimos de torção e de esforço transverso. Como tal, obtêm-se, de acordo com a expressão 3.12, as armaduras transversais para verificação ao esforço transverso, e de acordo com a expressão 3.18 as armaduras transversais para verificação à torção. Avaliou-se, ainda, a segurança das zonas nas quais a adoção da armadura mínima para as vigas segundo a EN 1992-1 é suficiente para resistir ao esforço transverso (quando $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$) de acordo com a expressão 3.11. Como tal adotaram-se 4 ramos de $\phi 12$ afastados de 45 cm, na zona do vão e 4 ramos de $\phi 12$ afastados de 15 cm, na zona do apoio intermédio.

4.3.3 Faseamento construtivo

Admitiu-se que a construção da passagem superior em betão armado pré-esforçado se desenvolve nas **quatro fases** que se descrevem de seguida. Na Figura 4.10 ilustram-se, sequencialmente, essas mesmas fases.

- i) Começa-se pela betonagem dos encontros e do pilar central. Nesta fase, não se considera que haja afetação de tráfego à exceção do início e fim de cada período de trabalho.
- ii) Segue-se a construção da totalidade de um vão do tabuleiro e mais um quinto do outro. A largura das vias é reduzida ao mínimo e é montado um cimbre que vence o vão sobre duas vias, mantendo, deste modo, a circulação em perfil 2x2. Estabeleceu-se, para esta fase, um prazo de execução de três semanas.
- iii) Conclui-se a construção da estrutura da passagem superior, betonando-se o comprimento restante do tabuleiro. Tal como para a fase anterior, aplica-se um cimbre especial que vence o vão sobre duas vias de largura reduzida e mantém-se a circulação num perfil 2x2. Considera-se também um prazo de execução de três semanas.
- iv) Procede-se à pavimentação da via, à montagem das guardas e restantes acabamentos. Considera-se que o tráfego flui sem condicionamentos significativos, no entanto, há que desviar o tráfego na faixa da via inferior situada sob as zonas onde decorrem os trabalhos na passagem superior. Tal pode ser efetuado mantendo o perfil 1x1 durante a noite, desviando alternadamente as vias da esquerda e da direita de cada sentido.

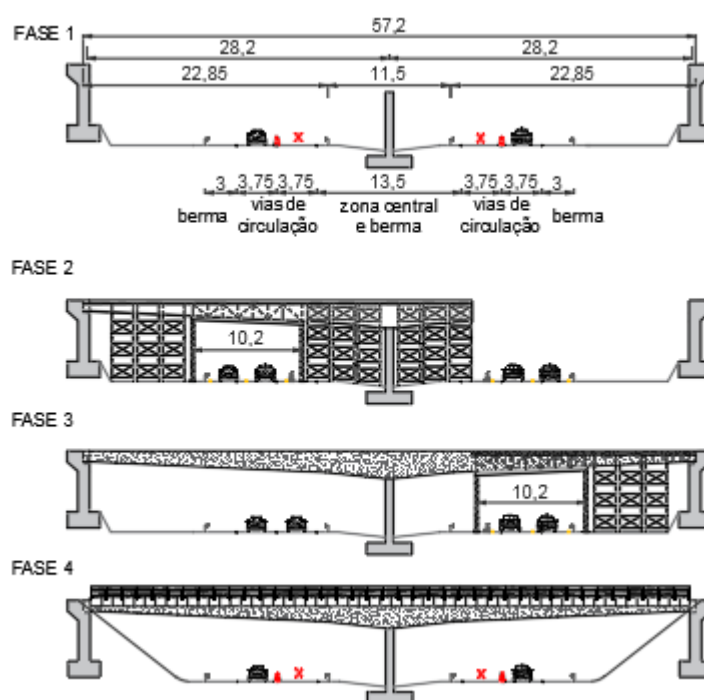


Figura 4.10: Faseamento construtivo da solução em betão armado pré-esforçado

4.4 Tabuleiro Misto Aço-Betão

4.4.1 Considerações gerais

Considerou-se a aplicação dos seguintes materiais no tabuleiro misto aço-betão:

- Laje do tabuleiro – betão C35/45, recobrimento das armaduras de 45mm;
- Armaduras ordinárias – Aço A500 NR;
- Chapas das vigas principais e reforços – Aço S355 J2
- Perfis dos contraventamentos verticais – Aço S355 J2
- Perfis dos contraventamentos horizontais – Aço S275 J2
- Conectores – tensão de rotura, $f_u \geq 450 \text{ N/m}^2$

Admitiu-se a pré-fabricação da laje em painéis com a largura do tabuleiro e comprimento de cerca de 2,0 metros, que são depois transportadas e posicionadas em obra sobre as vigas metálicas. Os painéis apresentam aberturas ao longo do eixo das vigas, para posterior ligação das vigas metálicas à laje de betão. Admitiu-se que a ligação seria feita por meio de conectores. Estes seriam posicionados nas zonas das aberturas betonando-se posteriormente *in situ* com betão de baixa retração, materializando a ligação mista aço-betão depois do betão ganhar presa.

O facto de a laje ser pré-fabricada não permite que se garanta a continuidade das armaduras longitudinais da laje. Este inconveniente poderia ser contornado pré-esforçando a laje longitudinalmente após a montagem dos seus elementos pré-fabricados. Esta hipótese não foi analisada. Devido a esta circunstância desprezou-se a contribuição das armaduras longitudinais da laje para a resistência das secções mistas das vigas principais, quando elas estão sujeitas a momentos negativos, ou seja, nas proximidades do apoio central.

A verificação da segurança do tabuleiro misto aço-betão e o correspondente dimensionamento compreendeu o estudo de dois cenários:

- i) fase de construção: na qual a ligação aço-betão ainda não se materializou e as vigas metálicas devem suportar o peso-próprio da estrutura metálica, da laje de betão, e ainda eventuais sobrecargas da construção. Os contraventamentos horizontais devem garantir a resistência necessária às ações horizontais, aplicadas neste período de tempo;
- ii) fase definitiva: no qual as vigas principais já funcionam como vigas mistas e devem resistir ao peso-próprio da estrutura, às restantes cargas permanentes e às sobrecargas rodoviárias.

Posto isto, a análise do tabuleiro foi efetuada a partir de um modelo simples de peças lineares, recorrendo ao software de cálculo *Robot Structural Analysis*, considerando que a laje está fendilhada na zona dos momentos negativos. Como tal, nessa zona a secção resistente é simplesmente a secção metálica. Na zona de momentos positivos consideraram-se as secções homogeneizadas em aço, tendo em conta os efeitos da fluência do betão, quando os esforços correspondem a cargas de longa duração. Deste modo, analisaram-se três modelos distintos: i) o que representa a estrutura metálica (na fase de construção), ii) o que simula a estrutura mista aço-betão homogeneizada em aço para cargas de curta duração (desprezando os efeitos de fluência) e iii) aquele que traduz o comportamento do tabuleiro misto quando sujeito a cargas de longa duração (considerando os efeitos da fluência). A representação do modelo de cálculo i) encontra-se na Figura 4.11. Não se considera relevante ilustrar os restantes modelos dado que eles têm igual configuração alterando-se apenas as geometrias das secções transversais.

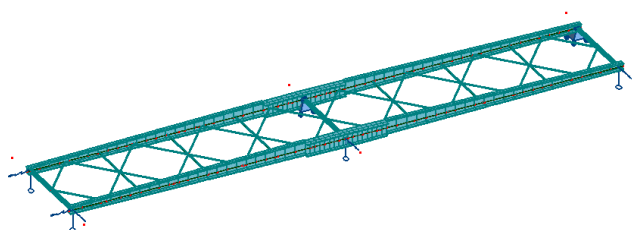


Figura 4.11: Representação do modelo de cálculo da solução mista aço-betão

Os apoios das vigas principais são materializados por intermédio de aparelhos de apoio. Consideraram-se um aparelho de apoio em cada pilar e dois aparelhos de apoio em cada encontro. Esquematem-se as libertações consideradas nos aparelhos de apoio na Figura 4.12.

