U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

SOLUÇÕES PARA TABULEIROS PRÉ-ESFORÇADOS DE PONTES FERROVIÁRIAS EM BETÃO DE ELEVADA RESISTÊNCIA

FRANCISCO NOGUEIRA GENS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel

Coorientador: Professor Doutor Carlos Filipe Ferreira de Sousa

JUNHO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2020/2021 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021*.

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

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

Aos meus pais e ao meu irmão

"É preciso ter mergulhado as mãos na terra, é preciso ter vivido, ter sofrido, ter chorado e ter rido. É preciso ser testemunha verdadeira de factos descritos. É preciso ter sido protagonista dos próprios relatos."

Avô Gens, 2002

AGRADECIMENTOS

Com esta dissertação encerra-se uma das melhores etapas vividas. Apesar do trabalho árduo nos últimos meses, não poderia deixar de expressar os meus profundos agradecimentos às pessoas com quem tive o prazer de compartilhar este percurso, tornando-o memorável.

Em primeiro lugar, ao orientador e ao coorientador desta dissertação, Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel e Professor Doutor Carlos Filipe Ferreira de Sousa, por quem prezo uma grande admiração pela sabedoria, capacidade de resolução e perspicácia. Espero um dia atingir um patamar equiparável. Os meus sinceros agradecimentos pela atenção, boa disposição demonstrada e pela valiosa bibliografia e conhecimentos transmitidos.

Aos meus pais, por todos os valores passados, pelo apoio contínuo, pela paciência interminável e carinho com que me acompanharam todos estes anos.

Ao meu irmão, por ser um grande exemplo de vida e um grande amigo. Não seria a mesma coisa sem os seus sábios conselhos e sem a sua boa disposição, não esquecendo a Daniela que complementa todas estas características.

Aos meus amigos de curso e de especialidade, em particular, ao Bruno, à Cristiana, ao Neves e ao Nuno pela amizade, pelas horas incontáveis de riso, pelas noites em branco a "estudar", pela entreajuda e peripécias que tornaram este caminho tão especial.

Ao meu grupo de amigos que já me acompanha há mais de uma década, Armando, Bruno, Dmitriy, Henrique, Miguel, Pedro e Pereira pelo apoio, camaradagem e pelas histórias intermináveis que levo para a vida.

À Cláudia, pela forma incansável com que me apoiou em todos os momentos, mesmo quando a dissertação consumiu a disponibilidade. Por me tornar na pessoa resiliente e determinada que sou hoje e por todo o amor, carinho e confiança que potenciaram o meu sucesso e permitiram atravessar os momentos mais difíceis com um sorriso.

RESUMO

Um cenário de dimensionamento de um tabuleiro pré-esforçado de uma ponte ferroviária, constituído por vigas pré-fabricadas em "U", rege-se sob a premissa de uma adversidade orçamental preponderante: os custos de elevação e transporte das vigas são equiparáveis aos dos materiais. Assim, ambiciona-se uma redução da área das longarinas expressiva, de forma a minimizar a exigência dos equipamentos de construção.

Debruçando-se sobre toda a fundamentação teórica inerente à viscoelasticidade material do betão, criou-se uma ferramenta de cálculo estrutural do tabuleiro, adotando-se uma abordagem analítica. À luz do princípio da sobreposição de efeitos, contempla-se um acompanhamento de tensões atuantes na estrutura, ao longo do seu tempo de vida útil, salientando-se o respetivo faseamento construtivo.

Focaram-se aspetos alusivos às ações da pré-tensão, às solicitações e à reologia do betão, proporcionando-se a verificação dos estados limite de serviço e dos estados limite último, em instantes temporais distintos. Preza-se uma sistematização do processo de cálculo, de modo a facilitar o dimensionamento iterativo de soluções, num curto espaço de tempo. Tecem-se as considerações e pressupostos adotados, permitindo-se uma replicação.

Numa primeira instância, efetuou-se o dimensionamento estático e otimizado de uma solução em betão convencional (C50), estabelecendo-se um ponto de partida comparativo. Constatou-se uma limitação evidente deste processo, governada pela insuficiência da capacidade resistente do betão à compressão.

Esforços de investigação recentes permitiram transpor esta limitação. A inclusão de uma nova geração de fibras de aço de elevada resistência no betão de elevado desempenho viabiliza a sua utilização, colmatando a elevada fragilidade intrínseca à sua matriz compacta e providenciando uma resistência residual de pós-fendilhação apreciável.

Empregando-se um betão de elevado desempenho reforçado com fibras, HPFRC (C80-C100), conceberam-se múltiplas soluções alternativas, com propriedades distintas. Procurou-se a otimização das várias soluções, garantindo o aproveitamento material e conferindo inércias à flexão longitudinal crescentes. No decorrer deste processo, conduziu-se uma análise comparativa entre regulamentos aplicáveis à previsão comportamental das fibras de aço, adotando-se o procedimento menos penalizador. Produziram-se vigas de transporte facilitado e com um menor congestionamento de armaduras.

As soluções finais foram submetidas a análises dinâmicas sobre a circulação do comboio crítico até à velocidade de projeto (420 km/h). Todas as soluções atingiram o pico de ressonância no intervalo das velocidades de estudo, resultando valores superiores aos regulamentares.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes ferroviárias com vigas pré-fabricadas, Pré-esforço, Faseamento construtivo, Betão de elevado desempenho reforçado com fibras (HPFRC), Conceção e dimensionamento estrutural.

ABSTRACT

The design process of a prestressed railway bridge, built with precast U-shaped beams is faced under the premise of a relevant budget constraint: the cost of transport and lifting of the girders is comparable to the cost of the materials involved. As such, a cross sectional area reduction of the girders is contemplated in order to minimize the requirements of the building equipment.

Considering the theoretical fundamentals as regards concrete viscoelasticity, a structural calculation tool of the precast deck was created according to an analytical approach. In the light of the superposition principle, the acting stresses on the structure were considered throughout its lifespan, with a particular emphasis on its construction phasing.

Several aspects related to pre-tension effects, time dependent properties and structural actions were approached, providing serviceability and ultimate limit states verifications. An organized and dynamic systematization of the design process was idealized, therefore allowing for a faster iterative design process in a short period of time. Design assumptions were detailed, granting further replications.

Initially a static optimized solution was designed, considering a conventional concrete class (C50), serving as a reference value. Throughout the whole process it was verified that the compressive strength of the concrete was insufficient.

Recent research has allowed this limitation to be overcome. The inclusion of a new generation of high resistance steel fibres in the high-performance concrete enables its use, while addressing the brittleness which is inherent to its dense matrix as well as it provides a significant post-cracking residual strength.

By using a High-Performance Fibre Reinforced Concrete, HPFRC (C80-C100), multiple static solutions were conceived, with distinct properties, in response to presumable concerns regarding their vulnerability in relation to their dynamic behaviour. The optimization of various solutions was sought, both ensuring full compressive utilization and granting increasing longitudinal bending stiffness.

During this process, a comparative analysis between applicable guidelines to steel fibres behaviour estimation was also performed, adopting the less penalizing one. Easily transported beams with a lower congestion of rebars were produced.

Final solutions were put through dynamic analyses, regarding a critical train spectrum at various speeds up to the project speed (420 km/h). All solutions reached the resonance peak in the studied speed range, resulting in higher than normative values.

KEYWORDS: Precast railway girder bridge, Prestress, Construction phasing, High-performance fibre reinforced concrete (HPFRC), Structural design.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

1 INTRODUÇÃO 1

1.1. ENQUADRAMENTO 1

1.2. OBJETIVOS 2

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO 2

2 SOLUÇÕES PRÉ-FABRICADAS PARA TABULEIROS DE PONTES FERROVIÁRIAS 5

2.1. NOTA INTRODUTÓRIA 5

2.2. DIVERSIDADE DE SOLUÇÕES DE TABULEIROS PRÉ-FABRICADOS 6

2.3. SISTEMAS ESTRUTURAIS 10

2.3.1. TABULEIROS SIMPLESMENTE APOIADOS 10

2.3.2. TABULEIROS SIMPLESMENTE APOIADOS COM CONTINUIDADE PARCIAL 10

2.3.3. TABULEIROS CONTÍNUOS 11

2.3.4. PONTES INTEGRAIS 14

2.4. CONDICIONALISMO FERROVIÁRIO 14

3 ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE TABULEIROS PRÉ-FABRICADOS DE PONTES FERROVIÁRIAS 15

3.1. AÇÕES 15

3.1.1. AÇÕES ESTÁTICAS 15

3.1.2. AÇÕES DINÂMICAS 16

3.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO 19

3.2.1. MÓDULO DE ELASTICIDADE 21

3.2.2. FLUÊNCIA 22

3.2.3. RETRAÇÃO DIFERENCIAL 27

3.3. MODELOS DE ANÁLISE DO TABULEIRO 29

3.3.1. MODELO DE ANÁLISE ESTÁTICA 29

3.3.2. MODELO DE ANÁLISE DINÂMICA 30

3.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA 31

4 BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS 33

4.1. INTRODUÇÃO 33

4.2. MATERIAL 34

4.2.1. BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO 35

4.2.2. REFORÇO COM FIBRAS DE AÇO 35

4.2.3. TRABALHABILIDADE 37

4.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS 37

4.4. CLASSIFICAÇÃO DO HPFRC 39

4.5. MODELOS DE COMPORTAMENTO PARA SECÇÕES FLETIDAS 43

4.6. MODELOS DE COMPORTAMENTO AO CORTE 44

5 DESENVOLVIMENTO E OTIMIZAÇÃO DE UMA SOLUÇÃO 45

5.1. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO E CONDICIONANTES 45

5.2. METODOLOGIA DE ANÁLISE 47

5.2.1. EFEITOS DIFERIDOS NO BETÃO 49

5.2.2. SECÇÕES RESISTENTES E HOMOGENEIZAÇÃO 51

5.2.3. CÁLCULO DE ESFORÇOS 53

5.2.4. PRÉ-TENSÃO 54

5.2.5. INCREMENTOS DE TENSÃO 57

5.2.6. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA 60

5.2.7. ANÁLISE DINÂMICA 67

5.3. SOLUÇÃO ESTÁTICA EM BETÃO CONVENCIONAL 70

5.3.1. DIMENSIONAMENTO LONGITUDINAL 71

5.3.2. COMPORTAMENTO EM SERVIÇO 75

5.3.3. RESTANTES ARMADURAS 79

5.4. SOLUÇÃO ESTÁTICA COM VIGAS HPFRC 82

5.4.1. DIMENSIONAMENTO LONGITUDINAL 82

5.4.2. COMPORTAMENTO EM SERVIÇO 85

5.4.3. RESTANTES ARMADURAS 87

5.5. ANÁLISE DINÂMICA 88

6 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 91

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS 91

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 92

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 93

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Tabuleiros maciços através de: módulos pré-fabricados (a) corte longitudinal; b) corte transversal) e vigas pré-fabricadas (c) e d)) (adaptado de [6]). 7

Figura 2.2 - Principais tipos de secções de vigas pré-fabricadas na atualidade (adaptado de [6]). 7

Figura 2.3 - Tabuleiros constituídos por vigas em caixão pré-fabricadas clássicas (a)) [2] e variante com banzos superiores (b)) [8]. 8

Figura 2.4 - Secção transversal de um tabuleiro formado por vigas em "U"(adaptado de [9]). 9

Figura 2.5 - Tabuleiros construídos através de aduelas (a) [11] e tramos integralmente pré-fabricados (b)) [12]. 10

Figura 2.6 - Continuidade parcial através de uma laje contínua (a) adaptado de [6]) ou ligação de lajes (b) adaptado de [2]). 11

Figura 2.7 - Continuidade através de carlinga larga (adaptado de [2]). 12

Figura 2.8 - Continuidade através de apoios provisórios (a)) e carlinga betonada em duas fases (b)) (adaptados de [2]). 13

Figura 3.1 – Modelo de carga LM71 (adaptado de [16]). 16

Figura 3.2 – Modelo de carga HSLM – A [16]. 17

Figura 3.3 – Conceito de Sub-comboios [17]. 18

Figura 3.4 – Faseamento construtivo do caso de estudo. 20

Figura 3.5 – Deformação por fluência de materiais sujeitos a diferentes carregamentos. 22

Figura 3.6 – Deformações por fluência [7] numa estrutura simplesmente apoiada de secção inalterada (1) e mediante uma mudança de secção transversal (2). 23

Figura 3.7 – Evolução das extensões por retração num tabuleiro constituído por viga e laje, betonados em instantes diferentes [7]. 27

Figura 3.8 – Passos de dedução da redistribuição de tensões por retração diferencial. 28

Figura 3.9 – Modelo de grelha (a)) e as deformações geradas por uma carga pontual num modelo de casca *versus* um modelo de grelha (b)) (adaptado de [23]). 30

Figura 4.1 – Principais tipos de compostos cimentícios reforçados com fibras. 34

Figura 4.2 – Mecanismo de ação das microfibras e das macrofibras (adaptado de [24]). 36

Figura 4.3 – Gráficos do esforço de tração (P) em função da deformação (δ) do FRC, perante um comportamento de amolecimento a) e endurecimento b) [30]. 38

Figura 4.4 – Configuração do ensaio de flexão de três pontos (dimensões em mm) [38]. 39

Figura 4.5 – Tensões fictícias *versus* diagrama de aproximação à realidade. 39

Figura 4.6 – Leis constitutivas simplificadas da relação tensão/abertura de fenda, sugeridas pelo MC2010 [36]. 40

Figura 4.7 – Disparidade resultante na determinação da extensão, entre transdutores compreendidos entre pontos diferentes. 41

Figura 4.8 – Modelo simplificado rigido-plástico [30]. 42

Figura 4.9 – Aproximação dos resultados reais de um ensaio de flexão (a)) ao modelo linear (b)), de um betão com amolecimento [36]. 42

Figura 4.10 – Distribuição de tensões consideradas na determinação dos parâmetros do modelo linear [36]. 42

Figura 4.11 – Distribuição aproximada de tensões em estado limite último [36]. 43

Figura 5.1 – Secção transversal do caso de estudo. Dimensões em metros. 45

Figura 5.2 – Metodologia de transporte e elevação de vigas pré-fabricadas [39]. 46

Figura 5.3 – Pré-fabricação de vigas [40, 41]. 47

Figura 5.4 – Principais passos de dimensionamento das soluções. 48

Figura 5.5 – Mapa temporal do faseamento construtivo. 49

Figura 5.6 – Secções consideradas no dimensionamento das longarinas. 52

Figura 5.7 – Modelo de grelha 3D do tabuleiro (*software*: *Robot Structural Analysis*). 53

Figura 5.8 – Secção empregue no cálculo da rigidez à torção. 54

Figura 5.9 – Efeito equivalente do pré-esforço por pré-tensão (adaptado de [7]). 55

Figura 5.10 – Fibras críticas de análise na verificação dos estados limite de serviço. 59

Figura 5.11 – Metodologia de cálculo do momento resistente da secção. 60

Figura 5.12 – Áreas a serem consideradas no cálculo de β 61

Figura 5.13 – Modelo de escoras e tirantes envolvido no mecanismo de corte banzo-alma [7]. 61

Figura 5.14 – Esforços decorrentes da transmissão de pré-tensão [36]. 63

Figura 5.15 – Quantificação das tensões de *spalling* [36]. 64

Figura 5.16 – Vista lateral (a)) e em planta (b)) do problema de corte banzo-alma, por ação da pré-tensão. 65

Figura 5.17 – Determinação de flechas num vão simplesmente apoiado. 66

Figura 5.18 – Modelo de casca de um dos tabuleiros em estudo. 68

Figura 5.19 – Determinação do comboio crítico. 69

Figura 5.20 – Geometria final das vigas pré-fabricadas em betão convencional. Dimensões em metros. 71

Figura 5.21 – Envolvente do diagrama de momentos em estado limite último (longarina interior). A variância de esforços resulta dos vários posicionamentos do modelo de carga LM71, ao longo do vão. 72

Figura 5.22 – Solução de armaduras longitudinais. 73

Figura 5.23 – Variação do esforço axial por pré-tensão, ao longo do vão. 74

Figura 5.24 – Tensões nas fibras superior e inferior do elemento PF, imediatamente após a transferência de pré-tensão. 74

Figura 5.25 – Tensões na fibra superior e inferior do elemento PF (longarina exterior) para t = 20 000 dias. 75

Figura 5.26 – Evoluções de tensões nas fibras críticas do elemento PF (longarina exterior). 77

Figura 5.27 - Evoluções de tensões nas fibras críticas do BC (longarina exterior). 77

Figura 5.28 – Redistribuição de tensões por fluência (longarina exterior, secção de meio vão) por ação do peso próprio do elemento PF e da pré-tensão (a)) e do peso próprio do BC (b)). 78

Figura 5.29 – Evolução de tensões por ação da retração diferencial (longarina exterior e interior). Resultados dos passos de dedução (a)) e respetiva soma (b)). 78

Figura 5.30 – Soluções de armaduras para duas secções transversais distintas. 81

Figura 5.31 – Acelerações a meio vão. 88

Figura 5.32 – Deslocamentos a meio vão. 89

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 5.1 – Finalidade de cálculo dos parâmetros diferidos para os diferentes intervalos temporais. 51

Tabela 5.2 – Ações equivalentes às restantes cargas permanentes. 53

Tabela 5.3 – Especificidades dos cordões de pré-tensão utilizados. 55

Tabela 5.4 – Incrementos de tensão considerados. 58

Tabela 5.5 – Coeficientes de combinação de ações em ELS. 59

Tabela 5.6 – Coeficientes de combinação de ações em ELU. 60

Tabela 5.7 – Recobrimentos mínimos exigidos, em função do espaçamento entre faces dos cordões, de modo a evitar fenómenos de fissuração por *splitting.* Permite-se a interpolação [36]. 63

Tabela 5.8 – Propriedades das secções consideradas. 72

Tabela 5.9 – Variação da pré-tensão total na secção de meio vão. 74

Tabela 5.10 – Verificação dos estados limite de serviço. 76

Tabela 5.11 – Evolução das deformações verticais, a meio vão. 79

Tabela 5.12 – Deformações provocadas pelas sobrecargas ferroviárias, a meio vão. 79

Tabela 5.13 – Dimensionamento das armaduras de resistência ao esforço transverso. 79

Tabela 5.14 – Dimensionamento das armaduras de resistência ao corte banzo-almas (esforço transverso). 80

Tabela 5.15 – Dimensionamento das armaduras de resistência ao corte banzo-alma (amarração da pré-tensão). 80

Tabela 5.16 – Dimensionamento das armaduras necessárias para resistir ao efeito de *spalling.* 81

Tabela 5.17 – Parâmetros de pós-fendilhação. 82

Tabela 5.18 – Soluções finais de HPFRC e principais propriedades seccionais. 83

Tabela 5.19 – Dimensionamento das armaduras longitudinais em estado limite último. Longarina interior. 84

Tabela 5.20 – Evolução das deformações verticais, a meio vão. Longarina crítica (exterior). 85

Tabela 5.21 - Deformações provocadas pelas sobrecargas ferroviárias, a meio vão (longarina crítica). 86

Tabela 5.22 – Dimensionamento das armaduras de esforço transverso. 87

Tabela 5.23 – Considerações e resultados do modelo de casca. 88

1 INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A economia é fundamental para o desenvolvimento de uma sociedade. É, evidentemente, alavancada pelo rápido fluxo de bens, pessoas e mercadorias, proporcionado pelos transportes ferroviários, dependentes das respetivas infraestruturas. Vive-se uma procura contínua e eficiente de novas estruturas de exigência progressiva.