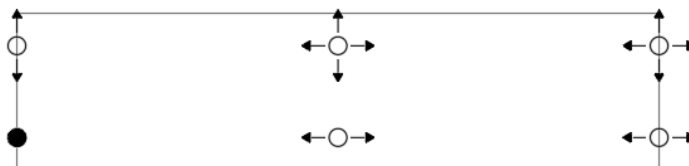


Figura 4.12: Esquematemização das libertações consideradas nos aparelhos de apoio (solução mista aço-betão)

4.4.2 Descrição da solução dimensionada

A solução a que se chegou consiste na laje de tabuleiro em betão armado (pré-fabricada) apoiada em duas vigas principais metálicas que se ligam mecanicamente à laje, funcionando o conjunto como um tabuleiro misto aço-betão. Entre as vigas principais dispôs-se o sistema de contraventamentos horizontais e verticais. O plano que contém os eixos das peças superiores deles dista cerca de 28 cm do topo das vigas principais.

A laje adotada apresenta a mesma geometria nas três soluções, aquela que se descreveu e ilustrou na Figura 4.1 (página 47).

Para dimensionamento das vigas principais, tomaram-se como referência as secções de momento máximo positivo e de momento máximo negativo e avaliou-se a sua segurança para as combinações fundamentais. Dimensionaram-se ambas as secções para resistir às tensões atuantes, na fase de construção e na fase definitiva, admitindo que a geometria dos banzos metálicos é constante ao longo da zona de momentos positivos (de acordo com o dimensionamento da secção crítica do vão) e ao longo da extensão onde os momentos são negativos (de acordo com a secção do apoio intermédio). As variações das capacidades resistentes resultam, portanto, apenas da variação da altura das secções.

À exceção das zonas dos encontros e do apoio intermédio, onde a viga tem altura constante, a altura da viga metálica varia linearmente de 600 mm, nos encontros, a 1400 mm, no apoio intermédio, tal como se observa na Figura 4.13. O corte transversal do tabuleiro é o que se apresenta na Figura 4.14.

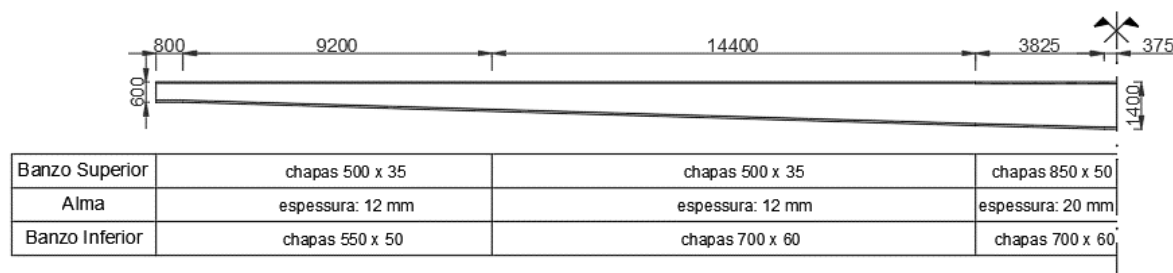


Figura 4.13: Geometria das vigas metálicas principais (dimensões em milímetros)

Perante esta geometria, de acordo com a EN 1993-1-1, a secção do apoio intermédio enquadra-se na classe 3, e a secção que apresenta o máximo momento positivo está no limite da classe 2, em ambas as fases consideradas, pois a esbelteza da alma é o componente condicionante. Posto isto, e tendo em conta que a alma da secção adjacente já pertenceria à classe 3, optou-se por fazer a verificação da resistência das secções transversais contando apenas com a resistência elástica das mesmas.

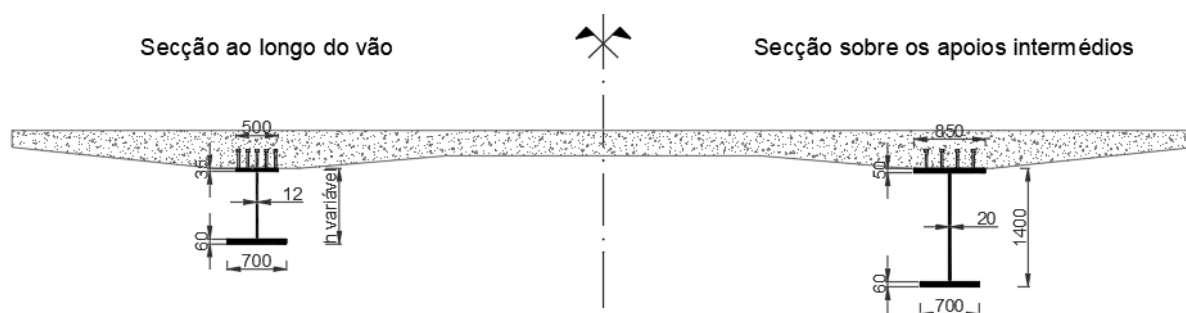


Figura 4.14: Secção transversal típica das vigas metálicas (dimensões em milímetros)

A secção do vão foi verificada aos estados limites últimos de flexão. Na fase de construção, considerando apenas a secção metálica, assegurou-se a resistência da secção perante os esforços atuantes e também a resistência à encurvadura lateral, a qual se revelou condicionante para o dimensionamento. Na fase definitiva, considerando a secção mista, somaram-se as tensões atuantes associadas a cada secção resistente (metálica, mista a curto prazo e mista a longo prazo) e compararam-se as tensões atuantes com os valores de cálculo das tensões resistentes do betão e do aço, para comprovar a segurança.

No caso da secção do apoio intermédio, além da verificação à flexão e encurvadura lateral, realizada a partir de um cálculo elástico, verificou-se ainda a resistência ao esforço transversal e a resistência à combinação dos dois esforços. Para garantir a segurança ao esforço transversal foi necessário considerar-se a existência de rigidificadores, como é recorrente e de boa prática na zona dos apoios. Nas secções dos apoios nos encontros também se colocaram rigidificadores para garantir a sua resistência ao esforço transversal.

Relativamente aos contraventamentos, refere-se apenas que se adotou perfis L80x80x8 e L110x110x10, nos contraventamentos horizontais, e HEA500 e IPE120 nos contraventamentos verticais dos apoios e do vão, respetivamente, todos eles dimensionados tendo em conta os esforços de compressão e flexão a que ficam sujeitos. Para o dimensionamento dos perfis HEA500 situados nas secções de apoio, consideraram-se, também as forças que lhes serão aplicadas pelos “macacos” hidráulicos utilizados para eventuais substituições dos aparelhos de apoio.

Na Figura 4.15 ilustra-se a constituição do tabuleiro misto aço-betão, bem como o posicionamento dos seus elementos estruturais metálicos.

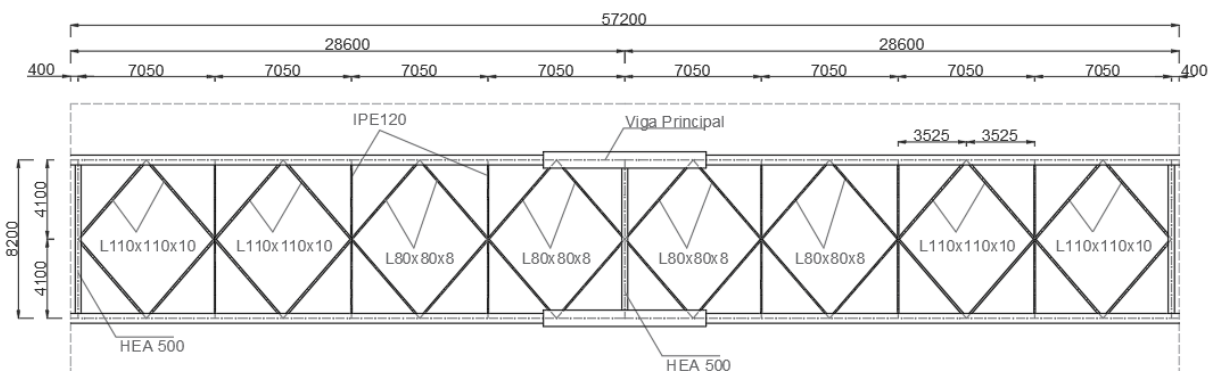


Figura 4.15: Esquemática do posicionamento dos contraventamentos do tabuleiro misto aço-betão (dimensões em milímetros)

4.4.3 Faseamento construtivo

Admitiu-se que a construção da passagem superior mista aço-betão se desenvolve em **cinco fases** que se apresentam de seguida. Na Figura 4.16 ilustram-se, sequencialmente, as fases correspondentes.

- i) Começa-se pela betonagem dos encontros e do pilar central. Nesta fase, não se considera que haja afetação de tráfego na via inferior, à exceção do início e fim de cada período de trabalho;
- ii) Segue-se a montagem da estrutura metálica de um vão do tabuleiro. Para tal, admite-se que o tráfego sob esse vão é basculado para as vias do sentido adjacente. A circulação faz-se num perfil de 1x1, durante o período de montagem. Considerou-se que uma noite (4 horas) é suficiente para concluir esta tarefa;
- iii) Monta-se a estrutura metálica do outro vão, e ligam-se as duas vigas principais, por soldadura. À semelhança da fase anterior, admite-se a basculação do tráfego durante o período de montagem estimado em 4 horas;

- iv) Posicionam-se os painéis da laje pré-fabricada e betonam-se as aberturas (na zona dos conectores) assim como as juntas entre painéis de laje com betão não retrátil. Considera-se que o tráfego flui sem condicionamentos significativos, sendo necessário, no entanto, desviar o tráfego na faixa da via inferior situada sob as zonas onde decorrem os trabalhos na passagem superior. Tal pode ser efetuado mantendo o perfil 1x1 durante a noite, desviando alternadamente as vias da esquerda e da direita de cada sentido.
- v) Procede-se à pavimentação da via, à montagem das guardas e restantes acessórios e acabamentos. Tal como acontece para a fase anterior, considera-se que o tráfego é desviado nas zonas onde decorrem os trabalhos suprimindo a via da direita ou da esquerda, alternadamente.

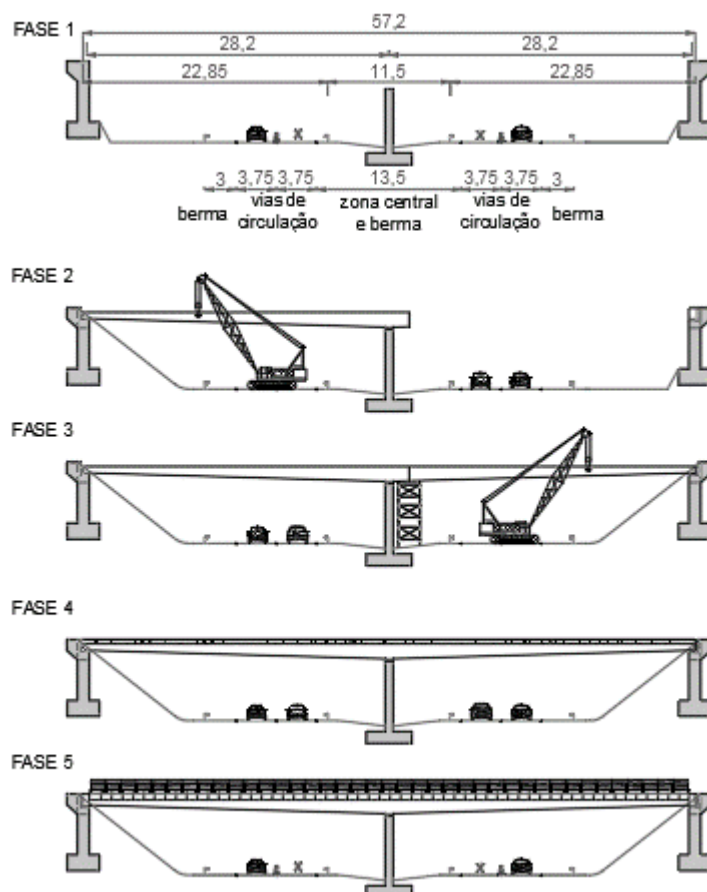


Figura 4.16: Faseamento construtivo da solução mista aço-betão

4.5 Tabuleiro Híbrido

4.5.1 Considerações gerais

Considerou-se a aplicação dos seguintes materiais no tabuleiro híbrido:

- Laje do tabuleiro – betão C35/45, recobrimento das armaduras de 45mm;
- Armaduras ordinárias – Aço A500 NR;
- Chapas das vigas principais e reforços – Aço S355 J2
- Perfis dos contraventamentos verticais – Aço S355 J2
- Perfis dos contraventamentos horizontais – Aço S275 J2
- Conectores – tensão de rotura, $f_u \geq 450 \text{ N/m}^2$
- Barras de pré-esforço – Aço Y1050/835
- Chumbadouros – Aço da classe 8.8

Nesta tipologia considerou-se que as extensões da laje do tabuleiro que cobrem as vigas metálicas serão pré-fabricadas e que o restante comprimento, ou seja, a zona em que o tabuleiro é em betão armado pré-esforçado, será betonada *in-situ*. Este assunto é abordado com mais detalhe no ponto seguinte.

A análise estrutural foi efetuada a partir de um modelo simples de peças lineares, recorrendo ao software de cálculo *Robot Structural Analysis*. Tal como sucedeu para a solução mista, também na análise deste tabuleiro foi necessário ter-se em conta o faseamento construtivo. Utilizaram-se dois modelos: i) um modelo representativo da fase de construção, constituído apenas pelas vigas de betão (ainda sem a laje betonada) e as vigas metálicas, estando estas apoiadas nos encontros e num apoio intermédio provisório (apoio simples), colocado na zona de ligação das vigas mistas à viga de betão; ii) um outro modelo que simula a situação definitiva do tabuleiro em que já se posicionaram os painéis da laje de betão, materializaram as ligações entre estes painéis e as vigas metálicas, e se betonou a laje na zona central. Nesta fase, aplicaram-se todas as ações mencionadas no segundo ponto deste capítulo. Na figura seguinte, ilustra-se o modelo considerado para a fase definitiva da estrutura.

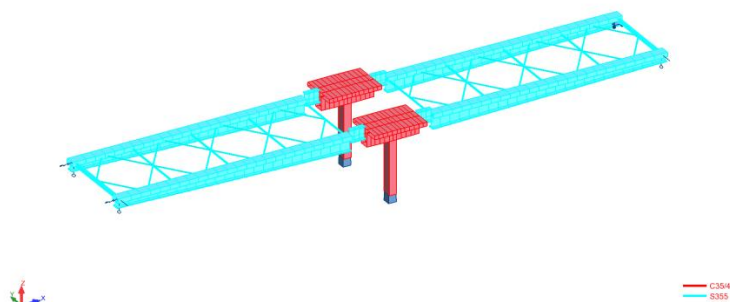


Figura 4.17: Representação do modelo de cálculo da solução híbrida (fase definitiva)

Tal como sucede para o tabuleiro em betão armado pré-esforçado, considerou-se que as ligações entre as vigas de betão e os pilares são ligações monolíticas, e que as vigas metálicas apoiam nos encontros por intermédio de aparelhos de apoio. As libertações consideradas são as apresentadas na Figura 4.6 (página 51).