Atualmente, assiste-se à crescente utilização da pré-fabricação no setor da construção civil, continuadamente estimulada pela evolução industrial e económica, onde a competitividade predomina. A oferta abundante no setor incita o desenvolvimento constante da produtividade, da eficiência e da qualidade, tendo sempre presente o fator económico e temporal. Intrinsecamente ligado à pré-fabricação, pela elevada exigência do controlo de qualidade, surge o betão de elevado desempenho reforçado com fibras (HPFRC).

Com os notáveis progressos materiais, advém uma adaptação incessante das obras de arte às suas novas características. A utilização de materiais de resistências crescentes proporciona a diminuição da área das secções transversais dos elementos estruturais. Em alguns casos conduz mesmo à alteração da configuração estrutural por forma a garantir o respetivo aproveitamento das propriedades mecânicas melhoradas. No contexto da pré-fabricação, isto permite soluções de secção reduzida, propriedades excecionais e facilmente transportáveis, para além de promoverem uma construção acelerada e sistematizada. Esta evolução faz todo o sentido, principalmente num período de procura por um desenvolvimento sustentável. Existe, no entanto, uma condicionante principal: o custo. A composição do HPFRC implica uma matriz particularmente dispendiosa, para além do preço elevado das fibras de aço.

O dimensionamento de longarinas de um tabuleiro constituído por vigas pré-fabricadas, exige uma reflexão minuciosa sobre o comportamento reológico do betão. O faseamento construtivo neste tipo de estruturas envolve a análise de sistemas estruturais distintos durante a construção e utilização da ponte. Verifica-se uma evolução de tensões por ação dos efeitos diferidos cuja avaliação requer uma análise faseada, baseada no princípio da sobreposição de efeitos. Para além desta fundamentação teórica, é imprescindível compreender-se as propriedades inerentes ao HPFRC, bem como os modelos de previsão estrutural aplicáveis.

Na generalidade, o dimensionamento de um tabuleiro de uma ponte requer inúmeras considerações e dimensionamentos tendo em conta diversos estados limite associados a instantes distintos. No caso particular de pontes ferroviárias em linhas de alta velocidade, acresce a condicionante associada ao comportamento dinâmico do tabuleiro. A utilização de materiais de alta resistência conduz a soluções

com rigidez e massas distintas das soluções convencionais, pelo que se torna imperativa a avaliação das velocidades de circulação que originam fenómenos de ressonância do tabuleiro.

1.2. OBJETIVOS

O presente trabalho compreende um estudo de viabilidade da utilização de HPFRC nas longarinas de um vão simplesmente apoiado de uma ponte ferroviária. Pretende-se uma maximização da redução de área, tendo em conta os elevados custos de transporte e elevação das vigas. Para atingir este objetivo, será fundamental a criação de uma metodologia de cálculo iterativo eficiente que permita avaliar todas as condicionantes envolvidas. Para se alcançar este propósito, visam-se os seguintes objetivos:

- Avaliação e compreensão dos sistemas estruturais de pontes pré-fabricadas e dos respetivos faseamentos construtivos;
- Estudo e previsão dos efeitos diferidos no comportamento em serviço;
- Caracterização material e identificação das normas aplicáveis (betão convencional e HPFRC);
- Determinação e quantificação das ações relevantes;
- Criação de uma ferramenta de cálculo estrutural de tabuleiros simplesmente apoiados, incluindo toda a formulação necessária à previsão de tensões e deformações ao longo do tempo de vida da estrutura e à verificação de todos os estados limite último e dos estados limite de serviço;
- Comparação e viabilização das várias soluções;
- Análise dinâmica e respetivas verificações.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação encontra-se dividida em seis capítulos, sendo o primeiro e o último destinados à introdução e às conclusões, respetivamente.

O segundo capítulo serve o propósito de introdução teórica das soluções pré-fabricadas dominantes, focando a diversidade de soluções e de sistemas estruturais longitudinais. Faz-se ainda uma breve introdução às principais particularidades da circulação ferroviária.

O terceiro capítulo visa a clarificação de aspetos fulcrais ao dimensionamento estrutural de tabuleiros de pontes ferroviárias. Salientam-se todas as ações solicitantes verticais estáticas e dinâmicas, apresentando-se também uma metodologia simplificada para a determinação do comboio crítico de projeto. Para além disso, apresenta-se toda a metodologia referente ao cálculo dos efeitos decorrentes da evolução da estrutura, deduzindo-se a formulação necessária à previsão das redistribuições por fluência e retração, evidenciando-se outros aspetos relacionados com a viscoelasticidade do betão. Por fim, sumarizam-se algumas considerações relativas aos modelos de cálculo estrutural, bem como as verificações de segurança globais.

No capítulo quatro conduz-se uma apresentação das principais características da matriz constituinte do HPFRC. Segue-se uma síntese de algumas propriedades mecânicas relevantes, enfatizando-se o comportamento à tração uniaxial. Clarifica-se também o método de classificação em vigor, baseado no ensaio de flexão de três pontos. Finalmente, apresenta-se o modelo de flexão e de corte utilizados no dimensionamento.

O quinto capítulo corresponde à compilação e aplicação de todos os conceitos teóricos abordados. Descreve-se o caso de estudo que motivou toda a aprendizagem. Ressaltam-se os aspetos principais que

acompanharam o processo de construção da ferramenta de dimensionamento estrutural, assim como as que a serviram indiretamente. Posteriormente, detalham-se os principais resultados obtidos da otimização da secção, empregando-se betão convencional. Termina-se o estudo dimensionando uma série de soluções alternativas de tabuleiros simplesmente apoiados com vigas HPFRC, fazendo-se apenas referência a alguns resultados, tendo em conta a abrangência do cálculo. A análise dinâmica das soluções cessa o capítulo.

2
SOLUÇÕES PRÉ-FABRICADAS PARA TABULEIROS DE PONTES FERROVIÁRIAS

2.1. NOTA INTRODUTÓRIA

A emergência da pré-fabricação remonta aos primórdios da Humanidade, onde surgem as primeiras técnicas de pré-construção, cuja evolução é fortemente alavancada pelas revoluções industriais, acontecimentos históricos e novas tecnologias. A grande explosão deste desenvolvimento ocorre após o fim da Segunda Guerra Mundial, dando resposta à destruição colossal de infraestruturas [1].

Desde cedo, as pontes constituíram um elemento fundamental à vida Humana, de importância incontestável, muitas das vezes protagonistas do retrato de uma cidade, e estando normalmente associadas à ideia de espetacularidade e massividade. Por esse papel central, também foram dos alvos principais a serem destruídos no decorrer de várias guerras.

Além da importância arquitetónica e histórica das pontes, tem existido recentemente uma preocupação acrescida pelo aspeto económico e pela facilidade e rapidez de construção, sem causar grandes impedimentos [2]. É precisamente neste campo que a pré-fabricação prevalece.

As soluções pré-fabricadas para tabuleiros de pontes surgem, inicialmente, no decorrer dos anos 30 do século XX, em obras de pequena proporção e em pontos do globo onde o progresso industrial o permitiu. Ainda no mesmo século, nos anos 50, a utilização desta técnica passa a ser frequente, impulsionada pela evolução dos sistemas de pré-esforço, das classes de resistência dos betões e dos meios de transporte e montagem.

Rapidamente, a complexidade de soluções cresceu, conduzindo à adoção de diferentes sistemas estruturais longitudinais e a uma enorme diversidade de tabuleiros pré-fabricados. Desde os iniciais, dotados de uma secção sólida, até aos mais recentes constituídos por vigas várias, aduelas e outros, permitindo alcançar vãos cada vez maiores e configurações promissoras.

A aplicação de soluções pré-fabricadas em pontes, proporciona múltiplas vantagens, nomeadamente [3-5]:

- Redução dos custos intrínsecos à isenção de cofragem e escoramento em obra, fiscalização, manutenção e energia;
- Redução dos resíduos gerados e do ruído, promovendo um menor impacto ambiental;
- Excelente controlo de qualidade e regularidade proporcionado em fábrica, o que possibilita a obtenção de classes de betão de elevada resistência;

- Conceção de peças de formato arrojado que exigem moldes complexos e procedimentos rigorosos no que concerne às tolerâncias normativas, acabamentos e proteção contra ambientes agressivos;
- Rapidez de execução da obra, graças ao bom encadeamento com o plano de tarefas.

Ainda assim, como em todas as soluções de engenharia, existem algumas desvantagens:

- Viabilidade económica altamente comprometida com as condições de acesso, facilidade de montagem, localização das fábricas e *design* estrutural dos elementos a transportar;
- O pré-tensionamento pode condicionar o dimensionamento;
- Comprimento do vão limitado (dependendo da técnica);
- Incertezas quanto à capacidade de transferência de esforços de corte, principalmente, de fadiga entre viga-laje [5].

2.2. DIVERSIDADE DE SOLUÇÕES DE TABULEIROS PRÉ-FABRICADOS

Nos últimos quarenta anos, atravessou-se uma época crucial para o progresso das soluções pré-fabricadas destinadas a tabuleiros de pontes, destacando-se três principais grupos: tabuleiros constituídos por vigas pré-fabricadas, aduelas pré-fabricadas (ou segmentos) e tramos integralmente pré-fabricados. De seguida, serão abordadas estas soluções, enfatizando-se a primeira, alvo de estudo do presente trabalho, mencionando ainda, outras que se demonstrem relevantes.

De baixa complexidade, porém, de uso abundante em obras de pequena dimensão (8 a 13 m), as lajes maciças (Figura 2.1 a) e b)) ganham relevância não só em pontes/viadutos, mas também em passagens hidráulicas e túneis. Este tipo de tabuleiro era, inicialmente, constituído por uma série de módulos de lajes pré-fabricadas, normalmente pré-esforçadas, de comprimento igual ao do vão, largura definida de fábrica e espessura reduzida. Uma vez dispostas lado a lado, resultam na largura total da obra de arte, culminando com a betonagem da restante laje *in situ.* Para assegurar uma ligação eficaz entre ambos, recorre-se à incorporação de armaduras de conexão nos vários módulos.

Como alternativa, com a finalidade de vencer maiores vãos (6 a 20 m), emerge uma solução similar em que, ao invés de lajes, empregam-se perfis de vigas em secção “I”, “T” invertido (Figura 2.1 c) e d)), “T” duplo ou mesmo painéis alveolares. São depois posicionados lado a lado e conectados por uma laje betonada *in situ*, salientando-se a importância da conexão transversal, que é assegurada por armaduras, colocadas ao longo de aberturas das almas dos perfis e/ou sobre os mesmos. É uma solução interessante em termos de simplicidade, rapidez de execução e durabilidade, ainda que de massa consideravelmente elevada [2].

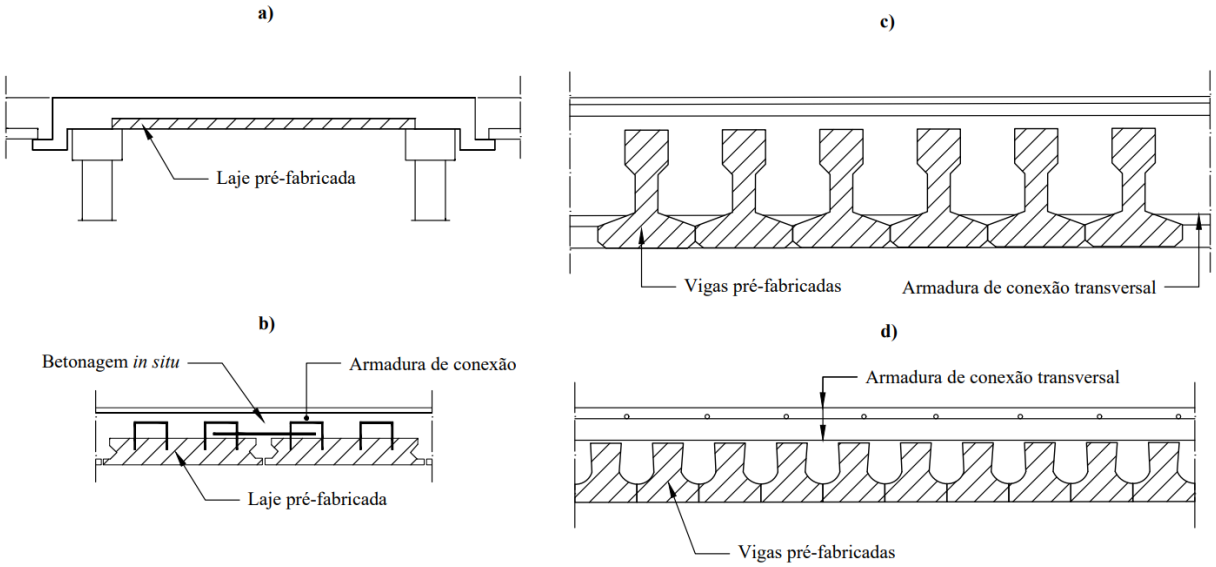


Figura 2.1 - Tabuleiros maciços através de: módulos pré-fabricados (a) corte longitudinal; b) corte transversal) e vigas pré-fabricadas (c) e d)) (adaptado de [6]).

Os tabuleiros constituídos por vigas pré-fabricadas e pré-tensionadas constituem, atualmente, uma das soluções mais populares. São economicamente viáveis para vãos superiores a 30 m, embora o respetivo alcance varie em conformidade com o tipo de secção adotada.

De modo geral, as vigas com comprimento igual ou superior ao do vão, são colocadas lado a lado, a uma certa distância, conforme a solução estrutural longitudinal adotada. O tabuleiro é solidarizado por intermédio de uma laje moldada *in situ* e vigas transversais sobre os apoios, conferindo assim, um comportamento de diafragma rígido para ações horizontais. Dependendo do comprimento do vão, poderá prever-se a inclusão de vigas transversais a meio vão. Apresentam-se da Figura 2.2 as principais secções transversais de vigas pré-fabricadas existentes.

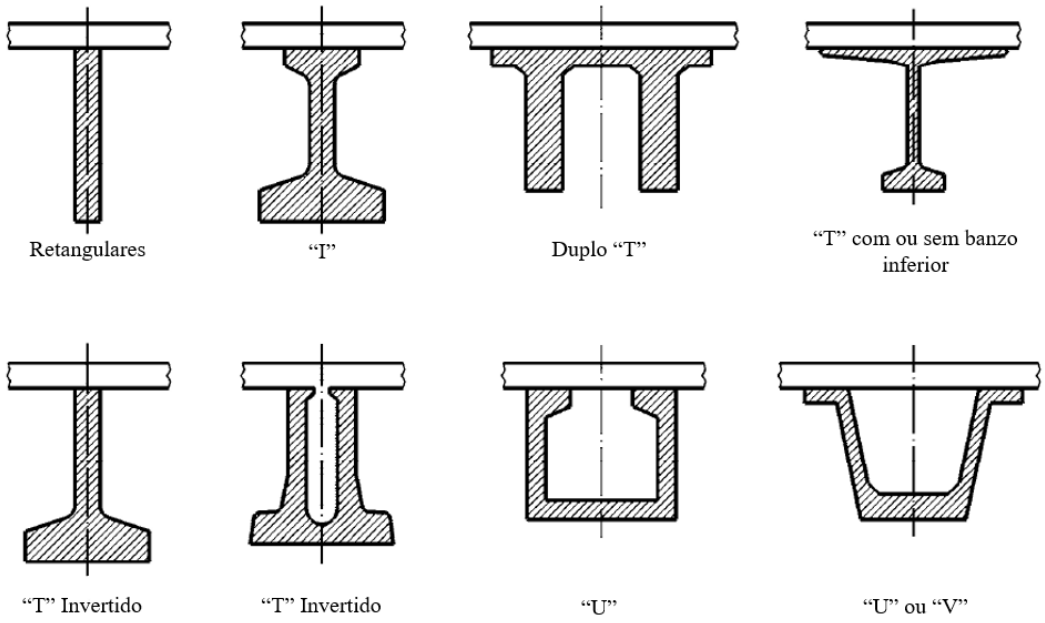


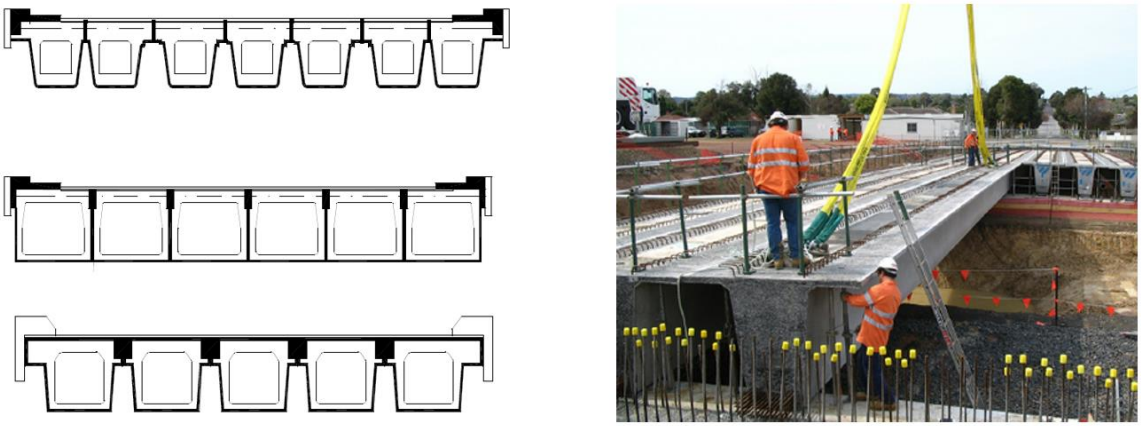
Figura 2.2 - Principais tipos de secções de vigas pré-fabricadas na atualidade (adaptado de [6]).