4.5.2 Descrição da solução dimensionada

O tabuleiro é constituído, ao longo do vão, por vigas mistas com os respetivos sistemas de contraventamentos instalados entre elas, seguindo a mesma lógica estrutural que a apresentada para a solução mista. Na zona do pilar central, ao longo de 2,25 metros para cada lado do eixo do pilar, as vigas de betão armado pré-esforçado constituem um conjunto solidário com a laje na fase definitiva da estrutura.

Na Figura 4.18 apresenta-se o alçado da solução híbrida na sua fase final, assim como a correspondente planta esquemática na Figura 4.19.

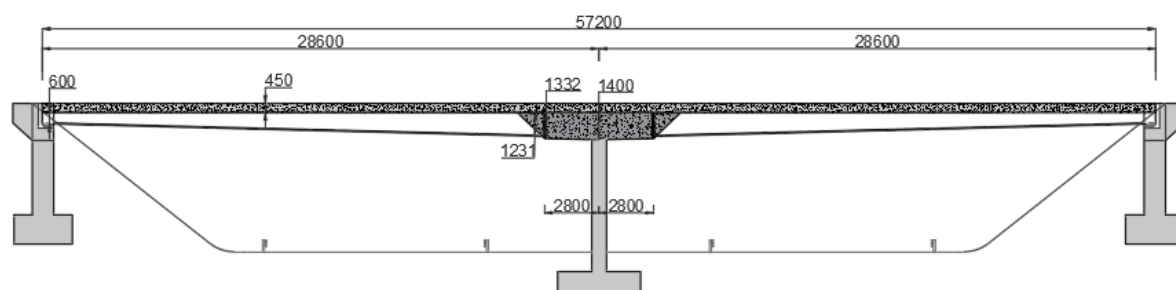


Figura 4.18: Alçado da solução híbrida

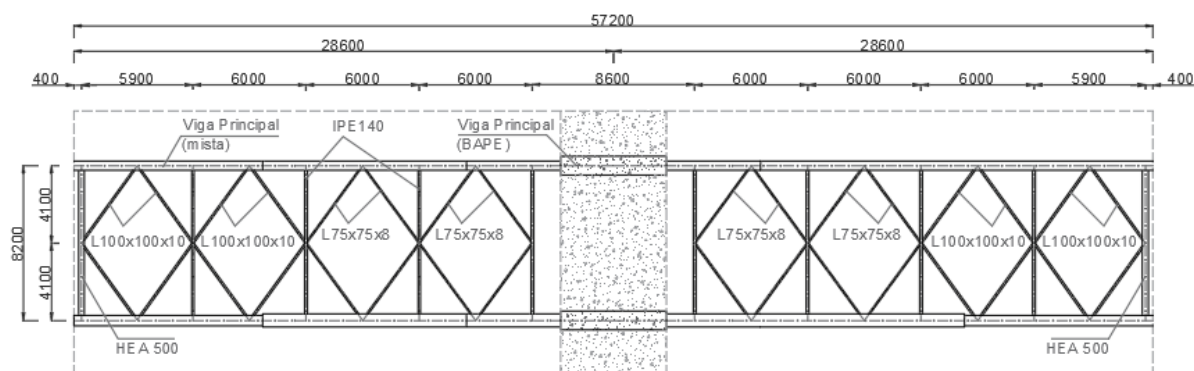


Figura 4.19: Esquematização da solução híbrida em planta

A laje tem a secção transversal apresentada na Figura 4.1 e, tal como sucedeu para as duas tipologias anteriores, admitiu-se que, na zona mista do tabuleiro, a laje seria pré-fabricada, em painéis e posteriormente posicionada em obra. Na zona das vigas em betão, a laje é betonada *in-situ*. Considerou-se que as armaduras longitudinais, dos painéis de laje pré-fabricadas

adjacentes à laje betonada *in-situ*, são prolongadas para além do comprimento do painel de maneira a garantirem a solidarização entre a laje pré-fabricada e a laje betonada *in-situ*. Tomando esta precaução, garante-se a continuidade das armaduras na transição da laje pré-fabricada para a laje betonada *in-situ* podendo então contar-se com a resistência das mesmas na zona do comprimento do tabuleiro onde os momentos negativos são mais relevantes.

As vigas metálicas têm uma configuração semelhante à considerada para as vigas metálicas do tabuleiro misto aço-betão. O dimensionamento segue também o mesmo procedimento, garantindo-se a resistência das secções para os estados limites últimos de flexão, tanto em fase de construção como com a sua configuração definitiva. Adotaram-se duas secções constantes de banzos ao longo de dois trechos na zona dos momentos positivos, e uma geometria única ao longo da zona de momentos negativos, tal como se ilustra na Figura 4.20. As secções foram definidas de modo a respeitarem as condições de segurança na secção de cada zona onde o momento é máximo.

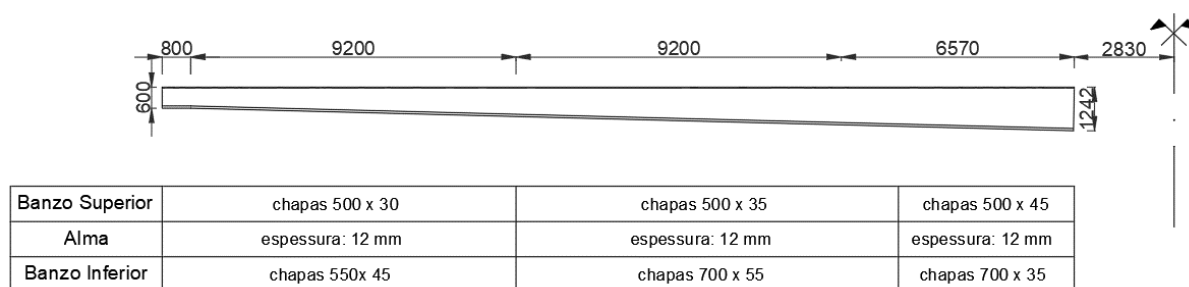


Figura 4.20: Geometria das vigas metálicas principais (dimensões em milímetros)

As armaduras ordinárias das vigas de betão também foram dimensionadas tendo em conta as duas fases críticas a que a estrutura está sujeita. Visto que a betonagem da laje é posterior à betonagem e cura das vigas, no período de tempo que antecede a cura a viga de betão tem uma secção retangular. Torna-se necessário, por essa razão, dispor dois níveis de armaduras longitudinais ordinárias: i) um no topo da viga de betão retangular, antes da betonagem da laje, para assegurar a resistência aos esforços atuantes na primeira fase da construção; ii) o outro no topo da viga já com a sua secção final, em T, ou seja, armaduras longitudinais colocadas na laje, para resistir aos esforços durante o período de vida útil da estrutura. Assim, adotaram-se $10\phi 20 + 26\phi 32$, como armaduras longitudinais, obtendo-se uma densidade de armadura de 210 kg/m^3 . As armaduras de esforço transversal foram dimensionadas para a fase definitiva tendo-se considerado 3 ramos de $\phi 12$ afastados 15cm. O dimensionamento das mesmas foi efetuado de acordo com a metodologia apresentada na subsecção 3.3.2.

A ligação entre os segmentos de viga metálica e de betão é efetuada por intermédio de uma chapa de topo da viga metálica a qual é fixada à viga de betão tirando partido da compressão

introduzida pelas barras de pré-esforço que serão ancoradas na chapa de topo, e por meio de chumbadouros. Considerou-se que os primeiros resistiriam às forças axiais na ligação e os segundos às forças de corte. Esta ligação viga metálica – viga de betão está ilustrada na Figura 4.21.

De acordo com as funções que se lhes atribuiu, as barras de pré-esforço têm de satisfazer duas condições:

- i) resistir aos esforços de tração na ligação viga metálica – viga betão, derivados do momento negativo a que a secção está sujeita (estados limites últimos);
- ii) garantir a descompressão das fibras extremas na secção crítica de momentos negativos (secção do apoio intermédio) (estados limites de serviço);

Em resultado de um processo iterativo, adotaram-se oito barras de pré-esforço de 75mm de diâmetro, as quais cumprem as duas condições referidas. A validação da solução foi efetuada com o auxílio do catálogo técnico da Macalloy, (2018) e admitindo perdas totais de pré-esforço de 25%.