Das referidas anteriormente, as mais utilizadas são as secções em "I" e "U", apesar de ser dada maior primazia à primeira, dado o seu peso reduzido [4]. Este fator pode ser determinante nas obras mais correntes e de menor dimensão, facilitando o transporte e montagem das vigas mais leves e económicas.

As vigas tipo "I" são populares entre vários países, incluindo os Estados Unidos da América, onde o processo industrial é fulcral para a construção e expansão em massa. Neste caso, o custo de um possível sobredimensionamento de soluções reais, é compensado pelo baixo custo de produção, decorrente da normalização *standard* existente [7].

A viga em "U" é utilizada para vencer maiores vãos, dado o seu peso e dimensões consideravelmente superiores, apresentando diversas vantagens comparativamente à secção "I". Esta solução será abordada com maior detalhe no decurso da presente dissertação.

O modelo de viga "U" é uma das principais variantes das vigas em caixão (*Box Beams*, na nomenclatura inglesa), que dá origem aos notáveis tabuleiros em caixão, reconhecidos pela sua estética apelativa. A primeira variante, as vigas em caixão clássicas (Figura 2.3 a)), pré-tensionadas e de secção fechada em todo o seu processo construtivo, são colocadas lado a lado ou a uma distância reduzida entre si. Formam assim o tabuleiro, transversalmente, mediante futuro preenchimento das juntas longitudinais e pós-tensionamento transversal. Toda a armadura de conexão necessária à instalação dos restantes elementos intrínsecos ao tabuleiro, é integrada no processo de fabrico, deixando-se as suas extremidades salientes. Existem ainda derivações com banzos superiores (Figura 2.3 b)) e outras com um banzo inferior largo [2].



a) **b)**

Figura 2.3 - Tabuleiros constituídos por vigas em caixão pré-fabricadas clássicas (a)) [2] e variante com banzos superiores (b)) [8].

Apresenta-se, como última variante, os tabuleiros compostos por vigas pré-fabricadas em "U" (Figura 2.4). Estas permitem um maior afastamento entre vigas, quando comparadas com a solução em "I", e secções de menor altura, sendo estruturalmente elementos mais capazes [4].

No início do processo construtivo, as vigas em "U" são extremamente sensíveis a fenómenos transitórios de torção, dada a sua secção aberta. Para além do vasto banzo efetivo superior, detêm ainda um banzo inferior capaz de suportar elevadas forças de compressão, fator preponderante em soluções de continuidade longitudinal. O núcleo fechado final proporciona uma grande rigidez torsional ao tabuleiro, o que pode ser facilmente constatado pelo trajeto dos esforços de corte. Geralmente empregam-se almas finas que devem ser rigorosamente analisadas através de modelos de casca.

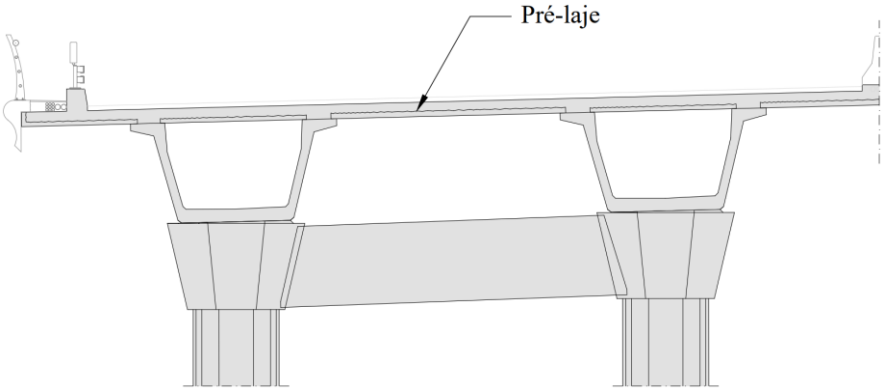


Figura 2.4 - Secção transversal de um tabuleiro formado por vigas em "U"(adaptado de [9]).

As vigas são dispostas sobre os vãos, sobre as quais se colocam finos elementos pré-fabricados e pré-esforçados, que servem de apoio à betonagem da laje, podendo também desempenhar funções estruturais. Estes elementos são designados por pré-lajes. A interface entre os dois membros denomina-se por junta de betonagem, onde se desenvolvem tensões rasantes (ou tangenciais), de potencial fragilidade, requerendo o devido dimensionamento. Após a instalação destes elementos, é moldada a restante laje *in situ*, atentando sempre à simetria do carregamento. Este método construtivo origina elementos de betões de idades diferentes e, vulgarmente, de classes estruturais distintas.

As vigas encontram-se ligadas através de vigas transversais e pela própria laje. Na receção de solicitações sobre o tabuleiro, as vigas interagem entre si, estando o sistema equilibrado através das suas contribuições torsionais. Ressalva-se ainda, a possibilidade de integração da armadura de ligação das vigas, ao longo do eixo longitudinal, visivelmente saliente para pós-betonagem.

Para vãos consideráveis, a espessura das almas é usualmente variável, sendo superior junto aos apoios, por forma a viabilizar o alojamento das ancoragens de pré-esforço, ligação aos apoios e resistência ao esforço transverso. As armaduras salientes das vigas desempenham um papel importante na incrementação da resistência às tensões rasantes na junta de betonagem e ao esforço transverso [7].

Na generalidade, as vigas em caixão são uma solução que requer condições exigentes de transporte e elevação/colocação. Porém, constituem uma solução económica para vãos que variam entre 20 e 50 m, permitindo ainda a integração de variantes, tais como elementos mistos e extremidades em consola [2].

O recurso a aduelas pré-fabricadas (Figura 2.5 a)) representa outra das técnicas mais utilizadas, atualmente. Considerando os seus custos elevados, intrínsecos ao fabrico e montagem, a sua viabilidade económica limita-se a grandes vãos [5]. São habitualmente utilizadas em construções tramo a tramo, por avanços sucessivos ou com recurso a tirantes provisórios/definitivos. Trata-se de uma técnica com um faseamento construtivo delicado e que pode requerer modelos específicos de análise estrutural (análise local de tirantes, por exemplo). A ligação entre os segmentos decorre da compressão dos mesmos, recorrendo-se a pré-tensionamento, pós-tensionamento ou tirantes. A qualidade final da obra encontra-se altamente comprometida com o projeto das descontinuidades locais (juntas entre segmentos). A inexistência de armadura ordinária implica cuidados acrescidos [10].

Finalmente, os tabuleiros constituídos por tramos integralmente pré-fabricados (Figura 2.5 b)). São aplicáveis em pontes ou viadutos de extensão considerável, principalmente quando os diferentes vãos são reduzidos e repetitivos. Dado o seu elevado peso, estão muito dependentes de um local de fabrico próximo e transporte/elevação facilitados. Os segmentos são, na generalidade, montados através de vigas de lançamento e, posteriormente, pós-tensionados [2, 7].



a) b)

Figura 2.5 - Tabuleiros construídos através de aduelas (a) [11] e tramos integralmente pré-fabricados (b)) [12].

2.3. SISTEMAS ESTRUTURAIS

2.3.1. TABULEIROS SIMPLESMENTE APOIADOS

Retornando ao ciclo construtivo dos primeiros tabuleiros formados por vigas pré-fabricadas, a solução simplesmente apoiada era legitimada como o procedimento mais indicado e natural. As vigas eram colocadas sobre aparelhos de apoio individuais, de carácter definitivo, em cada uma das extremidades e separados por juntas de dilatação [2]. Como resultado final: tramos estruturalmente independentes, simplicidade estrutural e rapidez de execução.

Repare-se que a isostaticidade da solução facilita o cálculo: por um lado, a ausência de esforços hiperestáticos e, por outro, a conservação do diagrama de momentos perante variações de temperatura, fluência e assentamentos de apoio.

Este tipo de solução apresenta uma grande durabilidade, quando sujeita a uma execução e manutenção rigorosas, em virtude das especificidades do pré-fabrico: pré-tensão, controlo minucioso, nomeadamente dos recobrimentos, e possibilidade de obtenção de elevadas classes de resistência. Porém, o comportamento em serviço demonstra-se fortemente comprometido face ao contacto com agentes nocivos à integridade dos materiais e aparelhos de apoio, que são transportados até às juntas (principalmente, sais descongelantes). Ainda assim, este efeito pode ser atenuado, empregando-se sistemas de drenagem competentes e possibilitando-se a inspeção e substituição dos aparelhos de apoio (através de uma galeria de acesso, por exemplo). Para além disso, realça-se também a estética menos apelativa, os custos acrescidos dos múltiplos aparelhos de apoio e o desconforto de utilização das vias [2] [4].

2.3.2. TABULEIROS SIMPLESMENTE APOIADOS COM CONTINUIDADE PARCIAL

Esta tipologia estrutural vem suprir algumas limitações da anterior. As vigas pré-fabricadas são colocadas sobre apoios individuais, de foro definitivo, sobre as quais é betonada uma laje em toda a extensão dos tramos envolvidos, estabelecendo a "continuidade" entre tramos.

Dada a sua função e a sua espessura reduzida, esta laje é correntemente denominada por lajeta de continuidade [5]. Trata-se de um elemento dotado de grande flexibilidade, acomodando sem grandes implicações estruturais as deformações impostas pelas rotações das vigas pré-fabricadas.

Destacam-se, atualmente, duas técnicas de continuidade parcial, ilustradas na Figura 2.6. A primeira (Figura 2.6 a)), resume-se à utilização de uma lajeta de continuidade, munida de um material deformável nas zonas de apoio (poliestireno, geralmente). Assegura-se assim que esta permanece desligada das vigas simplesmente apoiadas, o que viabiliza a rotação sem que se instalem momentos significativos. Tendo em consideração os esforços provocados pela rotação imposta e pelas cargas móveis, deve-se assegurar o devido dimensionamento da espessura e da respetiva armadura, podendo-se também recorrer a pós-tensionamento [2].

Em alternativa, uma segunda técnica (Figura 2.6 b)) promove a continuidade parcial através da ligação das lajes de vãos sucessivos. Estas lajes, perfeitamente solidarizadas com as respetivas vigas transversais, sofrem sobre os apoios, uma redução de secção significativa, de modo a aumentar a respetiva flexibilidade. Deste modo, as lajes encontram-se ligadas através de armadura passiva longitudinal, parcialmente desligada do betão, por intermédio de cavilhas, restringindo-se a translação longitudinal a este nível e permitindo a rotação do tabuleiro. As juntas são perfeitamente seladas, recorrendo-se a um material compressível aos níveis inferior e superior da ligação [2].

Em ambas as soluções, tal como nos tabuleiros simplesmente apoiados, as vigas pré-fabricadas e transversais são independentes entre tramos e apoiadas em aparelhos de apoio individuais, preservando-se a simplicidade de cálculo estrutural, predominantemente isostática. Os momentos na laje são bastante reduzidos e, conjugando com a sua diminuta rigidez, resultam tensões bastante modestas.

A abolição das juntas entre tramos aumenta o conforto de utilização das vias e reduz a penetração de agentes nocivos ao betão. Porém, realçam-se os cuidados a serem providos em serviço, de modo a não comprometer o comportamento a longo prazo, nomeadamente o controlo de fendas da lajeta e o estado de conservação das membranas de impermeabilização que são integradas na laje [5]. Caso se trate de uma zona de elevado risco sísmico, a técnica pode não ser apropriada, na medida em que as forças sísmicas forçarão a laje a funcionar como um tirante [13]. Uma desvantagem adicional desta solução prende-se com a duplicação do número de aparelhos de apoio necessários.

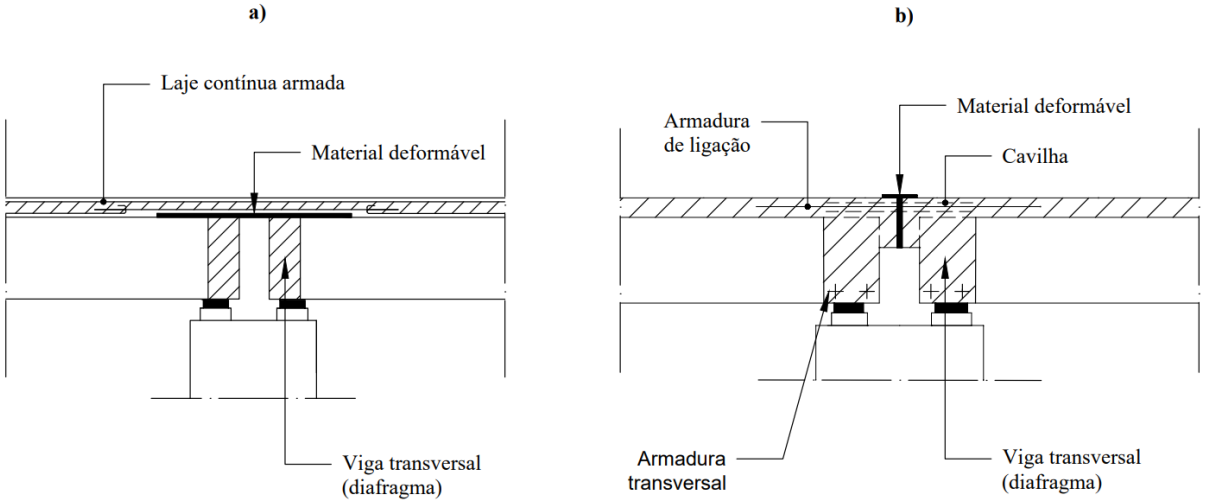


Figura 2.6 - Continuidade parcial através de uma laje contínua (a) adaptado de [6]) ou ligação de lajes (b) adaptado de [2]).

2.3.3. TABULEIROS CONTÍNUOS

A continuidade integral é atualmente um dos métodos mais relevantes. Vem colmatar as fragilidades dos anteriores, particularmente, as juntas de dilatação, o número elevado de aparelhos de apoio e a

vulnerabilidade das ligações flexíveis, acrescentando também muitas outras virtudes. Consiste no estabelecimento da continuidade entre tramos sucessivos através de uma viga transversal - carlinga, devidamente armada, posicionada sobre os pilares, resultando uma ligação monolítica entre as extremidades das vigas pré-fabricadas dos dois vãos e a laje.

De seguida, apresentar-se-ão três soluções de tabuleiros contínuos, identificados como os mais influentes, segundo a FIB [2], embora existam outras variantes. Relativamente a este sistema estrutural, apesar da enorme quantidade de informação e detalhe, será apenas abordado na sua generalidade, visto não ser objeto de estudo deste trabalho.

Na primeira solução (Figura 2.7), exploram-se carlingas de maior largura que embebem as extremidades das vigas pré-fabricadas, provisoriamente apoiadas nas proximidades dos pilares, por ação de escoramentos. Numa primeira instância, as vigas, com armaduras salientes, são simplesmente apoiadas nos escoramentos. Posteriormente, instala-se a cofragem da carlinga, sobre a qual são posicionadas as restantes armaduras, culminando-se com a betonagem. No final, os escoramentos são removidos, permanecendo o tabuleiro apoiado sobre um único alinhamento de aparelhos de apoio, havendo a possibilidade de o reforçar transversalmente, recorrendo a pós-tensionamento e/ou aço macio. A manipulação dos moldes da carlinga é vasta, possibilitando-se a adaptação da mesma a troços de inclinações diferentes, em curva ou mesmo a acomodação das extremidades do tabuleiro em consola, relativamente aos pilares [2].

Repare-se que neste tipo de solução, não existem aparelhos de apoio independentes para cada viga. Isto faz com que as cargas absorvidas por cada viga não sejam diretamente transmitidas aos apoios. Em vez disso, forma-se um modelo de escoras e tirantes específico, desde as vigas até aos apoios, através da carlinga. Daí a necessidade do grande afastamento inicial entre vigas escoradas, de modo a incluir as devidas armaduras transversais na carlinga, para resistirem a estes esforços. Dada a geometria, proporciona-se também, uma emenda facilitada das armaduras longitudinais.

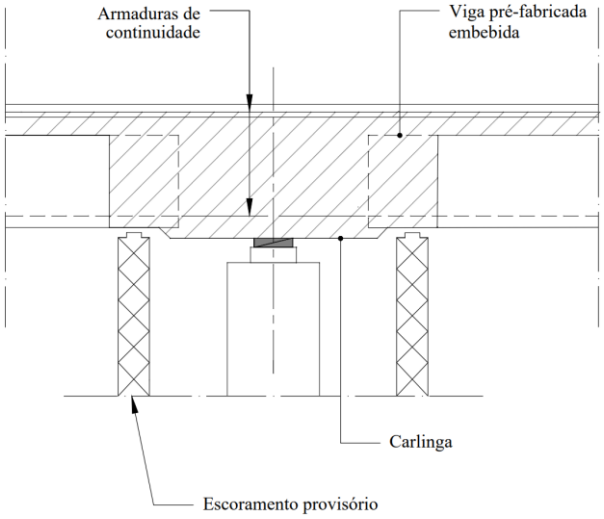


Figura 2.7 - Continuidade através de carlinga larga (adaptado de [2]).

Numa segunda abordagem (Figura 2.8 a)), as vigas são posicionadas sobre apoios provisórios instalados no topo dos pilares, procedendo-se de modo idêntico quanto à betonagem da carlinga, salientando-se a maior proximidade entre as vigas que dificultam as emendas. Ocorrido o endurecimento, removem-se os apoios provisórios, finalizando-se com o suporte do tabuleiro sobre um único alinhamento de apoios, existindo também a hipótese da duplicação permanente dos mesmos. [2].

Por último, aponta-se uma solução que elimina por completo os suportes provisórios (Figura 2.8 b)), mediante a betonagem da carlinga em duas fases: em primeiro lugar, a secção mais profunda da carlinga, de largura considerável, é betonada, geralmente, monoliticamente com o pilar; em segundo lugar, após endurecimento e sobre a última, apoiam-se as vigas, betonando-se o restante volume da integralidade da carlinga [2].