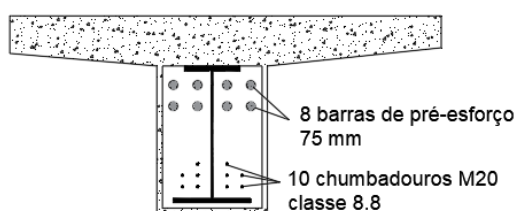


Figura 4.21: Esquematização da zona de ligação das duas vigas

4.5.3 Faseamento construtivo

Estabeleceram-se as seis fases de construção que se descrevem de seguida e que se procurou ilustrar na figura 4.22.

- i) Inicia-se a construção pela betonagem dos encontros e do pilar central. Nesta fase, não se considera que haja afetação de tráfego na via inferior, à exceção do início e final de cada período de trabalho;
- ii) Segue-se a montagem da estrutura metálica de um vão do tabuleiro. Previu-se a colocação de apoios provisórios de suporte às vigas metálicas durante a fase construtiva. Admite-se que o tráfego sob o vão em montagem é basculado para as vias do sentido contrário. A circulação faz-se num perfil de 1x1, durante o período da operação. Considerou-se que uma noite (4 horas) é suficiente para concluir este trabalho;
- iii) Segue-se a realização do mesmo trabalho para o outro vão;
- iv) Efetua-se a ligação entre as vigas metálicas e as vigas de betão, por meio dos chumbadouros e das barras de pré-esforço. Não há afetação de tráfego;

- v) Posicionam-se os painéis da laje pré-fabricada e betonam-se as aberturas (na zona dos conectores) assim como as juntas entre os painéis de laje, todas com betão não retrátil. Betona-se também a restante laje na zona situada sobre as vigas de betão. Considera-se que o tráfego flui sem condicionamentos significativos, havendo, no entanto, que desviar o tráfego na faixa da via inferior situada sob as zonas onde decorrem os trabalhos na passagem superior. Tal pode ser efetuado mantendo o perfil 1x1 durante a noite, desviando alternadamente as vias da esquerda e da direita de cada sentido.
- vi) Procede-se à pavimentação da via, à montagem das guardas e restantes acessórios e acabamentos. Tal como acontece para a fase anterior, considera-se que o tráfego é desviado nas zonas onde decorrem os trabalhos suprimindo a via da direita ou da esquerda, alternadamente.

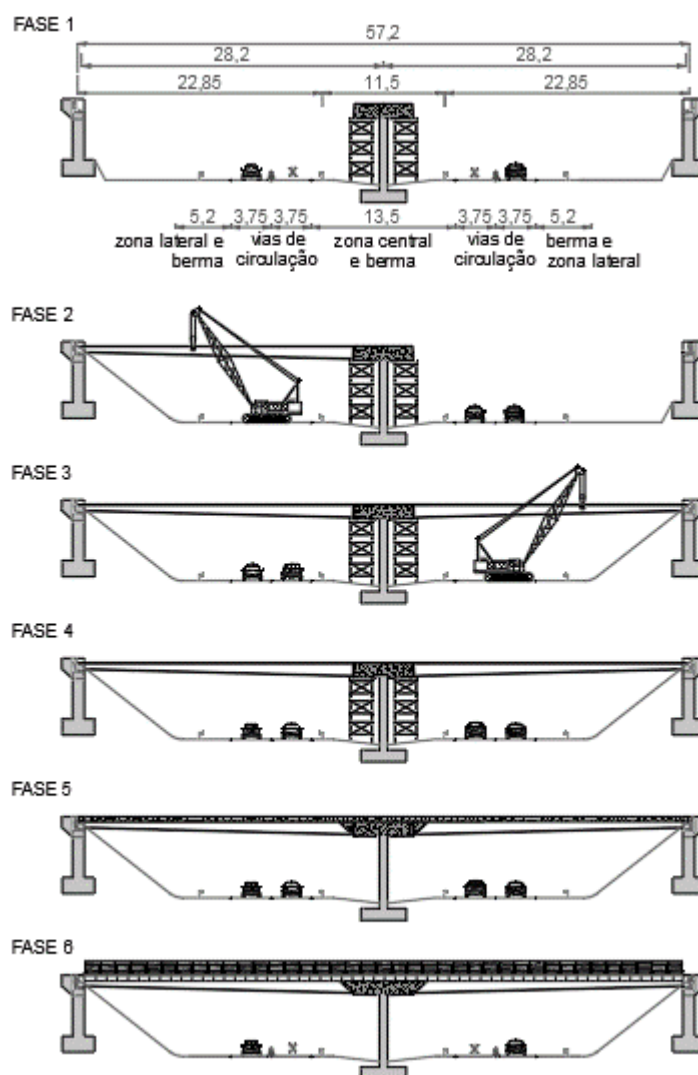


Figura 4.22: Faseamento construtivo solução híbrida

5 CONTABILIZAÇÃO DE CUSTOS E COMPARAÇÃO DAS SOLUÇÕES

No presente capítulo contabilizam-se os custos iniciais da construção de cada uma das soluções. Foram incluídos não apenas os que resultam diretamente da execução das estruturas mas, também, aqueles que provêm da perturbação causada no tráfego da via inferior. No subcapítulo 5.1 procede-se à contabilização dos custos dos materiais e do processo construtivo. No subcapítulo seguinte (subcapítulo 5.2) analisam-se os custos derivados dos desvios ou interrupções de tráfego. Por fim, no subcapítulo 5.3 sumarizam-se e adicionam-se as duas parcelas referidas de maneira a obter valores comparáveis para os custos iniciais das três soluções estudadas.

5.1 Custo dos materiais e sua aplicação em obra

A determinação dos custos diretos derivados da construção das estruturas foi feita a partir de preços unitários correntes para os materiais estruturais considerados e para a mão-de-obra eventualmente envolvida. No Quadro 5.1 apresentam-se os valores considerados. Efetuaram-se, para as três soluções, as medições das quantidades dos materiais aplicados em obra, as quais, depois de multiplicadas pelo respetivo custo unitário, permitem definir o custo de cada parcela.

O custo do betão aplicado em obra depende do processo construtivo, isto é, se é betonado *in-situ* ou pré-fabricado. No caso do primeiro, importa contabilizar o volume de betão, em m^3 , e o peso das armaduras ordinárias, em kg. No caso do segundo, o preço unitário, por m^3 , já inclui as armaduras e a montagem da laje. As armaduras de pré-esforço são medidas em kg, distinguindo-se o custo do pré-esforço em cabos daquele que se aplica em barras. O custo das estruturas metálicas obtém-se também em função do peso de aço estrutural obtido, em kg, o qual já inclui a montagem das estruturas.

Tratando-se de betão armado aplicado *in-situ*, para além dos materiais constituintes do tabuleiro, calcularam-se também as áreas de cofragem necessária, em m^2 , assim como o volume, em m^3 , dos respetivos cimbres. No caso particular da solução em betão armado pré-esforçado, para atender às condicionantes da via inferior, como se verá no subcapítulo seguinte, foram considerados dois tipos de cimbres: i) cimbres normalizados que correspondem aos cimbres correntemente empregues neste e tipo de construção ii) cimbres especiais, assim denominados porque vencem vãos superiores aos dos cimbres correntes.

O custo dos segundos foi contabilizado de maneira diferente, visto que é composto por colunas de grande capacidade e vigas que vencem os dois vãos. Admitiu-se que esses perfis seriam alugados por um valor estimado de 5000€. A este valor adicionou-se um custo de 1€/kg de aço para montagem e desmontagem dos cimbres, obtendo-se o valor final de 27 000€.

Somando-se todas as parcelas, obteve-se o custo final de cada solução. Os resultados das medições constam no Quadro 5.2 e os dos custos parciais no Quadro 5.3.

Quadro 5.1: Preços unitários considerados

	Preço unitário
Aço em armaduras	1,10 €/kg
Aço pré-esforço (cordões)	3,50 €/kg
Aço pré-esforço (barras)	2,50 €/kg
Aço S355 J2	2,80 €/kg
Aço S275 J2	2,45 €/kg
Betão <i>in-situ</i> C35/45	110,00 €/m ³
Betão pré-fabricado C35/45	330,00 €/m ³
Cofragens	15,00 €/m ²
Escoramentos	7,00 €/m ³

Quadro 5.2: Medições dos materiais e sua aplicação em obra

		Solução BAPE	Solução Mista	Solução Híbrida
Laje Tabuleiro	<i>Betonada "in-situ" (betão)</i>	324 m ³	- m ³	49 m ³
	<i>Pré-fabricada (betão)</i>	- m ³	324 m ³	275 m ³
	<i>Aço Construção</i>	39582 kg	- kg	5951 kg
	<i>Densidade armaduras</i>	122 kg/m ³	- kg/m ³	122 kg/m ³
Vigas BAPE	<i>Betonada "in-situ" (betão)</i>	138 m ³	- m ³	19 m ³
	<i>Aço Construção</i>	26022 kg	- kg	4015 kg
	<i>Densidade armaduras</i>	188 kg/m ³	- kg/m ³	210 kg/m ³
	<i>Pré-esforço</i>	7430 kg	- kg	3145 kg
Vigas Metálicas	<i>Aço Estrutural S355 J2</i>	- kg	63262 kg	46784 kg
	<i>Aço Estrutural S355 J2</i>	- kg	4325 kg	3388 kg
	<i>Aço Estrutural S275 J2</i>	- kg	2270 kg	1950 kg
Contraventamentos	<i>Especial</i>	22000 kg	- kg	- kg
	<i>Normalizado</i>	3061,5 m ³	- kg	382,4 m ³
Cimbres		1102,8 m ²	- m ²	162,3 m ²

Quadro 5.3: Contabilização dos custos totais dos materiais e sua aplicação em obra

		Solução BAPE	Solução Mista	Solução Híbrida
Laje Tabuleiro	<i>Betão "in-situ"</i>	35 648 €	- €	5 360 €
	<i>Betão pré-fabricado</i>	- €	106 943 €	90 864 €
	<i>Aço armaduras</i>	43 540 €	- €	6 546 €
	TOTAL	79 188 €	106 943 €	102 770 €
Vigas BAPE	<i>Betão "in-situ"</i>	15 232 €	- €	2 100 €
	<i>Aço armaduras</i>	28 624 €	- €	4 417 €
	<i>Pré-esforço</i>	26 007 €	- €	7 862 €
	TOTAL	69 862 €	- €	14 378 €
Vigas Metálicas	<i>Aço Estrutural S355</i>	- €	177 135 €	130 994 €
Contraventamentos	<i>Aço Estrutural S355</i>	- €	12 109 €	9 487 €
	<i>Aço Estrutural S275</i>	- €	5 563 €	4 777 €
Cimbres	<i>Especial</i>	27 000 €	- €	- €
	<i>Normalizado</i>	21 431 €	- €	2 677 €
Cofragem		16 542 €	- €	2 435 €
TOTAL MATERIAIS E APLICAÇÃO		214 022 €	301 749 €	267 519 €

Importa referir que, apesar do âmbito desta comparação se restringir ao tabuleiro, será natural que, atendendo ao menor peso das vigas metálicas quando comparado com o das vigas em betão armado pré-esforçado, os pilares, os encontros e as fundações das soluções mista e híbrida consumam menos materiais do que a solução com tabuleiro em betão armado pré-esforçado, o que torna esses elementos e, conseqüentemente, a totalidade da passagem superior um pouco mais económica.

5.2 Perturbação do tráfego na via inferior e respetivos custos

Para a avaliação da afetação do tráfego considerou-se o perfil transversal tipo da autoestrada portuguesa A2 e que se ilustra na Figura 5.1.

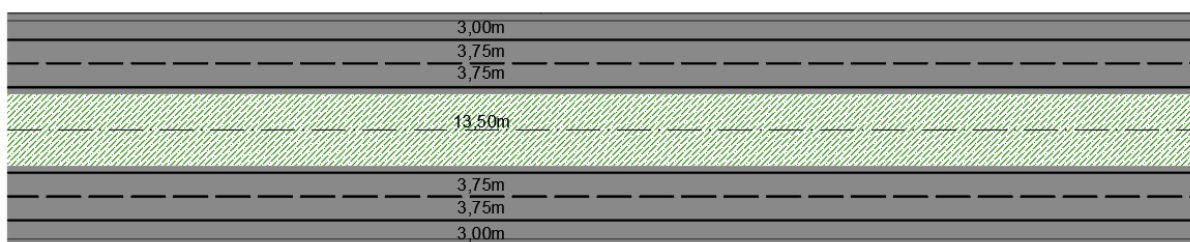


Figura 5.1: Esquematização da geometria da via inferior

O Decreto Regulamentar n.º 12/2008 estabelece as condições mínimas de circulação a respeitar quando se executam obras nas vias rodoviárias que integrem o Plano Rodoviário Nacional e sejam autoestradas concessionadas. Deve assegurar-se a existência de duas vias de circulação em cada sentido e, a largura das faixas de rodagem no troço em obras, incluindo a eventual berma ou faixa de segurança, não pode ser inferior a dois terços da largura inicial. No caso de

os trabalhos decorrerem exclusivamente no período noturno (21h às 7h), admite-se a existência de uma única via de circulação em cada sentido.

Atendendo a estas condicionantes procurou-se que o faseamento construtivo das várias soluções causasse o mínimo de perturbação na via inferior. Nas figuras seguintes apresentam-se os vários esquemas de afetação de tráfego considerados nas diversas fases de construção. Os esquemas que se apresentam são uma adaptação simplificada dos que são apresentados na referência Brisa (2009), mas permitem ilustrar, em planta, os desvios e/ou interrupções de tráfego.