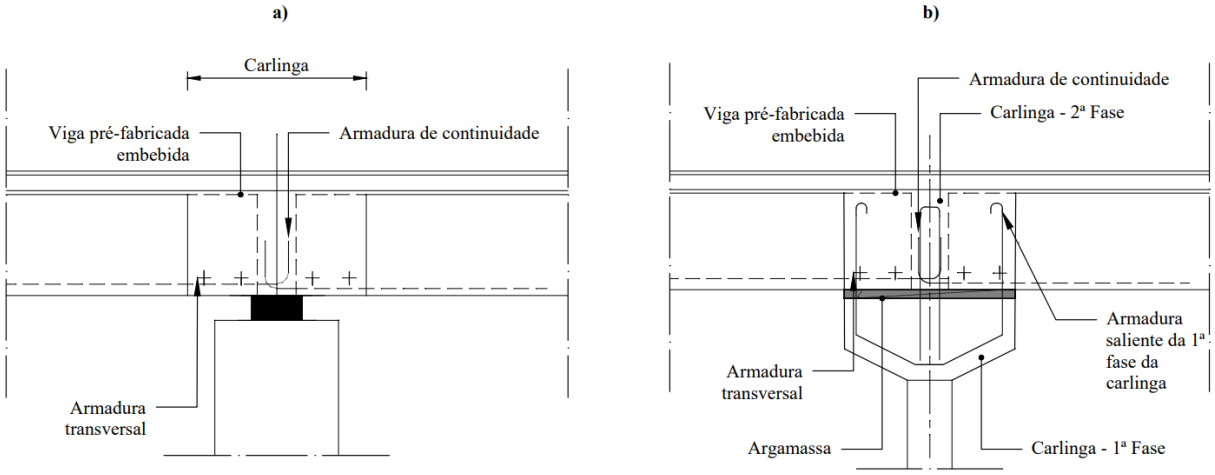


Figura 2.8 - Continuidade através de apoios provisórios (a)) e carlinga betonada em duas fases (b)) (adaptados de [2]).

No que concerne às vantagens e desvantagens deste sistema estrutural, verifica-se um decremento relativo ao número de aparelhos de apoio, o que, acrescido à dispensa de cuidados de manutenção de juntas, confere vantagens económicas e de durabilidade, apesar do processo construtivo mais demorado e faseado.

A estética mais arrojada é também enfatizada. A introdução dos elementos de continuidade (carlingas) suprime a transmissão de cargas excêntricas, o que permite a obtenção de pilares mais esbeltos e de secção variável [2]. Para além disso, a sua secção integrada na espessura do tabuleiro é visualmente apelativa.

Porém, o cálculo exibe maiores dificuldades. Como será aprofundado mais à frente, um vão simplesmente apoiado, constituído por uma secção composta obtida pelo respetivo faseamento construtivo, origina um sistema evolutivo, do ponto de vista estrutural. A evolução resulta dos fenómenos de fluência e retração diferencial. Ora, numa estrutura hiperestática, onde surgem momentos negativos nas secções dos apoios devido às cargas aplicadas após o endurecimento e por ação da redistribuição, a evolução de esforços e/ou tensões que acompanham a construção e a vida da estrutura, exigem verificações de estados limite com um maior detalhe.

De acordo com os constrangimentos encontrados em projeto, dispõem-se de várias alternativas de estabelecimento da continuidade. Caso as armaduras ordinárias sejam insatisfatórias, poderá recorrer-se a soluções específicas de pré-esforço, seja por pré ou pós-tensão, garantindo o alcance de um intervalo superior de vãos e um controlo de fendas eficaz. De acordo com Reis [13], a introdução de continuidade resulta num aumento de rigidez e, consequentemente, da frequência natural de vibração. O que poderá ser decisivo em certos cenários sísmicos e na ocorrência de ressonância sob a ação de solicitações externas de baixa frequência, como o vento, para além de permitir a redistribuição de esforços em estado limite último e deslocamentos reduzidos a meio vão. Para além disso, poderá incrementar-se a

velocidade de ressonância em pontes ferroviárias, o que poderá viabilizar uma dada velocidade de projeto.

2.3.4. PONTES INTEGRAIS

Este tipo de solução estrutural ganha importância na tentativa de eliminar totalmente as juntas de dilatação, quer em zonas intermédias da extensão longitudinal, quer nos próprios encontros, garantindo todas as vantagens inerentes já mencionadas. É uma solução bastante apelativa, dada a rapidez de construção, custo e estética.

Este dimensionamento assume particularidades. As juntas de dilatação desempenham funções cruciais que devem ser supridas neste tipo de estrutura, de outra forma. Neste caso, os encontros apresentam-se monoliticamente ligados ao tabuleiro. Estes devem ser desenhados, de modo a serem capazes de acompanhar todos os movimentos horizontais do tabuleiro em serviço, nomeadamente, os efeitos diferidos, vento, temperatura, tráfego rodoviário e/ou ferroviário. Assim, toda a deformabilidade imposta deve ser balanceada, de modo a não provocar constrangimentos [5]. Os movimentos referidos são acomodados pelo próprio solo, fundações e pilares, o que requer o dimensionamento geotécnico apropriado.

2.4. CONDICIONALISMO FERROVIÁRIO

As pontes ferroviárias, quando comparadas às rodoviárias, estão sujeitas a um dimensionamento com particularidades adicionais. São estruturas sujeitas a cargas móveis elevadas, cujos efeitos dinâmicos tomam proporções muito significativas, amplificados pela crescente velocidade de circulação.

De modo mais intuitivo, sublinha-se a segurança estrutural da ponte. As forças de inércia geradas pela circulação a alta velocidade de um corpo com massa (comboio), conjuntamente com as imperfeições inerentes à via e componentes de contacto, geram forças sobre a estrutura e, consequentemente, vibrações. O caráter cíclico da solicitação das carruagens que transitam, com espaçamentos constantes e à mesma velocidade, maximizam a probabilidade de ocorrência de amplificação dinâmica máxima (ressonância), principalmente para velocidades altas. Estes efeitos podem comprometer a segurança estrutural, devendo averiguar-se, desde logo, o nível de rigor da análise dinâmica que é necessária. É precisamente neste aspeto que a solução de continuidade ganha força. O cancelamento parcial das vibrações proporcionado pelo carregamento simultâneo de vãos adjacentes faz com que a amplificação dinâmica seja inferior num tabuleiro contínuo. Para além dos efeitos dinâmicos, sublinha-se também a enorme relevância dos efeitos de deterioração por fadiga dos materiais, causada pelas solicitações cíclicas [14].

Todavia, a segurança estrutural não é muitas vezes o que condiciona a solução, mas antes as verificações da segurança da via, da segurança da circulação ferroviária e o conforto dos passageiros. Na grande maioria das obras de arte ferroviárias, os carris assentam sobre travessas e estas sobre balastro, que assegura a resistência lateral necessária para que os carris se mantenham devidamente alinhados. Acelerações excessivas podem destabilizar o balastro e alterar o posicionamento do carril. A interação roda-carril deve ser também verificada de modo a evitar descarrilamentos. É ainda necessário assegurar o conforto dos passageiros face às deformações/vibrações ocorridas. As verificações mencionadas passam, geralmente, por controlar as deformações verticais, horizontais, rotação por torção e acelerações máximas, salvaguardando-se, mais uma vez, a importância da rigidez adicional, conferida por tabuleiros contínuos [14].

3
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE TABULEIROS PRÉ-FABRICADOS DE PONTES FERROVIÁRIAS

3.1. AÇÕES

No caso específico de pontes ferroviárias, para além das ações verticais, existem outras inerentes à circulação ferroviária corrente e de alta velocidade. No presente capítulo, e estando este estudo exclusivamente associado ao dimensionamento de um vão simplesmente apoiado, especificam-se apenas as ações mais relevantes, salvaguardando-se a existência de outras, importantes noutros contextos. Por conseguinte, consideram-se apenas ações verticais.

3.1.1. AÇÕES ESTÁTICAS

De modo sistemático e sucinto, enumeram-se as ações estáticas a considerar:

- Peso próprio (laje e vigas) e restantes cargas permanentes;
- Pré-esforço;
- Variação de temperatura uniforme e/ou diferencial. Embora seja de extrema relevância estrutural, não causam tensões no caso de estudo, visto tratar-se de um sistema isostático;
- Retração e fluência;
- Sobrecarga ferroviária LM71;

As ações permanentes serão detalhadas, seguindo-se uma análise viscoelástica, atendendo ao faseamento construtivo adotado. Esta contabilização foi elaborada de modo detalhado, através de cálculo analítico, respeitando todos os passos subjacentes que se passam a explicar no próximo subcapítulo. A evolução de tensões é assim avaliada, considerando-se as redistribuições dos efeitos das ações permanentes aplicadas antes da mudança estrutural, por ação da fluência, examinando-se também os efeitos da retração diferencial, quantificados de acordo com a norma NP EN 1992-1-1 [15]. Os efeitos não lineares da fendilhação, da interação armadura-betão, bem como a armadura ordinária, serão desprezados no cálculo da evolução de tensões por efeitos da fluência e retração.

As sobrecargas ferroviárias são consideradas em conformidade com a norma NP EN1991-2 [16]. Segundo esta norma, por forma a caracterizar os efeitos estáticos dos comboios produzidos em pontes ferroviárias, prevêem-se quatro modelos distintos: o modelo de carga LM71 (representativo dos efeitos estáticos correspondentes ao tráfego ferroviário normal nas linhas principais), o modelo de carga SW/0 (serve o mesmo propósito do modelo anterior, mas aplicável a pontes com um sistema estrutural longitudinal contínuo), o modelo de carga SW/2 (relativo ao tráfego pesado de mercadorias) e o modelo de carga "comboio descarregado" (caracteriza o efeito de um comboio sem carga).

Os modelos SW/0 e SW/2 não são aplicáveis ao caso de estudo. O modelo de carga "comboio descarregado" poderia ter relevância caso se procedesse a algum tipo de verificação mais específica, como por exemplo, a verificação de pilares ou fundações. Assim sendo, contempla-se apenas o modelo de carga LM71, fruto da avaliação da solicitação estática estrutural de comboios reais, constituído por um conjunto de quatro cargas concentradas de 250 kN e duas cargas uniformemente distribuídas de 80 kN/m, expressas em valores característicos por eixo (Figura 3.1). A sua disposição deve ser efetuada, atendendo às linhas de influência do tabuleiro, de modo que resulte o caso mais gravoso. Para fins de dimensionamento, considera-se a envolvente de esforços máxima, relativa às diferentes disposições espaciais das cargas do modelo.

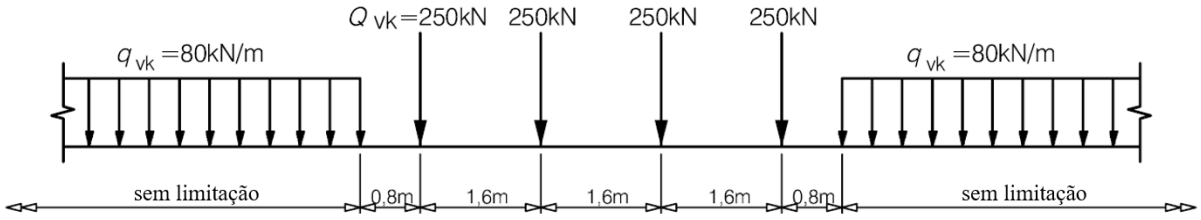


Figura 3.1 – Modelo de carga LM71 (adaptado de [16]).

Estes valores característicos estão ainda sujeitos à multiplicação de um coeficiente α, alusivo ao tipo de tráfego ferroviário (mais ou menos pesado do que o normal). Como já foi alvo de discussão, no segundo capítulo, há ainda a considerar as vibrações induzidas pelo movimento do corpo (comboio), de massa definida, de velocidade constante, e com um espaçamento repetido entre as cargas pontuais em movimento (rodas), com uma excitação com frequência própria, que poderá coincidir com a frequência natural dos primeiros modos de vibração da ponte (que mais contribuem para a resposta dinâmica) ou com os seus submúltiplos, para velocidades tipicamente elevadas. Nestas condições, verifica-se a ocorrência de ressonância, gerando-se grandes deslocamentos e, consequentemente, esforços muito significativos. A NP EN1991-2 prevê o cálculo simplificado das amplificações dinâmicas das tensões e dos efeitos das vibrações induzidas, sob a forma de um coeficiente dinâmico, Φ, calculado através das fórmulas (3.1.) ou (3.2.), dependendo do tipo de manutenção da via. As expressões estão diretamente relacionadas com o comprimento determinante, L_Φ. É, no entanto, importante frisar que este coeficiente não resguarda as amplificações dos efeitos em ressonância, que poderão ser bem mais nefastos, sendo, nesse caso, impreterível a realização de uma análise dinâmica.

$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} + 0{,}2} + 0{,}82 \tag{3.1.}$$

$$\Phi_3 = \frac{2{,}16}{\sqrt{L_\Phi} + 0{,}2} + 0{,}73 \tag{3.2.}$$

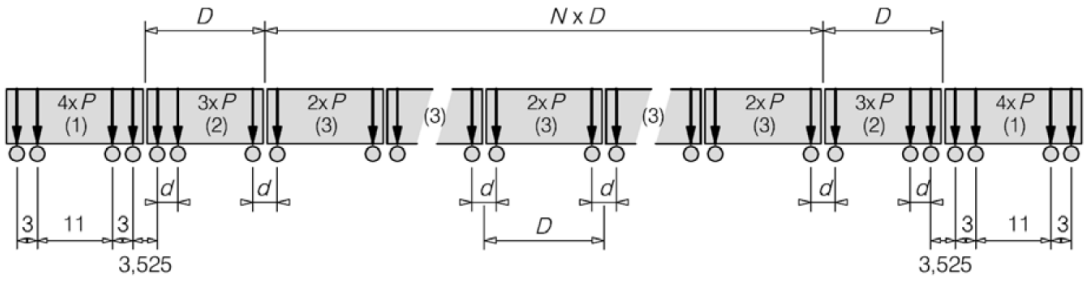
3.1.2. AÇÕES DINÂMICAS

Em situações convencionais cuja circulação dos comboios se processa a velocidades reduzidas, e dependendo também das características da ponte, poderá ser condição suficiente a aplicação do coeficiente dinâmico, sendo dispensada a realização de uma análise dinâmica. Porém, para linhas de alta

velocidade, os efeitos dinâmicos devem ser avaliados com vista a avaliar a ocorrência de fenómenos de ressonância. A norma NP EN1991-2 estipula um fluxograma que clarifica as particularidades que dispensam ou não a realização de uma análise dinâmica.

Quando aplicável, a análise dinâmica deverá ser efetuada estimando os valores característicos das cargas correspondentes aos comboios a transitar durante a fase de serviço, com velocidades superiores a 200 km/h, limite representativo da vulnerabilidade dinâmica.

Para linhas internacionais, cujo projeto deva obedecer aos critérios europeus de interoperabilidade para alta velocidade, deverão considerar-se também os modelos de carga HSLM [14]. Na Figura 3.2, representa-se o modelo de carga HSLM-A, aplicável no presente contexto, visto tratar-se de um vão simplesmente apoiado, com um vão superior a 7 m. Este modelo é constituído por dez comboios, com diferentes números de carruagens (N), comprimento das carruagens (D), distâncias entre eixos num *bogie* (d) e forças concentradas (P); valores estes, especificados na NP EN1991-2.



Legenda:

(1) locomotiva (primeira e última locomotiva idênticas)
(2) carruagem de extremidade (primeira e última carruagens idênticas)
(3) carruagem intermédia

Figura 3.2 – Modelo de carga HSLM – A [16].

A análise dinâmica abrange a avaliação da transição dos dez comboios, albergados à luz do modelo de carga HSLM-A, a velocidades múltiplas, o que culmina num processo exaustivo de cálculo, atendendo à análise demorada por intermédio dos métodos de integração direta e/ou sobreposição modal. Porém, a NP EN1991-2 viabiliza a determinação do "comboio universal crítico" para tramos isostáticos, cujo sistema estrutural se aproxime ao de uma viga simplesmente apoiada, o que reduz expressivamente o tempo de análise.

A escolha do comboio que condiciona a análise, tem por base parte da formulação de uma metodologia simplificada de análise dinâmica, o método da Decomposição da Excitação em Ressonância (DER). Constata-se uma elevada precisão do método quando empregue em vãos de comportamento equiparável ao de uma viga simplesmente apoiada [17].

O método DER resulta da manipulação matemática da equação fundamental de equilíbrio dinâmico da resposta de um vão simplesmente apoiado, sujeito a uma excitação correspondente à passagem de um comboio. Partindo-se da premissa fundamental desta metodologia de que o primeiro modo de vibração de flexão vertical governa a resposta forçada do tabuleiro, máxima a meio vão, reduz-se o sistema a um grau de liberdade. Nestes moldes, a solução particular da resposta de deslocamentos correspondente ao movimento forçado do tabuleiro é decifrada, empregando-se a transformação da excitação do comboio em séries de *Fourier*, aproximando-se a sua solicitação a funções harmónicas de período definido. A resposta total da aceleração resulta da segunda derivada da expressão de deslocamentos totais, apreciando-se apenas o termo de ressonância, que mais contribui. O conceito de sub-comboio (Figura

3.3) é idealizado partindo do pressuposto que o pico de acelerações poderá ser alcançado durante a passagem do comboio sobre a ponte, devendo-se averiguar as implicações dinâmicas para os diferentes sub-comboios [17, 18].

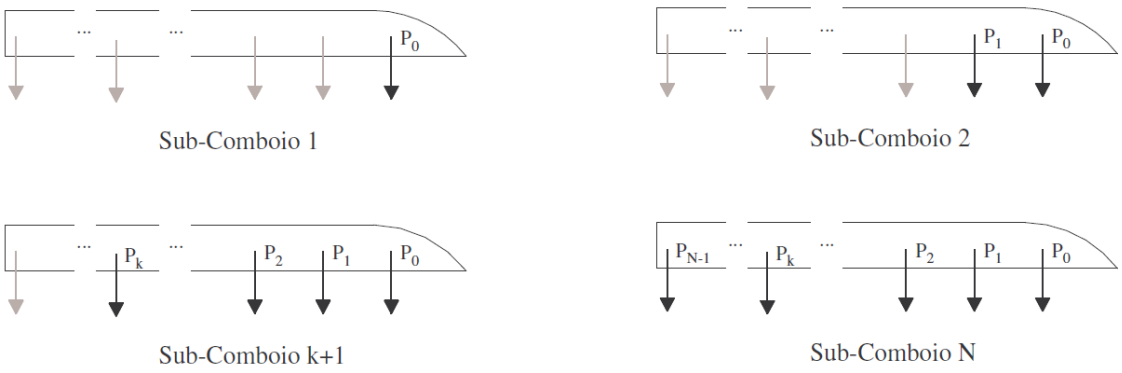


Figura 3.3 – Conceito de Sub-comboios [17].