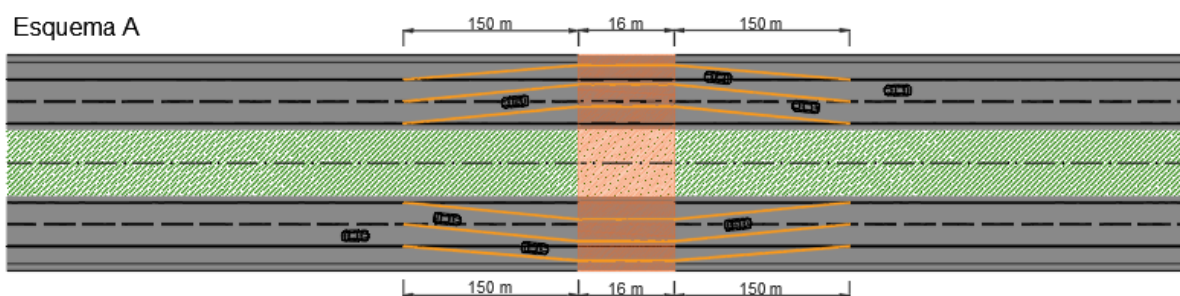


Figura 5.2: Esquema A da afetação de tráfego da via inferior

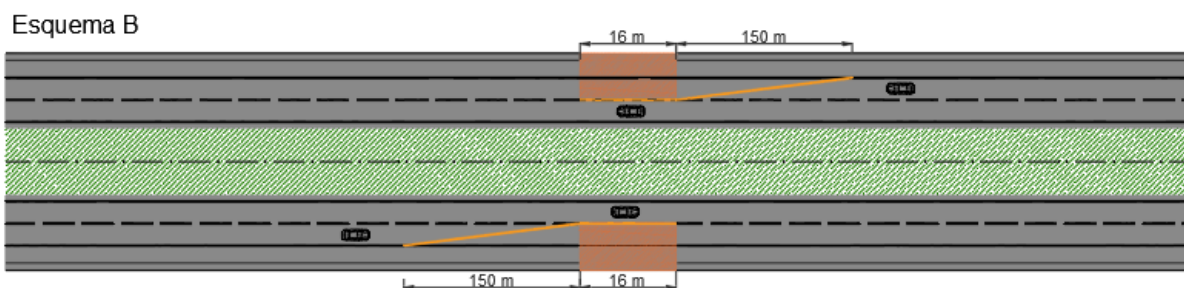


Figura 5.3: Esquema B da afetação de tráfego da via inferior

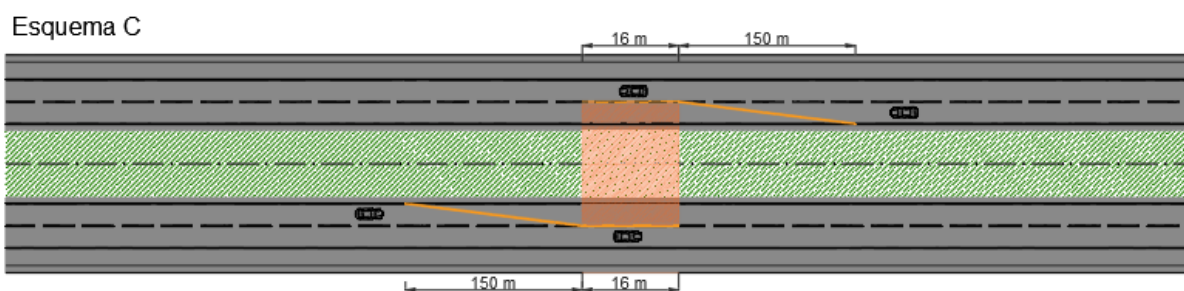


Figura 5.4: Esquema C da afetação de tráfego da via inferior

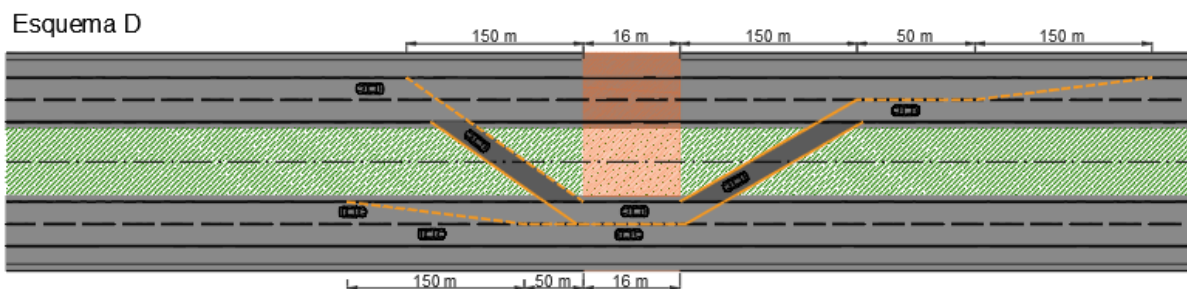


Figura 5.5: Esquema D da afetação de tráfego da via inferior

No Quadro 5.4 estabelecem-se as relações entre as diversas fases construtivas de cada solução e os esquemas associados, assim como o respetivo custo. Os custos relativos a cada esquema foram fornecidos pela própria Brisa, e correspondem aos valores que a concessionária da autoestrada paga ao Estado quando as condições de circulação do tráfego são penalizadas.

Quadro 5.4: Contabilização dos custos de afetação de tráfego

	Solução BAPE			Solução Mista			Solução Híbrida		
FASE 1	Esquema C	Dias	Custo	Esquema C	Dias	Custo	Esquema C	Dias	Custo
	1000 €/dia	7	7 000 €	1000 €/dia	7	7 000 €	1000 €/dia	7	7 000 €
FASE 2	Esquema A	Dias	Custo	Esquema D	Noites	Custo	Esquema D	Noites	Custo
	3700 €/dia	21	77 700 €	2700 €/noite	1	2 700 €	2700 €/noite	1	2 700 €
FASE 3	Esquema A'	Dias	Custo	Esquema D'	Noites	Custo	Esquema D'	Noites	Custo
	1850 €/dia	21	38 850 €	2700 €/noite	1	2 700 €	2700 €/noite	1	2 700 €
FASE 4	Esquema B e C	Noites	Custo	Esquema B e C	Noites	Custo	Não há afetação	Dias	Custo
	1000 €/noite	2	2 000 €	1000 €/noite	2	2 000 €	- €/dia	-	- €
FASE 5	-	-	-	Esquema B e C	Noites	Custo	Esquema B e C	Noites	Custo
				1000 €/noite	2	2 000 €	1000 €/dia	2	2 000 €
FASE 6	-	-	-	-	-	-	Esquema B e C	Noites	Custo
							1000 €/dia	2	2 000 €
TOTAL	125 550 €			16 400 €			16 400 €		

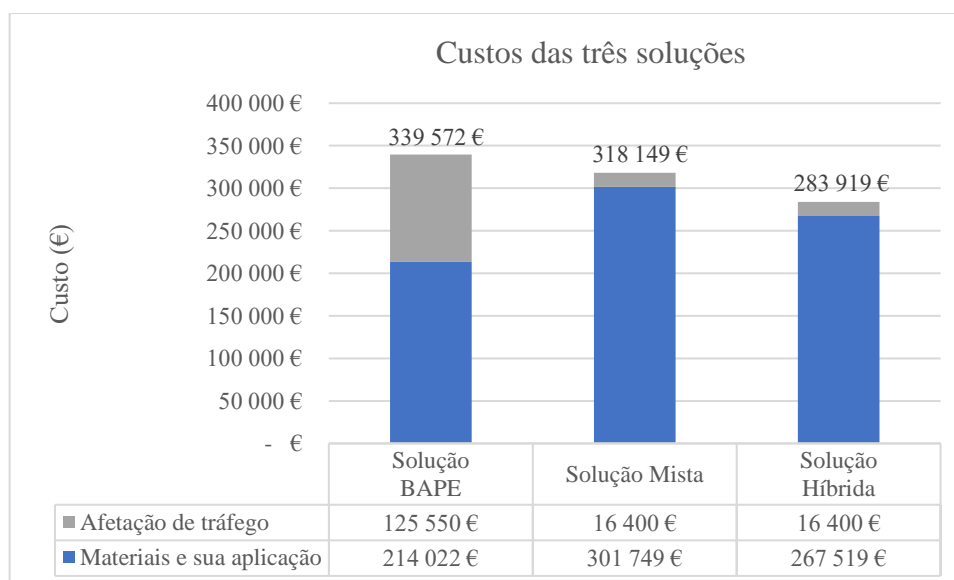
5.3 Comparação de custos

Importa agora contabilizar todas as parcelas e concluir acerca da solução economicamente mais interessante. No Quadro 5.5 somam-se as parcelas obtidas nos subcapítulos anteriores e obtém-se o custo final de cada solução.

Quadro 5.5: Custos totais das três soluções

	Materiais e sua aplicação		Afetação de tráfego		TOTAL
Solução BAPE	214 022 €	63%	125 550 €	37%	339 572 €
Solução Mista	301 749 €	95%	16 400 €	5%	318 149 €
Solução Híbrida	267 519 €	94%	16 400 €	6%	283 919 €

Apresentam-se os mesmos resultados no gráfico seguinte. Deste modo, é bem visível o peso de cada parcela no custo final da solução.



Tal como seria de esperar, e como é visível no gráfico apresentado, a solução em betão armado pré-esforçado é a que apresenta um menor custo direto da execução do tabuleiro. Também se previa que os custos da perturbação do tráfego causada pela construção do tabuleiro em betão armado pré-esforçado fossem superiores aos das outras soluções, o que se comprova com os resultados obtidos.