Desta forma, o método DER possibilita a quantificação simplificada dos valores majorados das acelerações a meio vão, mediante a multiplicação de um termo, de valor constante, por dois outros independentes [17, 18]:

- $A_{(L/\lambda)}$ - Termo diretamente relacionado com o tabuleiro e as suas características. Transpõe a linha de influência do tabuleiro, descrevendo a sua resposta a uma excitação. Relaciona-se com o comprimento do vão, L, e com o comprimento de onda da excitação do comboio, λ, tal como se pode constatar na equação (3.3);
- $G_{(\lambda)}$ – Termo que descreve a excitação despoletada pelas cargas dinâmicas do comboio e a respetiva resposta do tabuleiro em ressonância, apelidado como "espetro do comboio". O cálculo deste parâmetro requer a consideração da envolvente do espetro dos vários sub-comboios, tal como se verifica na equação (3.4.), onde P_k representa a carga no eixo k, M, o número de forças concentradas do comboio, X_i, o comprimento do sub-comboio em consideração, x_k, a distância da força P_k à primeira força P_0 do comboio e, ξ, o coeficiente de amortecimento.

$$A_{(L/\lambda)} = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \tag{3.3.}$$

$$G_{(\lambda)} \cong \underset{i=0,\ M-1}{MAX} \frac{1}{\xi X_i} \sqrt{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2 + \left(\sum_{k=0}^{i} P_k \operatorname{sen}\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2} \left(1 - \exp(-2\pi\xi)\frac{X_i}{\lambda}\right) \tag{3.4.}$$

Na presente dissertação estes dois parâmetros são de extrema utilidade. Tal como estabelecido na NP EN 1991-2, o produto entre estes dois termos espelha a agressividade dinâmica provocado pela passagem dos vários comboios em estudo, permitindo-se limitar a análise dinâmica a um único comboio. Sublinha-se, no entanto, os moldes de aplicação limitados desta metodologia. Em casos reais, existe uma grande probabilidade de se estudarem vãos contínuos, dominados por vários modos de vibração,

inviabilizando totalmente a aplicabilidade deste método. Para uma compreensão mais detalhada do método DER e de outras metodologias simplificadas recomenda-se a leitura de outros documentos exibidos na bibliografia [17, 18].

3.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

A multiplicidade de tabuleiros, sistemas estruturais, processos construtivos, pilares, entre outros aspetos, conduz a uma enorme diversidade de soluções disponíveis para cada caso prático. Como tal, é absolutamente indispensável a consideração do faseamento dos vários processos construtivos envolvidos, para além das implicações relacionadas com a reologia do betão. Esta consideração pode ser feita prevendo-se de um modo sequencial a sobreposição de efeitos experimentados pela estrutura durante o seu período de vida, salvaguardando-se o teor evolutivo da estrutura. Esta metodologia permite contemplar a modelação e o cálculo das várias ações, de forma isolada e simplificada, prosseguindo-se com a respetiva adição de efeitos, em conformidade com o instante em questão.

No caso das pontes pré-fabricadas, o faseamento construtivo assume-se como elemento-chave no processo de dimensionamento, identificando-se momentos críticos em períodos temporais distintos. Como tal, destacou-se a verdadeira relevância da compreensão destes fenómenos, relacionados com o comportamento reológico do betão, em prol do desenvolvimento do espírito crítico na interpretação de resultados. Para o efeito, ao invés da utilização de cálculo numérico, optou-se pelo cálculo analítico de todos estes efeitos, conduzindo à elaboração de uma folha de cálculo que possibilita a avaliação de diversas soluções de forma expedita, processo que é tipicamente utilizado no dimensionamento de um tabuleiro.

Sendo o betão um material viscoelástico, quando sujeito a tensões de longa duração apresenta deformações variáveis no tempo que acrescem à deformação elástica instantânea [19]. No estado endurecido, o betão encontra-se sujeito a fenómenos físicos e químicos que originam extensões, expressas na sua totalidade por:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \tag{3.5.}$$

Por um lado, o betão encontra-se submetido a extensões independentes do carregamento: $\varepsilon_{cT}(t)$, extensão térmica; $\varepsilon_{cs}(t)$, extensão por retração. O fenómeno de retração, diretamente interligado à redução do teor de água, subdivide-se em: retração autogénea (por ação das reações de hidratação do cimento), retração por secagem (por ação de um gradiente hídrico entre as superfícies de betão e o meio exterior, constituindo a parcela mais significativa, de progressão lenta), retração plástica (quando, à superfície do betão, a taxa de evaporação excede a da exsudação, durante o processo de endurecimento) e retração por carbonatação (por reação com o dióxido de carbono), embora apenas se contemple o cálculo das duas primeiras parcelas. Por outro lado, destacam-se as extensões dependentes do carregamento: $\varepsilon_{ci}(t_0)$, extensão instantânea elástica, diretamente proporcional à tensão imposta; $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$, extensão por fluência, subdividida em fluência básica (com trocas de água com o exterior impedidas) e fluência de secagem (com trocas de água). A fluência e a retração estão fortemente relacionadas com a geometria do elemento, condições exteriores, composição química e com as condições de carregamento (no caso da fluência) [20].

Numa ponte pré-fabricada, todas as solicitações de caráter permanente aplicadas sobre uma estrutura evolutiva que precedem uma mudança de secção e/ou do sistema estrutural longitudinal são alvo de

redistribuição. Esta ocorrência decorre de deformações diferidas por fluência e retração, assim denominadas, dado ocorrerem gradualmente ao longo do tempo. Apesar da heterogeneidade do betão e do seu comportamento não linear, na presença de fenómenos como a fendilhação e a interação armadura-betão, no modelo de análise adotado para a previsão e cálculo destas redistribuições, estes efeitos serão desprezados. Desta forma, o betão é assumido como um material com comportamento viscoelástico com envelhecimento, na condição da posterior verificação de tensões máximas em serviço, viabilizando assim, o princípio da sobreposição de efeitos [5]. Para além disso, apesar de interligados, a fluência e a retração serão previstas de modo independente.

Na presente dissertação proceder-se-á ao estudo de uma solução simplesmente apoiada. De seguida, ilustra-se o processo construtivo padrão adotado neste tipo de soluções, representando-se para o efeito apenas a secção correspondente a uma longarina (Figura 3.4). O processo construtivo segue a seguinte sequência de etapas principais:

1) Aplicação da pré-tensão, em fábrica. O momento isostático força, de imediato, uma curvatura instantânea, ficando a viga simplesmente apoiada. Este instante assinala o início da fluência por ação do pré-esforço e do peso próprio, sendo correntemente denominado por t_0. A viga é, posteriormente, transportada para obra e posicionada sobre os respetivos apoios;
2) Aplicação das pré-lajes que servirão de apoio à betonagem do betão complementar (PF);
3) Transformação estrutural, despoletada pelo ganho de presa do betão complementar (laje) que origina uma secção composta. Este instante é denominado por t_1;
4) Aplicação das restantes cargas permanentes e posterior entrada em serviço.

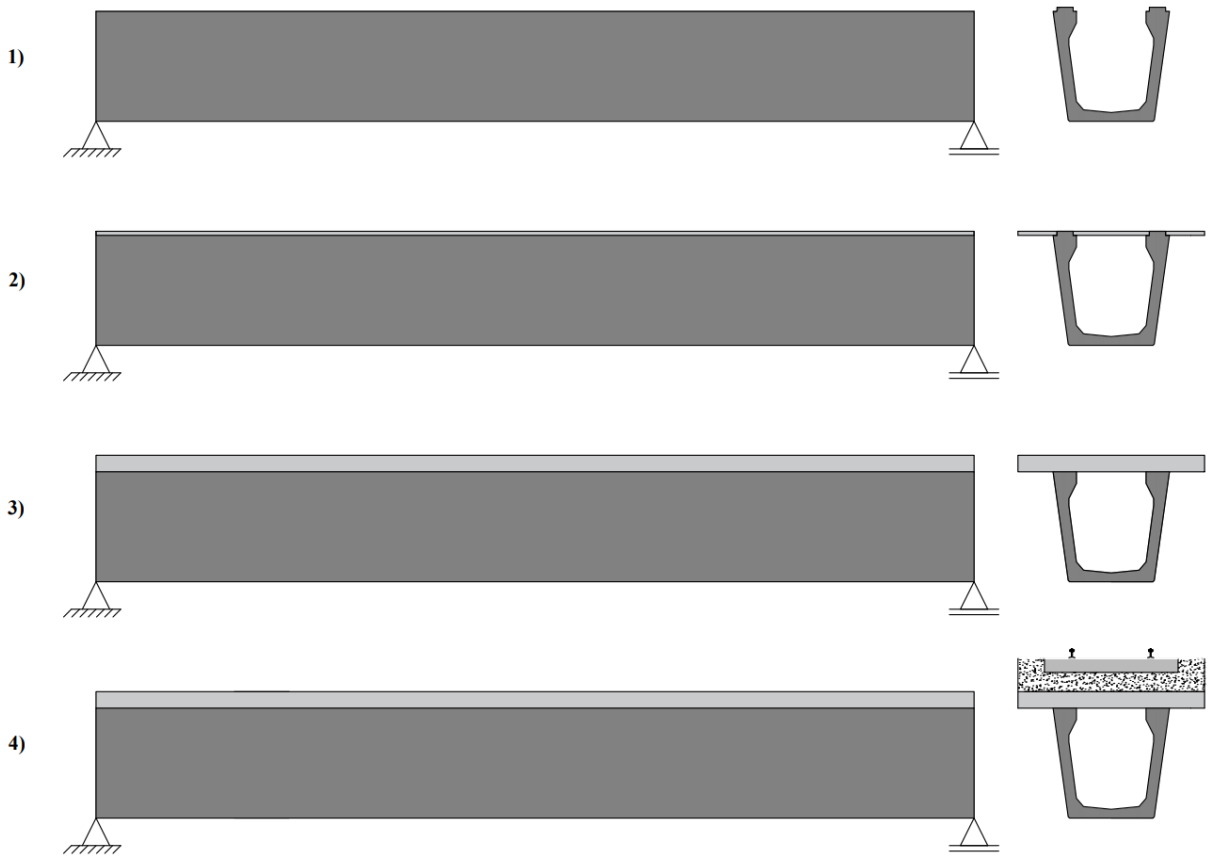


Figura 3.4 – Faseamento construtivo do caso de estudo.

De seguida, descrevem-se as metodologias de cálculo utilizadas para a devida consideração dos efeitos diferidos do betão na estrutura final evolutiva. Neste sentido, tornou-se fundamental a leitura dos seguintes autores: Hipólito (2005) [21], Hipólito e Câmara (2006) [22] e Sousa (2020) [7]. As metodologias descritas nos próximos três subcapítulos serão baseadas nos correspondentes trabalhos destes autores.

3.2.1. MÓDULO DE ELASTICIDADE

Antes de se prosseguir para qualquer dedução, atente-se à conveniência da restruturação da *Lei de Hooke*. Esta lei define o comportamento elástico de um corpo, relacionando tensões e extensões através do módulo de elasticidade. Porém, a parcela da extensão mecânica (que depende do carregamento), não é de todo linear para longos períodos de tempo, face a solicitações em permanência. Ora, considerando a evolução temporal da deformação por fluência, será necessário considerar o módulo de elasticidade efetivo $E_{c,ef}(t,t_0)$, que estabelece a relação entre uma tensão permanente, de valor constante, e a respetiva deformação, em função do tempo de carregamento, expresso na equação (3.6.).

$$E_{c,ef}(t,t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1+\varphi'(t,t_0)} \tag{3.6.}$$

$$\varphi'(t,t_0) = \varphi(t,t_0)\frac{E_c(t_0)}{1{,}05E_{cm}} \tag{3.7.}$$

em que:

$\varphi(t,t_0)$	Coeficiente de fluência do betão no intervalo $[t,t_0]$;
$E_c(t_0)$	Módulo de elasticidade do betão, à idade t_0;
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão;
$\varphi'(t,t_0)$	Coeficiente de fluência corrigido do betão no intervalo $[t,t_0]$. Permite simplificar a expressão original, resultante da dedução de $E_{c,ef}(t,t_0)$.

Não obstante, apesar da grande importância desta expressão, nos cenários que se seguem compete avaliar a deformação do betão perante tensões evolutivas. Consequentemente, será imprescindível a reformulação da *Lei de Hooke* para esta situação, prevendo-se a definição do módulo de elasticidade efetivo ajustado do betão, $E_{c,aj}(t,t_0)$, que determina a relação entre uma tensão, gradualmente variável, em função do tempo, com a respetiva extensão, $\varepsilon_c(t,t_0)$:

$$E_{c,aj}(t,t_0) = \frac{E_c(t_0)}{1+\chi(t,t_0)\varphi'(t,t_0)} \tag{3.8.}$$

$$\chi(\infty,t_0) \cong \frac{\sqrt{t_0}}{1+\sqrt{t_0}} \tag{3.9.}$$

Neste caso, o denominador é afetado pelo coeficiente de envelhecimento, $\chi(t, t_0)$, que procura traduzir os efeitos da variação temporal da tensão. Dada a complexidade da sua previsão e cálculo, e interessando definir o seu valor a tempo infinito, permite-se a simplificação da sua expressão nestes moldes, tornando-a inteiramente dependente do instante de aplicação da carga em causa, t_0 (equação (3.9.)).

3.2.2. FLUÊNCIA

A deformação por fluência, consequência inerente ao carregamento contínuo do betão, demonstra-se determinante no comportamento em serviço das pontes em betão pré-esforçado. Este efeito, no caso de estruturas evolutivas, é responsável pela ocorrência da redistribuição de tensões, podendo também ocorrer uma alteração na distribuição dos momentos fletores, consoante o tipo de estrutura. Considere-se o exemplo representado na Figura 3.5, fundamentado por Hipólito [21], que permite evidenciar este efeito:

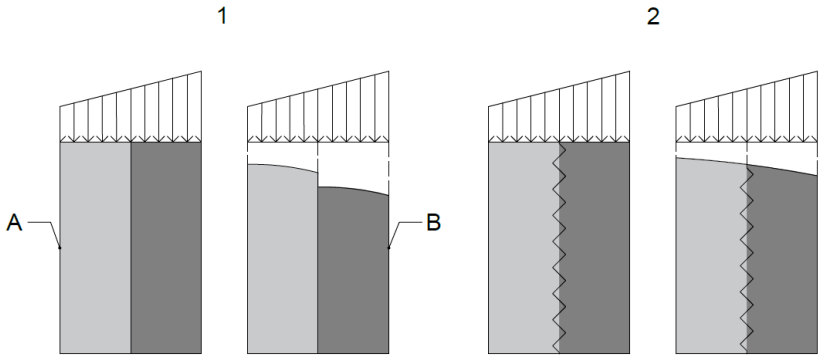


Figura 3.5 – Deformação por fluência de materiais sujeitos a diferentes carregamentos.

Como se pode verificar, apresentam-se as evoluções por fluência de dois materiais sujeitos a carregamentos diferentes, em dois cenários, desprezando-se possíveis deformações laterais, não relevantes para o exemplo. No primeiro cenário, dois materiais (A e B) sem qualquer tipo de ligação deformam-se livremente, perante um campo de tensões crescente de A para B. Considerando as superfícies de contacto lisas, as deformações decorrem sem interferência mútua. No segundo cenário, existindo efetivamente uma ligação perfeita entre os dois materiais, embora haja uma tendência do material B para sofrer deformações superiores às ocorridas no material A, verifica-se uma restrição ao movimento decorrente da compatibilização das deformações na fronteira. Geram-se, portanto, esforços de compatibilização. Esta é a premissa praticada no cálculo das redistribuições por fluência e retração. De modo análogo, uma mudança de secção do tabuleiro constituirá uma restrição ao efeito da fluência das vigas e da laje. O mesmo se verifica perante mudanças do sistema estrutural longitudinal, em que as alterações das condições de apoio dão origem a esforços de fixação, caso das pontes contínuas.

No caso das pontes pré-fabricadas, este efeito é importantíssimo nas verificações dos estados limite de serviço. O exemplo específico proferido anteriormente é agora transposto para o contexto das pontes pré-fabricadas, na Figura 3.6. Na escala temporal, assinalam-se os instantes: t_0, início do carregamento que origina fluência; t_1, instante de mudança da secção estrutural, despoletada pelo ganho de presa do betão complementar, marcando assim o início das redistribuições por fluência. Neste caso, avaliam-se as deformações por fluência experimentadas por uma estrutura simplesmente apoiada, por ação do peso próprio da viga pré-fabricada, caso não se verificasse qualquer tipo de mudança de secção (Figura 3.6-1) e no sistema evolutivo real, em que, após o ganho de presa do betão complementar (BC), forma-se uma secção composta (Figura 3.6-2).

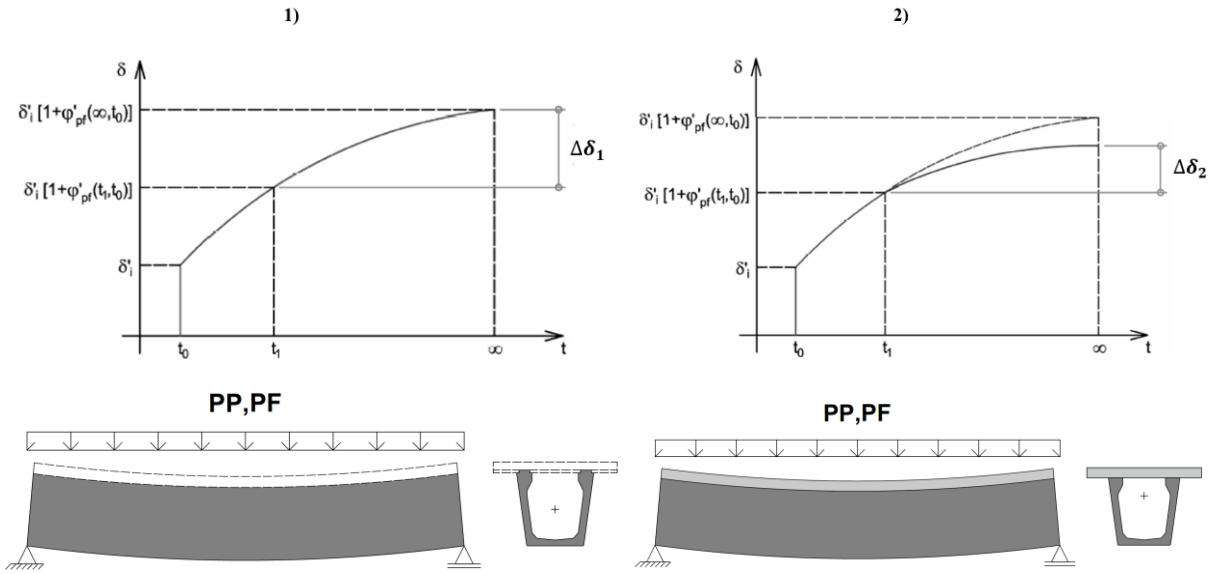


Figura 3.6 – Deformações por fluência [7] numa estrutura simplesmente apoiada de secção inalterada (1) e mediante uma mudança de secção transversal (2).