A solução híbrida é mesmo a que apresenta o custo mais baixo afirmando-se, deste modo, como a solução economicamente mais interessante para o caso estudado. Pode notar-se ainda que, no caso da solução híbrida, a substituição da tipologia mista pela tipologia em betão, numa extensão de cerca de 15% do comprimento total do tabuleiro permitiu uma redução do custo total do tabuleiro de cerca de 10%, face ao custo do tabuleiro misto.

6 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho, estudaram-se três tipologias de tabuleiros para passagens superiores, que se consideraram como sendo, atualmente, as mais competitivas no mercado nacional. O objetivo era obter os custos iniciais das estruturas dos tabuleiros para as três, incluindo nos mesmos os custos resultantes da perturbação do tráfego na via inferior, e concluir qual a solução economicamente mais interessante, tendo em conta as condicionantes admitidas.

Para a solução em betão armado pré-esforçado obteve-se um custo dos materiais de 149 050€, o qual inclui o preço do betão, do aço em armaduras passivas e do pré-esforço. A montagem, manutenção e desmontagem dos cimbres e cofragens representa um custo de 64 972€. Da perturbação do tráfego na via inferior resultou um custo de 125 550€. Tudo somado, o custo total da solução em betão armado pré-esforçado ascende a 339 572€.

A solução mista aço-betão, considerando o custo da laje de betão pré-fabricada e o custo do aço estrutural das vigas principais e contraventamentos, totalizou um valor de 301 749€ para os materiais do tabuleiro e a sua aplicação em obra. A perturbação do tráfego na via inferior corresponde a um montante de 16 400€, obtendo-se, no total, um custo de 318 149€.

A terceira solução, solução híbrida, contabilizou um total de 262 407€ para os materiais do tabuleiro e de 5 112€ para o cimbra e cofragens. A afetação do tráfego na via inferior é semelhante à solução mista, traduziu-se num encargo de 16 400€. No total, a solução híbrida contabilizou um custo de 283 919€.

Confirma-se, tal como era esperado, que a solução em betão armado pré-esforçado é a que apresenta um menor custo direto da execução do tabuleiro. No entanto, verifica-se que o custo de afetação de tráfego tem um peso bastante significativo, representando 37% do valor total desta solução.

A solução híbrida é mesmo a que apresenta o custo total mais baixo, afirmando-se, deste modo, como a solução economicamente mais interessante para o caso estudado. Note-se ainda que o custo da afetação de tráfego tem um peso pouco expressivo no custo total desta solução (5% do custo total), quando comparado com o da solução em betão armado pré-esforçado. O mesmo acontece no caso da solução mista aço-betão.

Como reflexão sobre o trabalho desenvolvido, importa referir que as soluções dimensionadas não estão otimizadas. Em particular, no caso da solução em betão armado pré-esforçado, a secção transversal da viga em betão na zona do pilar central poderia, eventualmente, ser reduzida. Igualmente, nos casos da solução mista aço-betão e da solução híbrida, poderiam ter-se feito mais variações nas geometrias dos banzos das vigas principais, tal como é habitual nos projetos deste tipo de tabuleiros para melhor adequar as capacidades resistentes aos esforços atuantes. Estes aspetos poderiam ter sido corrigidos com um processo iterativo de otimização das soluções, contudo, dada a limitação de tempo, tal não foi efetuado.

Como sugestões para trabalhos que, no futuro, voltem a abordar este tema, apontam-se os seguintes desenvolvimentos:

- i) Incluir, no custo da solução, os custos de manutenção dos tabuleiros;
- ii) Comparar estas soluções com uma solução em betão armado pré-esforçado, cujos elementos principais sejam pré-fabricados;
- iii) Realizar o mesmo estudo para outras configurações da via inferior e, principalmente, outros sistemas estruturais do tabuleiro igualmente usuais nas autoestradas portuguesas. Cita-se, a título de exemplo, o caso dos tabuleiros com três vãos;
- iv) Efetuar um estudo semelhante para outras tipologias de secções transversais, nomeadamente, com vigas de secção em caixão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abecasis, T. (2017) “Apontamentos das Aulas Teóricas de Pontes”, Universidade de Coimbra, Coimbra.

Appleton, J. (2013) “Estruturas de Betão”. Edições Orion, Amadora.

Appleton, J., Marchão, C., Camara, J., Costa, A., Almeida, J., Cruz, S. (2014) “Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão I”, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Appleton, J., Marchão, C., Camara, J., Costa, A., Almeida, J., Cruz, S. (2014) “Folhas de apoio às aulas de Estruturas de Betão II”, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Autodesk® Robot Structural Analysis® 2017

Autodesk® AutoCAD® 2017

Barros, P. (2013) “A Gestão de Obras de Arte na Rede Brisa – Reabilitação e Requalificação”. Jornadas da Construção em Cimento 2013, Lisboa.

Beg, D., Braun, B., Davaine, L. e Kuhlmann, U. (2010) “Design of Plated Structures”, ECCS – European Convention for Construction Steelwork, Brussels.

BETAR@ (2019). <http://www.betar.pt/pt/content/9-betar-consultores/46-obras-de-arte-correntes>. BETAR Consultores (página de Internet oficial), Lisboa.

Bispo, S., Cabral, P., Rito, A. (2012) “Combinação de tabuleiros em betão com tabuleiros mistos aço-betão”. Encontro Nacional de Betão Estrutural, Porto

Brisa (2009) “Manual de Sinalização Temporária Anexo I”. Brisa – Operação e Manutenção

Decreto Regulamentar n.º 12/2008 de 9 de Junho, Diário da República, 1ª série – N.º 110

EN 1990 Annexe A2 (2001) “Eurocode 0: Basis of Structural Design prAnnexe A2: Application for bridges (normative)”, Final PT Draft, European Committee for Standardization, Brussels.

EN 1991-2 (2003) “Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges”, European Committee for Standardization, Bruxelles.

EN 1993-1-5 (2009) “Eurocode 3 – Design of steel structures, Part 1-5: Plated structural elements”, European Committee for Standardization, Bruxelles.

EN 1994-2 (2005) “Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures, Part 2: General rules and rules for bridges”, European Committee for Standardization, Bruxelles

Ferreira, P. (2014) “Tabuleiros de Viadutos Rodoviários: Modelos numéricos e implicações das cargas preconizadas nos Eurocódigos”. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto

IP@ (2018). <http://www.infraestruturasdeportugal.pt/rede/rodoviaria>. Infraestruturas de Portugal (página de Internet oficial), Almada.

Lebet, J.-P., Hirt, M. A. (2013) “Steel Bridges” EPFL Press, Lausanne.

Liebenberg, A.C. (1992) “Concrete Bridges: Design and Construction”. Longman Scientific & Technical, Harlow

Macalloy@ (2018). <https://www.macalloy.com/>. Macalloy (página de Internet oficial), Sheffield.

NP EN 1990 (2009). “Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

NP EN 1991-1-4 (2010) “Eurocódigo 1 – Ações em estruturas, Parte 1-4: Ações gerais. Ação do Vento”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

NP EN 1993-1-1 (2010) “Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas de aço, Parte 1-1. Regras gerais e regras para edifícios”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal.

NP EN 1994-1-1 (2007) “Eurocódigo 4 – Projeto de estruturas mistas aço-betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal

Reis, A. J. (2006) “Folhas da Disciplina de Pontes”, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Simões, R. (2014) “Manual de dimensionamento de Estruturas Metálicas”, CMM – Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Antanhol

Simões, R. (2018) “Apresentações das aulas de Estruturas Metálicas II Parte 2-2”, Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Coimbra, Coimbra.

VSL@ (2013). <http://www.vsl.com/>. VSL (página de Internet oficial), Bern.