No primeiro caso, em que a secção da viga é a única a resistir às ações impostas pelo seu peso próprio, verifica-se uma deformação por fluência livre, sem que ocorra qualquer tipo de impedimento às deformações impostas, por parte do BC. Assim, a partir de t_1, decorre um acréscimo de deformação por fluência majorado, δ_1, em função da tensão aplicada.

No segundo caso, o mesmo não se verifica. Inicialmente, as tensões provocadas na laje são nulas, até ao instante em que ocorre o ganho de presa, t_1, passando esta secção a funcionar em conjunto com a viga, constituindo-se a secção transversal composta final. A partir deste momento, o incremento da deformação por fluência em regime livre é restringido pela solicitação crescente da laje, verificando-se uma redistribuição de tensões progressiva. A contribuição da laje face a estas solicitações (inicialmente nula), cresce progressivamente por ação da fluência. Como resultado, obtém-se um acréscimo de deformação menor ao ocorrido no primeiro cenário.

Desta forma, limita-se a análise sobre o sistema evolutivo às ações de caráter permanente aplicadas antes da mudança estrutural, na medida em que as restantes ações atuam já sobre o sistema estático final. Neste grupo de esforços, incluem-se as perdas de pré-tensão, as restantes cargas permanentes e as sobrecargas que atuam diretamente sobre a secção transversal composta. Note-se que as cargas induzidas pelo pré-esforço e pelo peso próprio da viga pré-fabricada (PF) são aplicadas no mesmo instante, enquanto o carregamento provocado pela betonagem do BC é efetuado num momento posterior, pelo que as redistribuições devem ser calculadas separadamente.

A contabilização da redistribuição de tensões será decisiva no decorrer do processo de dimensionamento. Seguidamente, exibe-se a dedução e interpretação da quantificação destas tensões, baseadas em Hipólito (2005) [21] e Sousa (2020) [7]. O método, intitulado como "*Método Simplificado do Coeficiente de Envelhecimento"* por Hipólito, estima a previsão de tensões, extensões e curvaturas para um vão simplesmente apoiado, embora se apresentem apenas as expressões correspondentes às tensões, particularmente relevantes neste trabalho. Este método divide-se em quatro passos-chave.

- O primeiro passo contempla a análise do período de tempo decorrido entre t_0 e t_1. Relembre-se que, estruturalmente, durante este período de tempo, as deformações por fluência desenvolvem-se de modo totalmente livre. Equivale, assim, à solicitação do sistema estático estrutural inicial (constituído pela viga pré-fabricada) pelas cargas verticais atuantes (M) e o respetivo esforço axial, correspondente à pré-tensão (N), após perdas instantâneas e diferidas, no intervalo em causa. Não ocorrendo o processo de presa, não existe qualquer tipo de reação (rigidez) por parte do BC, sendo as suas tensões nulas. Fica assim:

$$\sigma_{PF} = \frac{N}{A_{PF}} + \frac{M}{W_{PF}} \tag{3.10.}$$

$$\sigma_{BC} = 0 \tag{3.11.}$$

onde σ_{PF} e σ_{BC} representam as tensões do elemento pré-fabricado e do betão complementar, respetivamente. Estas tensões serão aqui designadas por σ' . A_{PF} corresponde à área do elemento PF, enquanto W_{PF} representa o seu módulo de flexão.

Estando o elemento pré-fabricado sujeito a ações permanentes, a evolução das deformações livres é parcialmente restringida após o ganho de presa do BC. A consideração deste efeito é efetuada em duas etapas (segundo e terceiro passos a seguir descritos).

- No segundo passo, são calculados os esforços de fixação, N^*e M^*, associados à restrição total do incremento de deformação total que ocorreria entre t_1 e o tempo infinito do elemento PF, em regime livre, por ação das solicitações anteriores. Estes esforços são aplicados sobre o elemento PF, anulando-se o seu campo de extensões. Tratando-se de uma avaliação diferida, com consequente variação progressiva de tensão no BC, estimam-se os esforços de fixação com o módulo de elasticidade efetivo ajustado, para incrementos de tensão com início em t_1. Dada a utilização exaustiva de carateres algébricos, recorre-se à seguinte simplificação: $\chi(t,t_1)\varphi'(t,t_1) = (\chi\varphi')_{PF,t_1}$, ficando assim:

$$E_{c,aj}(t,t_1) = \frac{E_c(t_1)}{(\chi\varphi')_{PF,t_1}} \tag{3.12.}$$

Por forma a traduzir-se a restrição total da deformação do elemento PF, durante este intervalo de tempo, equivalente à imposição da respetiva extensão, $\Delta\varepsilon_{PF}$, e curvatura, $\Delta\left(\frac{1}{R}\right)$, despoletada pelo incremento do coeficiente de fluência ($\Delta\varphi'_{PF} = \varphi'_{PF}(\infty,t_0) - \varphi'_{PF}(t_1,t_0)$):

$$\Delta\varepsilon_{PF} = \frac{1}{E_{PF}(t_0)} \cdot \frac{N}{A_{PF}} \cdot \Delta\varphi'_{PF} \tag{3.13.}$$

$$\Delta\left(\frac{1}{R}\right) = \frac{M}{E_{PF}(t_0) \cdot I_{PF}} \cdot \Delta\varphi'_{PF} \tag{3.14.}$$

em que I_{PF} representa a inércia à flexão longitudinal do elemento PF. Desta forma, atendendo à lei de *Hooke*, obtêm-se os esforços de fixação, logo, de sinal contrário:

$$N^* = -\frac{\Delta\varphi'_{PF}}{1+(\chi\varphi')_{PF,t_1}} \cdot \frac{E_{PF}(t_1)}{E_{PF}(t_0)} \cdot N \tag{3.15.}$$

$$M^* = -\frac{\Delta\varphi'_{PF}}{1+(\chi\varphi')_{PF,t_1}} \cdot \frac{E_{PF}(t_1)}{E_{PF}(t_0)} \cdot M \tag{3.16.}$$

Adotando a terminologia exibida na expressão (3.17.), reescrevem-se as fórmulas dos esforços de fixação:

$$[1+(\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef} = [1+(\chi\varphi')_{PF,t_1}] \cdot \frac{E_{PF}(t_0)}{E_{PF}(t_1)} \tag{3.17.}$$

$$N^* = -\frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1+(\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \cdot N \tag{3.18.}$$

$$M^* = -\frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1+(\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \cdot M \tag{3.19.}$$

O incremento de tensões no elemento PF ($\Delta\sigma_{PF}$) no segundo passo fica assim definido, conforme se indica na expressão (3.20.), enquanto as do BC permanecem nulas.

$$\Delta\sigma_{PF} = -\frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1+(\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \cdot \left(\frac{N}{A_{PF}} + \frac{M}{W_{PF}}\right) \tag{3.20.}$$

- No terceiro passo, de modo a restabelecer-se o equilíbrio ao nível da secção, aplicam-se, sobre a secção composta do sistema estático estrutural final, os esforços que anulam os anteriores. Equivale assim, à aplicação de um esforço axial de fixação ($\overline{N}$) e um momento fletor de fixação ($\overline{M}$), afetado pela respetiva incrementação ($M^*_{hom,aj}$), induzida pela descentralização do esforço axial, entre secções com centros de gravidade discordantes ($y_{G,PF} - y_{G,hom,aj}$). Estes esforços são aplicados com sinais contrários aos do passo anterior. Assim:

$$M^*_{hom,aj} = M^* - N \cdot (y_{G,PF} - y_{G,hom,aj}) \tag{3.21.}$$

$$\overline{N} = \frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1+(\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \cdot N \tag{3.22.}$$

$$\overline{M} = \frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1+(\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \cdot M^*_{hom,aj} \tag{3.23.}$$

No que concerne à secção composta final, mediante elementos de propriedades distintas, é imprescindível proceder-se à sua homogeneização, realizada neste caso, em relação ao betão do

elemento PF, considerando-se, mais uma vez, os módulos de elasticidade efetivos ajustados, para incrementos de tensões com início em t_1. O coeficiente de homogeneização fica definido por:

$$k_{hom,aj} = \frac{E_{aj,BC}(\infty, t_1)}{E_{aj,PF}(\infty, t_1)} = \frac{E_{BC}(t_1)}{E_{PF}(t_1)} \cdot \frac{1 + \chi_{PF}(\infty, t_1) \cdot \varphi'_{PF}(\infty, t_1)}{1 + \chi_{BC}(\infty, t_1) \cdot \varphi'_{BC}(\infty, t_1)} \tag{3.24.}$$

Assim sendo, os acréscimos de tensões ficam definidos pelas equações (3.25) e (3.26.), abarcando os parâmetros relativos à secção composta ajustada (área, $\overline{A}$ e módulo de flexão, $\overline{W}$). As tensões representadas entre parêntesis serão designadas por σ''_{PF} e σ''_{BC}, respetivamente. Estas tensões corresponderiam às tensões finais, caso se procedesse a uma cimbragem ideal do vão em causa, não ocorrendo qualquer tipo de redistribuição.

$$\Delta\sigma_{PF} = \frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1 + (\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \cdot \left(\frac{N}{\overline{A}} + \frac{\overline{M}}{\overline{W}}\right) \tag{3.25.}$$

$$\Delta\sigma_{BC} = \frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1 + (\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \cdot \left(\frac{N}{\overline{A}} + \frac{\overline{M}}{\overline{W}}\right) \cdot k_{hom,aj} \tag{3.26.}$$

Finalmente, no quarto passo, de forma a avaliar as tensões a tempo infinito, atendendo à sobreposição de efeitos, somam-se os resultados parcelares de cada uma das etapas anteriores. Relativamente ao elemento PF, a tensão a tempo infinito ($\sigma_{PF,\infty}$), envolve uma contribuição dos três passos de dedução. De modo simplificado, a expressão corrente é compilada conforme se indica na equação (3.28.).

$$\sigma_{PF,\infty} = \frac{N}{A_{PF}} + \frac{M}{W_{PF}} - \frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1 + (\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \cdot \left(\frac{N}{A_{PF}} + \frac{M}{W_{PF}}\right) + \frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1 + (\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \cdot \left(\frac{N}{\overline{A}} + \frac{\overline{M}}{\overline{W}}\right) \tag{3.27.}$$

$$\sigma_{PF,\infty} = \sigma'_{PF} + (\sigma''_{PF} - \sigma'_{PF}) \cdot \frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1 + (\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \tag{3.28.}$$

No BC as tensões a tempo infinito apresentam uma contribuição nula dos dois primeiros passos, como se constata em (3.29.). Não obstante, poderá utilizar-se a notação presente na equação (3.28.), aplicada ao elemento complementar, sublinhando-se que: $\sigma'_{BC} = 0$.

$$\sigma_{BC,\infty} = \frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1 + (\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \cdot \left(\frac{N}{\overline{A}} + \frac{\overline{M}}{\overline{W}}\right) \cdot k_{hom,aj} = \frac{\Delta\varphi'_{PF}}{[1 + (\chi\varphi')_{PF,t_1}]_{ef}} \cdot \sigma''_{BC} \tag{3.29.}$$

Numa solução de um tabuleiro contínuo que, ao longo da sua construção, passa por uma mudança das condições de apoio, seria necessário a dedução das curvaturas geradas pelas redistribuições, de modo a estimar os esforços de fixação. Neste caso, para além de uma redistribuição de tensões, ocorre também uma redistribuição de momentos fletores. Todavia, a expressão final deduzida para este caso, aplica-se também a estes dois casos.

Note-se que, numa solução simplesmente apoiada, apesar da aparente conservação dos momentos fletores, verifica-se a contínua evolução da secção homogeneizada, que poderá ter implicações ao nível da rigidez à torção. Em tabuleiros constituídos por vigas múltiplas, ocorrerá uma ligeira mudança do diagrama de momentos de cada viga (pouco significativo).

Resta atender um fator importante para o presente trabalho: a flecha a longo prazo. Do ponto de vista da rentabilização do material de elevada resistência, reforçado com fibras, importa a sua total exploração, o que resulta em secções dimensionadas ao limite, de volume reduzido. Resultam soluções potencialmente mais deformáveis, pelo que é relevante o cálculo da flecha, a tempo infinito. Analogamente, seguindo-se o raciocínio trabalhado neste subcapítulo, a expressão da extensão a tempo infinito, ε_∞, é facilmente deduzida, adicionando-se a extensão experimentada até t_1 (1º parcela) com a extensão pós presa (2ª parcela):

$$\varepsilon_\infty = \frac{\sigma'_{PF}}{E_{PF}(t_0)} \cdot [1 + \varphi'_{PF}] + \frac{\sigma''_{PF}}{E_{PF}(t_0)} \cdot \Delta\varphi'_{PF} \tag{3.30.}$$

A flecha a tempo infinito fica assim definida pela equação (3.31.):

$$\delta_\infty = \delta' \cdot [1 + \varphi'_{PF}] + \delta'' \cdot \Delta\varphi'_{PF} \tag{3.31.}$$

3.2.3. Retração Diferencial

Atendendo ao faseamento construtivo das pontes pré-fabricadas, a disparidade de características e idades dos betões que constituem a viga e a laje, acarreta a necessidade da contabilização dos efeitos devidos à retração diferencial. As diferentes características mecânicas, geométricas e temporais destes dois elementos, despoleta o desenvolvimento de extensões por retração com evoluções distintas e desfasadas. A Figura 3.7 torna este efeito bem claro, notabilizando-se o forte impacto da diferença de idades dos betões.

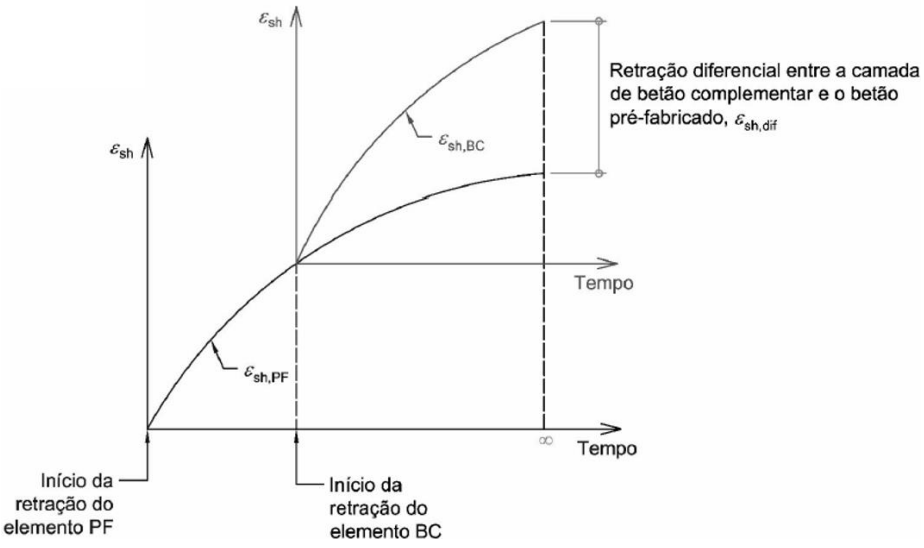


Figura 3.7 – Evolução das extensões por retração num tabuleiro constituído por viga e laje, betonados em instantes diferentes [7].

O efeito provocado, a nível estrutural, pela retração diferencial assemelha-se ao exemplo clássico do muro de deformação longitudinal impedida. Neste caso, no instante em que assinala a iniciação da retração do BC, grande parte das deformações por retração no elemento PF já ocorreram, verificando-se uma evolução de deformações díspar. O BC encontra assim uma restrição, dotada de uma certa rigidez, à sua livre deformação. A dedução da contabilização deste efeito no campo de tensões, a longo prazo, insere-se no mesmo seguimento lógico do anterior, por fluência. Seguidamente e de modo conciso, especificam-se os três passos de dedução propostos por Sousa, 2020 [7], sintetizados na Figura 3.8.

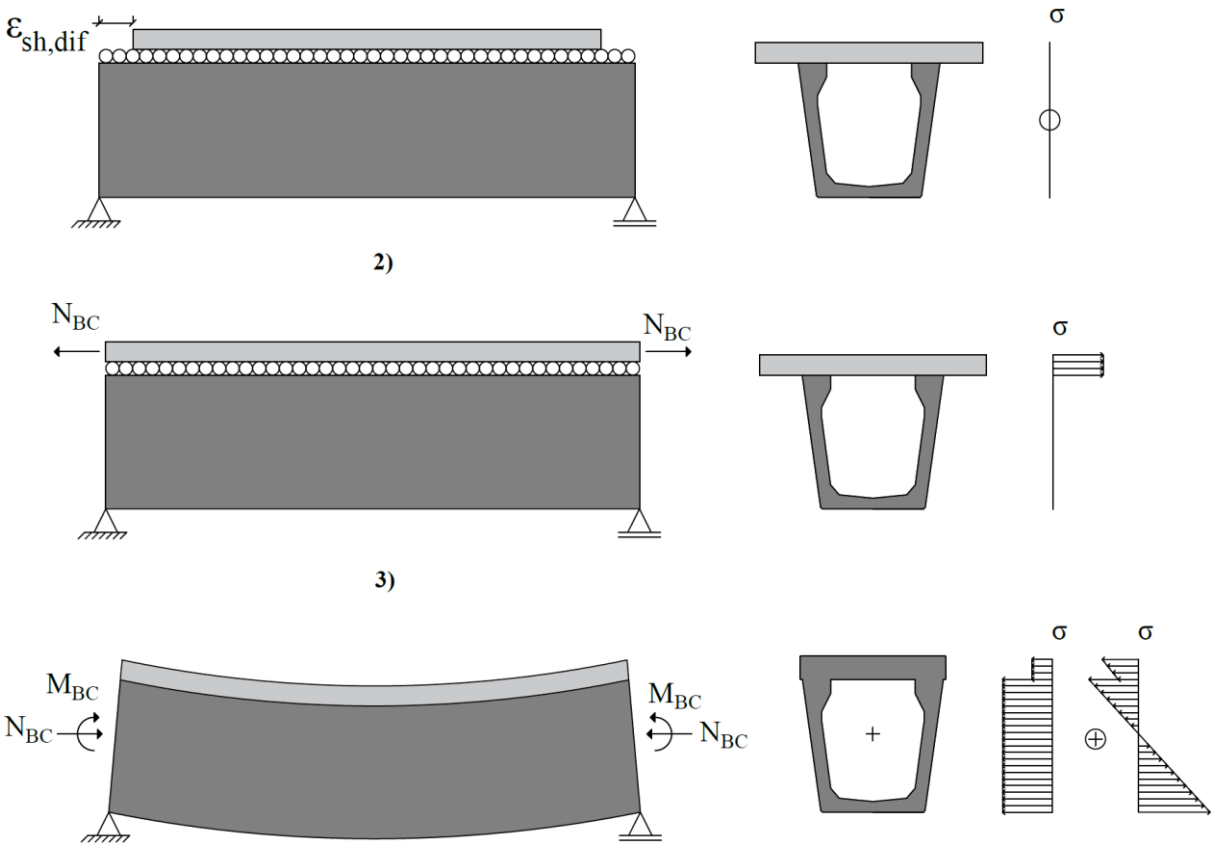


Figura 3.8 – Passos de dedução da redistribuição de tensões por retração diferencial.

Importa notar que, tratando-se de uma avaliação diferida, de deformação progressiva ao longo do tempo, deverão considerar-se parâmetros ajustados. Antes de mais, contabiliza-se a retração diferencial, assumindo-se uma independência total entre os dois elementos (Figura 3.8-1). Não são originadas tensões. Posteriormente, assegurando a compatibilização de deformações, solicita-se o BC de um campo de tensões que anula a extensão diferencial, o que equivale à aplicação do respetivo esforço axial de fixação (Figura 3.8-2), tal como consta na equação (3.32.). Por se tratar de uma deformação imposta, de modo a restaurar o equilíbrio ao nível da secção, aplicam-se esforços contrários que anulam o efeito do anterior na secção composta, ou seja, um esforço axial de sinal contrário e um momento provocado pela descentralização entre os dois pontos de aplicação do esforço axial (parâmetro d_{BC})(Figura 3.8-3). As tensões a longo prazo originadas pela retração diferencial, resultam da sobreposição das tensões dos três passos.

$$N_{BC} = E_{c,aj,BC} \cdot \varepsilon_{sh,dif} \cdot A_{BC} \tag{3.32.}$$

$$M = N_{BC} \cdot d_{BC} \tag{3.33.}$$

A curvatura positiva induzida pela ação da retração diferencial, $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh}$, fica assim definida pela equação (3.34.), onde $E_{c,aj,PF}$ representa o módulo de elasticidade efetivo ajustado do BC, para incrementos de tensões com início em t_1.

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh} = \frac{M}{E_{c,aj,PF} \cdot I_{y,aj}} \tag{3.34.}$$

Desta, forma, é possível quantificar-se o valor da flecha, a meio vão, δ_{sh}, por ação deste efeito, em função do vão (L):

$$\delta_{sh} = \frac{L^2}{8} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{sh} \tag{3.35.}$$

3.3. MODELOS DE ANÁLISE DO TABULEIRO

3.3.1. MODELO DE ANÁLISE ESTÁTICA

O dimensionamento de um tabuleiro de uma obra de arte, segue um processo moroso e de alguma complexidade. Distinguem-se múltiplos modelos de análise de diferentes graus de aproximação. Recorre-se, para o efeito, a modelos matemáticos congruentes na forma como descrevem a resposta a uma determinada ação ou deformação. Consequentemente, surgem diversas abordagens, para diferentes propósitos. Para cada tipologia de cálculo, existirá sempre um grau de aproximação que deverá servir o propósito da sua execução, reproduzindo-se certos aspetos e desprezando-se outros. A arte da simplificação, acaba por se tornar na ferramenta mais valiosa do engenheiro. O modelo de análise escolhido, deverá sempre procurar minimizar a complexidade de cálculo, conferindo apenas o grau de aproximação exigido [23]. Face a estas ponderações, advêm sempre outras responsabilidades, nomeadamente, a correta validação que também acaba por ser um instrumento fulcral e indispensável, principalmente quando se recorre a *softwares* cujas considerações nem sempre são do conhecimento direto do utilizador.

Para o efeito de pré-dimensionamento das longarinas, foi escolhido um modelo de grelha 3D (Figura 3.9 a)). Este modelo é adequado para a análise longitudinal do tabuleiro sob ações verticais e de natureza estática.

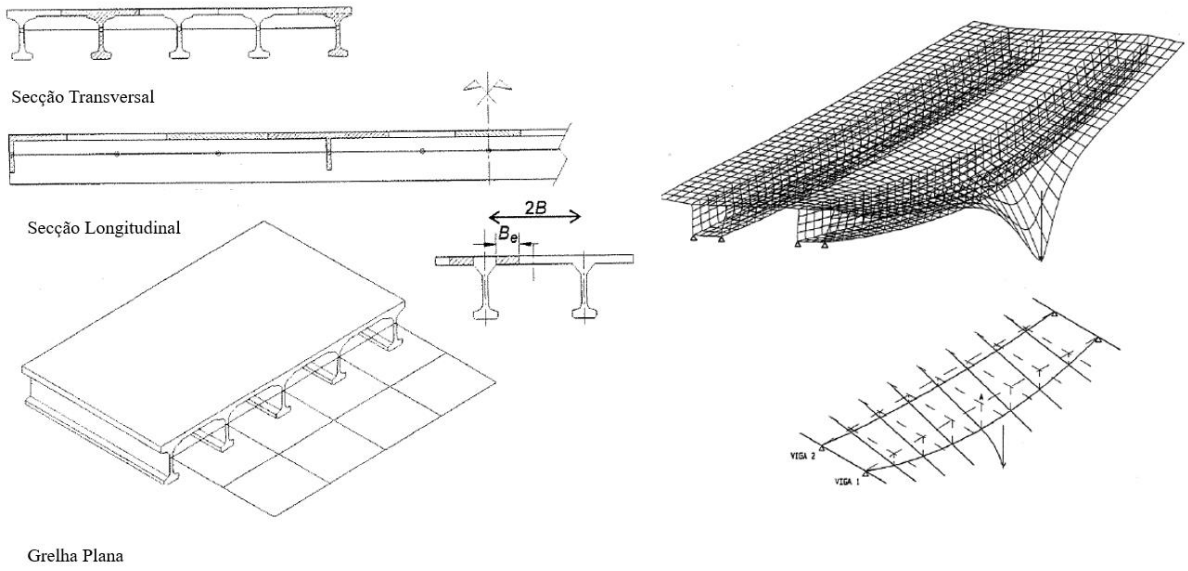


Figura 3.9 – Modelo de grelha (a)) e as deformações geradas por uma carga pontual num modelo de casca *versus* um modelo de grelha (b)) (adaptado de [23]).

Neste tipo de modelo, as barras longitudinais simulam as propriedades seccionais de cada longarina, devendo-se sempre determinar a largura efetiva da laje envolvida. Estes elementos de barra traduzem, devidamente, a capacidade de flexão e torção destes elementos, sendo estes constituídos por secções customizadas com as características equivalentes seccionais.

Em contrapartida, os elementos de barra transversais têm como função assegurar a distribuição transversal dos esforços. Deverá averiguar-se o correto espaçamento longitudinal entre as barras transversais, de modo a que se obtenha o refinamento pretendido, já que muitas ações distribuídas longitudinalmente, neste modelo, são modeladas através de cargas pontuais, sendo estas redistribuídas para os nós mais próximos.

Porém, este tipo de modelo não é de todo indicado para verificações locais e para o dimensionamento da laje, principalmente sob ação de cargas pontuais. Como se pode constatar na Figura 3.9 b), comprova-se uma concentração localizada de esforços, sem a contabilização da restante laje. Os efeitos penalizadores resultantes da desconsideração da redistribuição e da deformação por esforço transverso, representam algumas das principais lacunas desta metodologia [23]. Contudo, estes efeitos não são relevantes para o tipo de solução analisada neste trabalho.

Este modelo servirá apenas para a determinação de esforços no sistema estático final, para o auxílio de cálculo das tensões σ'' e para esforços em estados limite, onde a progressão estrutural temporal é irrelevante. A consideração evolutiva do tabuleiro, em termos de tensões, é executada separadamente, atendendo aos princípios descritos no subcapítulo anterior.

3.3.2. MODELO DE ANÁLISE DINÂMICA

Para se proceder a uma análise dinâmica é recomendável a utilização de um modelo de casca, principalmente, quando se tratam vigas em "U". Neste tipo de análise importa avaliar acelerações,

deslocamentos, rotações, entre outros aspetos, inteiramente dependentes da correta modelação das matrizes de massa, amortecimento, rigidez, caracterização material e da interação estrutural entre os vários elementos.

Assim, é possível determinar a resposta dinâmica do tabuleiro perante excitações externas, ocasionadas pelo atravessamento de comboios a velocidades múltiplas. O fenómeno de ressonância maximiza a resposta e encontra-se diretamente relacionado com os parâmetros mencionados, evidenciando-se a verdadeira importância do detalhe de modelação. Em grande parte dos *softwares* de análise estrutural de elementos finitos, esta resposta é construída por integração direta ou sobreposição modal, assunto que será aprofundado em capítulos posteriores. Consequentemente, o volume e tempo de cálculo será consideravelmente superior. Capacita-se ainda uma boa aproximação da solicitação da laje e de outros esforços locais.

Recorrer-se-á a modelos de casca, sendo consideradas malhas com elementos finitos retangulares (4 nós) ou triangulares (3 nós). Neste caso, atendendo à geometria que será praticada, incluem-se apenas elementos retangulares. A consideração das vigas é totalmente diferente, segundo esta abordagem. Os efeitos de torção e interação entre as almas, são corretamente descritos neste tipo de modelo. Por exemplo, num modelo de grelha, os esforços transversos são obtidos para uma longarina. Na realidade, dependendo do tipo de solicitação, poderão resultar esforços transversos distintos em ambas as almas, devido ao momento torsor.

3.4. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Durante o processo de dimensionamento das longarinas, existem múltiplas verificações de implementação obrigatória. O presente trabalho não incluirá o dimensionamento total do tabuleiro, mantendo-se o cerne do cálculo nos elementos pré-fabricados. O estudo de soluções de betão convencional e de betão de elevado desempenho reforçado com fibras, acarreta procedimentos distintos. Destacam-se os principais estados limite que se pretenderá aferir:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência ao esforço transverso;
- Estado limite último de resistência na ligação banzo-alma;
- Estado limite de descompressão para os elementos pré-esforçados, na combinação quase-permanente de ações;
- Estado limite de abertura de fendas, na combinação frequente de ações;
- Limitação das tensões máximas de compressão no betão, para a combinação característica de ações, para um limite de $0{,}6 \cdot f_{ck}$;
- Limitação das tensões máximas de compressão no betão, para a combinação quase-permanente de ações, para um limite de $0{,}45 \cdot f_{ck}$, validando-se as considerações de fluência linear;
- Controlo de fissuração, na zona de amarração de pré-tensão, perante fenómenos de *Spalling*, *Splitting* e *Bursting;*
- Controlo da contra-flecha no instante de transferência de pré-esforço, para um limite de $L/250$, onde L representa o comprimento do vão, para a combinação quase-permanente de ações;
- Limitação da flecha máxima, durante o período de vida da estrutura para um limite de $L/250$, na combinação quase-permanente de ações;

- Limitação da deformação vertical do tabuleiro, ao longo das vias, face à ação das sobrecargas ferroviárias para um limite de $L/600$;
- Limitação da deformação vertical do tabuleiro, ao longo das vias, para satisfação do critério de conforto dos passageiros;
- Verificação da segurança da via, limitando as acelerações no tabuleiro a 3,5 m/s^2 (via balastrada);
- Verificação da amplificação dinâmica em ressonância;

4
BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO REFORÇADO COM FIBRAS

4.1. INTRODUÇÃO

O betão é, atualmente, a segunda substância mais consumida no mundo, enaltecido pelas suas notáveis propriedades: economia, versatilidade de aplicação, propriedades mecânicas e abundância de matérias-primas. A busca incansável pela melhoria contínua dos materiais, possibilitou a conceção e construção de estruturas de complexidade crescente. Neste momento, a indústria do betão espelha um cenário de competitividade absoluta, em termos de rentabilidade e produtividade, o que despoletou o aparecimento de novas composições cimentícias e de reforço. Não obstante, recordem-se as principais limitações do uso do betão corrente, de acordo com Marković [24]:

- Baixa resistência à tração e ductilidade, com uma rotura tipicamente frágil. Em quase todas as estruturas, a utilização de aço é exigida, de modo a colmatar estas falhas e controlar a fendilhação;
- Peso próprio significativo, especialmente quando comparado com outras alternativas, como as estruturas de aço;
- Durabilidade que pode ser comprometida em serviço, levando em consideração a sua estrutura porosa e a suscetibilidade à fissuração, expondo as armaduras a agentes agressivos.

O compósito cimentício de ultra-elevado desempenho, *Ultra High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composite* (UHPFRCC), na nomenclatura inglesa, e o betão de elevado desempenho reforçado com fibras, *High-Performance Fibre Reinforced Concrete* (HPFRC), na nomenclatura inglesa, vêm colmatar estas falhas, possibilitando novas soluções de propriedades extraordinárias. O aparecimento desta nova gama de betões não surge isolado, sendo resultado dos avanços marcantes no decorrer do século XX dos betões reforçados com fibras (anos 60), dos superplastificantes (anos 60) que, juntamente com outros progressos, ocasionaram a dispensa de vibração nos Betões Auto-Compactáveis (BAC – anos 80) e a inclusão de micro-fíleres, como a sílica de fumo (anos 80)[20].

A necessidade crescente de infraestruturas no campo da mobilidade incitou a procura de materiais rentáveis, duráveis e estruturalmente capazes. Apesar dos grandes esforços de investigação sobre os UHPFRCC e o HPFRC, ainda não existe regulamentação aprovada a nível europeu que enquadre a sua aplicação.

4.2. MATERIAL

Podemos, atualmente, distinguir três variantes principais de compostos cimentícios reforçados com fibras, embora não haja uma designação clara e inequívoca (Figura 4.1).

O UHPFRCC pode ser interpretado como uma argamassa, visto não possuir qualquer tipo de agregado grosso. É caracterizado por resistências à compressão elevadíssimas e pela utilização de pequenas fibras, normalmente de aço, que lhe conferem uma resistência à tração pós-fendilhação que poderá ser da ordem dos 10MPa. Existem misturas pré-doseadas ou formulações feitas à medida. Este material tem sido recentemente alvo de investigação exaustiva, havendo já bases que permitem a sua aplicação estrutural de forma eficiente.

O HPFRC contém agregados grossos de pequena dimensão (britas, usualmente) e incorpora fibras de aço de maior dimensão e formas variadas. Soluções com misturas híbridas de fibras de pequenas e grandes dimensões têm-se demonstrado particularmente vantajosas. Não obstante, a informação acerca deste material é ainda relativamente escassa e a sua aplicação em pontes é muito reduzida.

Distingue-se, por último, o material pioneiro, o betão reforçado com fibras, *Fibre Reinforced Concrete* – FRC. Neste tipo de betão, já é mais recorrente o recurso a outro tipo de fibras, nomeadamente as poliméricas. De seguida, apresenta-se uma síntese dos seus campos de aplicação: tipo de fibras, quantidade de fibras e resistência à compressão:

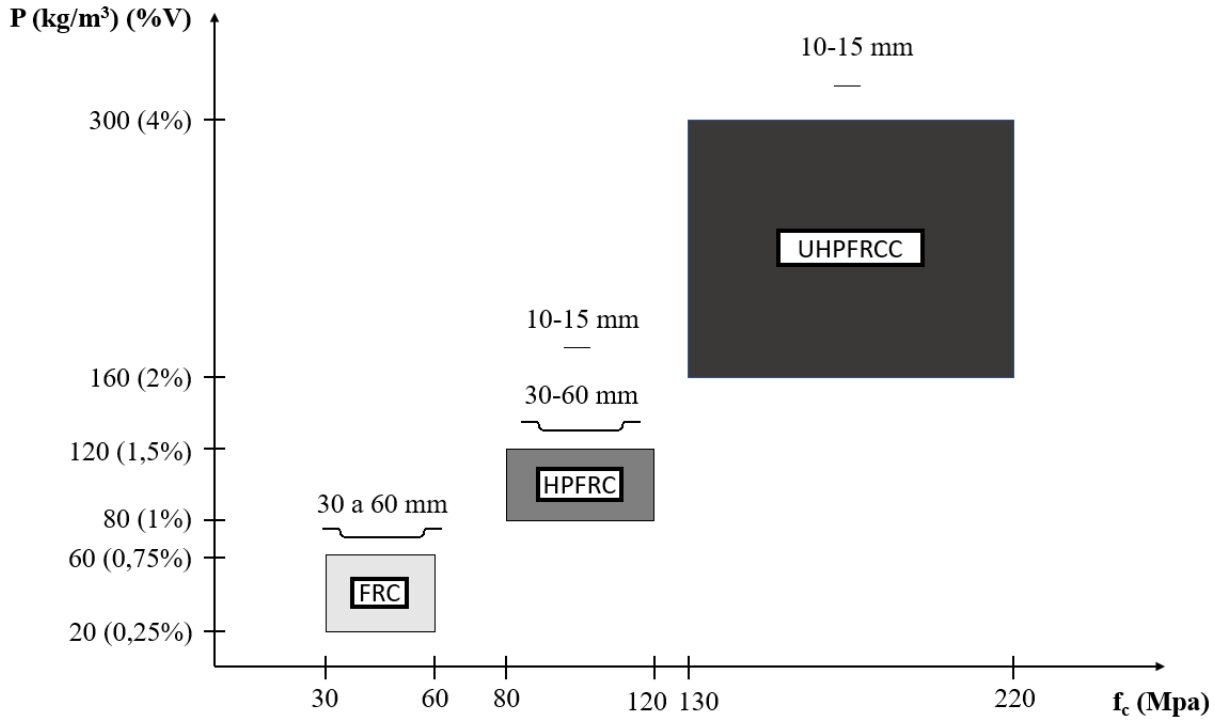


Figura 4.1 – Principais tipos de compostos cimentícios reforçados com fibras.

O HPFRC é interpretado como um material pertencente, simultaneamente, à família dos Betões Auto-Compactáveis (BAC), Betões de Elevado Desempenho e Betões Reforçados com Fibras, concentrando algumas das suas virtudes. De seguida, passam-se a descrever as principais características de cada uma destas famílias.

4.2.1. BETÃO DE ELEVADO DESEMPENHO

Destaca-se um marco histórico que possibilitou a criação dos betões de elevado desempenho: a produção de energia nuclear. Os depósitos nucleares, expostos a múltiplos agentes agressivos à estrutura do betão, encurtavam fortemente a sua durabilidade. O *Reactive Powder Concrete* (RPC) atendeu a estas exigências, proporcionando uma grande durabilidade, impermeabilidade e uma resistência à compressão altíssima (superior a 200 MPa)[25].

Uma das premissas deste tipo de materiais é a eliminação completa do agregado grosso, o que origina uma matriz densa, com um baixo índice de vazios, dada a elevada compacidade. A sua composição é caracterizada pelo alto teor de cimento, sílica de fumo, quartzo e superplastificante, e pelo reduzido teor de água [26]. O cimento, geralmente *Portland*, é utilizado em abundância, sendo a razão água/cimento tão baixa que não permite a hidratação total do cimento, podendo as suas partículas atuar como *filler* [27]. A isenção de agregados grossos permite a redução da heterogeneidade [28].

Relativamente às adições, a utilização da sílica de fumo, subproduto da indústria do metal silício, é a opção ideal. A sílica de fumo, é constituída por partículas esféricas com um diâmetro cerca de 100 vezes inferior ao do cimento, proporcionando múltiplas vantagens [20]:

- Assume o papel de *filler*, em virtude da sua finura, otimizando a curva granulométrica. Deste modo, a água de amassadura requerida é reduzida, melhorando a trabalhabilidade, densidade, impermeabilidade e melhora o comportamento do betão nas primeiras idades e a sua durabilidade (consequência da menor exsudação e porosidade);
- Sendo uma adição de origem pozolânica, permite que, na presença de água, ocorra a reação com o hidróxido de cálcio dissolvido, originando compostos de silicato e aluminato (efeito pozolânico). Estas reações incrementam a resistência do betão, reduzem o calor de hidratação e conferem alguma resistência perante ataques de sulfatos e ácidos fracos.

Juntamente com o tratamento térmico, os autores Richard e Cheyrezy [27], realçam as claras vantagens da aplicação de esforços de compressão durante o processo de endurecimento, sucedendo-se uma matriz de porosidade baixíssima. Ressalta-se, ainda assim, a fragilidade deste material, sendo altamente recomendado o devido reforço, nomeadamente a introdução de fibras [24].

O UHPFRCC insere-se totalmente neste conceito, enquanto o HPFRC, apesar de se inserir nesta ideologia, não dispensa totalmente o agregado grosso. As dosagens de cimento no HPFRC são mais reduzidas, resultando um material mais económico.

4.2.2. REFORÇO COM FIBRAS DE AÇO

A utilização de fibras como meio de reforço é prática comum desde os anos 60. Existe uma grande variedade de fibras disponíveis, porém, neste trabalho, apenas se mencionarão as de aço. Como referido, o betão de elevada resistência é caracterizado por uma ductilidade muito baixa, marcada por uma rotura frágil.

A atuação das fibras é muitas das vezes, descrita como a "costura das fissuras". As fibras proporcionam um efeito de ponte entre as fissuras, melhorando significativamente o comportamento do betão à tração (maior ductilidade) [29]. O betão reforçado com fibras é um material portador de uma resistência à tração residual, após fendilhação, proporcionado pelas fibras [30]. Para além disso, verifica-se também o incremento da ductilidade em compressão, dado o confinamento garantido pelas fibras (embora apenas seja relevante para um volume de fibras superior a 1% [30]), e a reduzida propagação das microfissuras. Recorrendo-se a armaduras ordinárias e uma a certa quantidade de fibras, possibilita-se uma propagação

controlada de fendas, fator preponderante no controlo de fendilhação em serviço. Esta propagação, garante também uma incrementação do pico de resistência de pós-fendilhação. Em estado limite último, alcançam-se cargas de rotura superiores, especialmente ao corte [31]. Complementarmente à estanqueidade garantida pelo betão de alta resistência, o controlo de fendas proporcionado pelo reforço com fibras limita a penetração de agentes agressivos ao betão, melhorando, mais uma vez, a durabilidade.

De modo a facilitar a descrição da atuação das fibras de aço, recorde-se o processo conhecido de fendilhação do betão. A interface pasta-agregado, apresenta-se como uma vulnerabilidade local, sendo caracterizada por uma elevada porosidade devido ao efeito de parede dos grãos de cimento e pela ocorrência de exsudação interna. É precisamente nesta zona que se inicia o processo de microfissuração, iniciando-se o regime plástico [20]. Segue-se uma concentração crescente de microfissuras, tendencialmente, na direção da tensão principal. Esta concentração culmina com a formação de uma ou várias macrofissuras. O processo final que antecede a fratura consiste na propagação das macrofissuras perpendicularmente à direção principal da tensão de tração, mesmo sem um incremento do carregamento [32].

As fibras desempenham um papel fulcral no processo de fissuração descrito. As fibras de aço disponíveis, apresentam-se com características múltiplas (para além do tipo de material): propriedades mecânicas, formato, secção, diâmetro, quantidade, tipo de distribuição, entre outros. Do ponto de vista geométrico, Löfgren [33], identifica dois tipos principais de fibras: microfibras e macrofibras.

As microfibras, com diâmetro próximo ao das partículas do cimento e comprimento que pode ser inferior à dimensão máxima dos agregados, desempenham uma grande contribuição na costura das microfissuras iniciais, limitando a sua progressão, dado o seu tamanho reduzido e grande número, permitindo um aumento significativo da resistência à tração. Para extensões crescentes, a sua relevância decresce, à medida que vão sendo arrancadas (Figura 4.2 a) [24, 33].

Já as macrofibras apresentam um comprimento superior à dimensão máxima do agregado e secção de diâmetro bastante superior ao das partículas de cimento. Tornam-se mais ativas para deformações superiores, desenvolvendo significativamente a ductilidade e também a resistência à tração do compósito, proporcionando uma resistência residual pós-fendilhação (Figura 4.2 b)[24]. Este último comportamento, de certa forma, assemelha-se à funcionalidade conferida pelas armaduras ordinárias, sendo viável a sua substituição parcial ou total. O ideal será combinar os dois tipos de reforço. A armadura ordinária ocupa sempre uma posição determinada e segura [32].

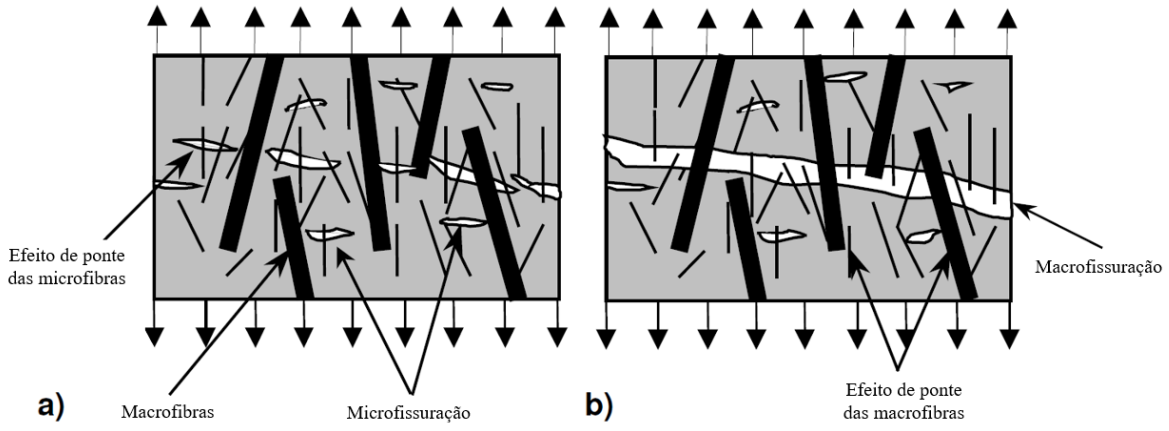


Figura 4.2 – Mecanismo de ação das microfibras e das macrofibras (adaptado de [24]).

A utilização de fibras pode ser vista como a única forma que torna viável a utilização de materiais tão frágeis como o UHPFRCC e o HPFRC.

4.2.3. TRABALHABILIDADE

Novas possibilidades surgiram com o desenvolvimento dos adjuvantes, principalmente dos superplastificantes de base policarboxilato. Este adjuvante despoleta um mecanismo de dispersão das partículas de cimento, por ação de forças de repulsão entre nuvens de eletrões sobrepostas (efeitos estéricos). Assim, mantendo-se a mesma consistência, é possível reduzir o teor em água, aumentando-se a resistência e a durabilidade. Por outro lado, poderá também, mantendo-se a mesma resistência, aumentar a trabalhabilidade. Segundo Fehling, et al. [34], a utilização deste superplastificante permite aumentar o conteúdo de pasta de cimento até 4 vezes, comparativamente a um betão corrente.

Desta forma, atendendo à ação destes superplastificantes e garantindo-se uma camada de pasta de cimento suficiente envolvendo os agregados, permite-se a diminuição dos fenómenos atríticos entre estes componentes, possibilitando a consolidação por ação do peso próprio. O HPFRC segue estes princípios, para além de possuir um volume elevado de finos e um diâmetro máximo reduzido, favorecendo a trabalhabilidade [20].

Na gama de betões de elevado desempenho, a trabalhabilidade é um aspeto central, na medida em que afeta em larga escala a orientação final das fibras de aço, de forte impacto nas propriedades mecânicas finais. Este é um dos aspetos que dificulta o seu processo de normalização, dada a imprevisibilidade da distribuição e orientação das fibras que moldam o parâmetro de distinção deste tipo de betão: a resistência à tração. Sabe-se, porém, o impacto do processo de colocação neste aspeto [30, 35]:

- As fibras seguem, tendencialmente, o alinhamento do escoamento do betão;
- Durante o processo de colocação, as fibras junto aos limites da cofragem, devido ao efeito de parede, orientam-se paralelamente a estas. O efeito é mais evidente em elementos finos, como por exemplo, nas vigas-parede. As suas implicações deverão ser consideradas no dimensionamento;
- Devido à viscosidade do betão no estado fresco, pode ocorrer uma tendência natural na orientação das fibras segundo a direção gravitacional.

4.3. PROPRIEDADES MECÂNICAS

Com a inclusão de fibras advêm inúmeras vantagens, principalmente a melhoria do comportamento à tração. No caso específico das longarinas das pontes e como se verá, decorre uma contribuição ativa das fibras sobre o comportamento à flexão, ao corte e à fendilhação, na amarração dos cordões de pré-tensão, entre muitos outros.

No que concerne ao comportamento à compressão, não existe muito a acrescentar face às disposições existentes para os betões de elevada resistência. Tal como sugerido pelo MC2010 [36], as relações referentes ao betão convencional, estendem o seu campo de aplicabilidade aos betões reforçados com fibras de aço [36].

Relativamente a um betão reforçado com fibras, importa definir o seu comportamento à tração. Para satisfação do propósito de dimensionamento, interessa a definição das suas leis constitutivas. Inerente à adição de fibras, advém uma rigidez de pós-fendilhação, sendo de enorme relevância a definição da lei constitutiva que relaciona a tensão atuante com a respetiva abertura de fendas [30].

As fibras assumem uma contribuição imediata na formação das microfissuras. Porém, a maioria destes elementos não atinge a cedência, resultando o respetivo arrancamento prematuro, mecanismo que as distingue das armaduras ordinárias [36].

Quando sujeito a esforços de tração uniaxial, o betão reforçado com fibras pode seguir diferentes tendências comportamentais, dependendo de fatores como o tipo, a geometria, a orientação e a quantidade de fibras. Perante a atuação de tração direta, poderá assumir-se um comportamento de amolecimento ou endurecimento (Figura 4.3).

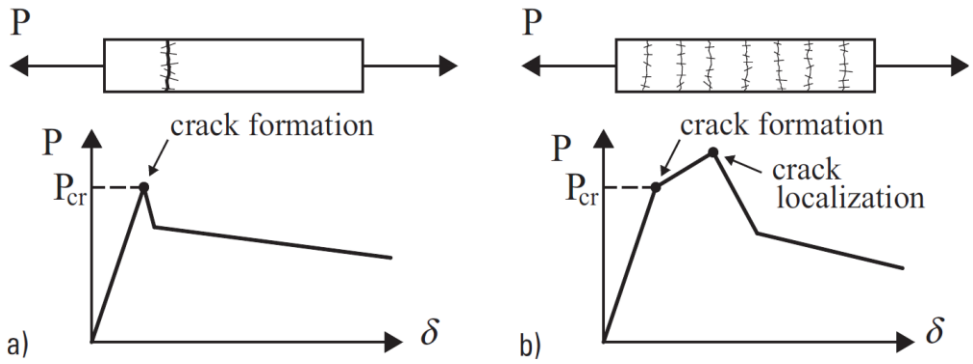


Figura 4.3 – Gráficos do esforço de tração (P) em função da deformação (δ) do FRC, perante um comportamento de amolecimento a) e endurecimento b) [30].

Na presença de uma resposta com comportamento de amolecimento, após se formar a primeira macrofissura, evidencia-se a incapacidade das fibras em equilibrar os esforços de tração, inviabilizando a redistribuição de esforços para uma secção adjacente. Atinge-se, neste instante, a carga de pico, tal como se constata na Figura 4.3 a). Ocorre uma rotura governada por uma única fenda, dada a concentração local de tensões. Há, no entanto, uma contribuição significativa na dissipação de energia pós-fendilhação, sendo este efeito significativo e contabilizado em projeto [30, 37].

Proporcionando-se uma determinada quantidade e orientação de fibras, poderá ocorrer um comportamento de endurecimento, típico do UHPFRCC. Perante estas condições, após a formação da primeira microfissura, assegura-se o correspondente equilíbrio, o que permite uma propagação estabilizada de múltiplas microfissuras (por redistribuição). Atingem-se extensões muito significativas, garantindo uma dissipação progressiva, assinalada pela fratura material gradual, até uma posterior concentração local (amolecimento). No decurso de um ensaio à tração direta (Figura 4.3 b)), numa fase inicial, presencia-se um tramo isento de fissuração, em regime linear. Atingindo-se a resistência elástica à tração do betão, forma-se a primeira fenda, desencadeando-se uma formação padronizada de microfissuras. Assinala-se um ramo de endurecimento, notabilizado por uma incrementação da tensão atuante até se alcançar a resistência de pico. Segue-se uma concentração local na fenda crítica que governa o processo de rotura, com consequente concentração de esforços, culminando com um ramo de amolecimento [37].

Note-se, no entanto, que em ambas as situações é requerida a devida armadura ordinária. No que concerne ao HPFRC, com uma quantidade mais modesta de fibras, não se saberá à partida se estarão reunidas as condições necessárias à redistribuição eficiente de tensões que viabiliza a propagação estabilizada de fendas. Apelando a um panorama conservativo, assume-se um comportamento com amolecimento, interessando apenas as suas implicações.

A determinação do tipo de comportamento à tração deverá idealmente ser realizada através de um ensaio de tração direta. O betão reforçado com fibras poderá exibir comportamentos distintos nas direções ortogonais. Os comportamentos à tração e à flexão acarretam mecanismos distintos, sublinhando-se que poderá exibir-se, para o mesmo material, um comportamento de amolecimento em tração direta e de endurecimento em flexão [30].

4.4. CLASSIFICAÇÃO DO HPFRC

A utilização do HPFRC em projeto requer a definição de um sistema de classificação do desempenho à tração, tal como o que é hoje aceite para o caso da compressão. De acordo com o MC2010 [36], a classificação é atribuída em concordância com os respetivos parâmetros de resistência residual de pós-fendilhação resultantes de um ensaio de flexão num prisma entalhado. Na verdade, o ensaio de tração uniaxial resulta na metodologia de maior precisão na determinação da curva tensão/abertura de fendas. Não obstante, a produção dos provetes e da configuração dos ensaios é bastante demorada [31].

Desta forma, dirigem-se, no mínimo, seis ensaios de flexão de três pontos, único normalizado neste tipo de classificação (EN 14651 [38]). Na Figura 4.4 ilustra-se uma configuração típica desta prática. Consiste num ensaio de flexão de três pontos sobre um prisma quadrangular de dimensões padronizadas. Usualmente, num ensaio deste tipo, as fendas que governam a rotura poderão não surgir exatamente a meio vão, conduzindo a resultados distintos. Por forma a facilitar a normalização, é incluído um entalhe que força a fenda crítica a meio vão. Sobre a secção de meio vão, é aplicada uma carga, sendo o ensaio conduzido com controlo da deformação. O resultado do ensaio consiste no diagrama da força aplicada (F) em função do deslocamento.

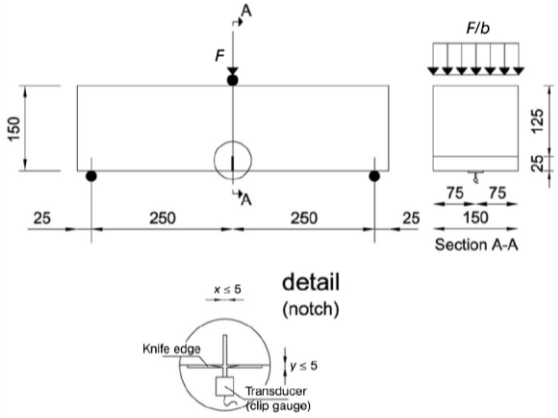


Figura 4.4 – Configuração do ensaio de flexão de três pontos (dimensões em mm) [38].

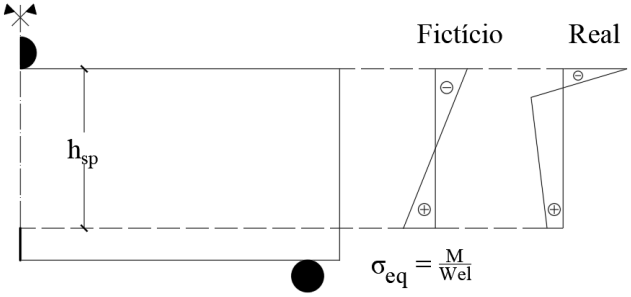


Figura 4.5 – Tensões fictícias *versus* diagrama de aproximação à realidade.

A deformação é normalmente expressa pela abertura da fenda ao nível da base do entalhe (CMOD), medida por um transdutor. De modo a normalizar o valor da força aplicada a meio vão, considera-se a respetiva tensão normal na fibra inferior do entalhe, em regime linear-elástico, provocada pelo respetivo momento atuante ($(F \cdot L/4); L = 500\ mm$). Dividindo-se este esforço pelo respetivo módulo de flexão elástico ($W_{el} = b \cdot h_{sp}^2/6$), obtém-se a tensão normal, em função das diferentes aberturas [30]. Estas tensões elásticas são apenas fictícias visto que o prisma se encontra fendilhado, apresentando uma distribuição não linear de tensões (Figura 4.5).

A classificação do HPFRC é estabelecida diretamente através dos resultados deste ensaio. Procede-se à avaliação da tensão residual linear elástica característica para duas aberturas distintas: tensão residual

correspondente à abertura em estado limite de serviço ($CMOD_1$ = 0,5 mm; f_{R1k}) e a tensão residual representativa do estado limite último ($CMOD_3$ = 2,5 mm; f_{R3k}). A classificação material fica definida por um número e uma letra. O número corresponde ao valor de f_{R1k}, enquanto a letra representa a classe de ductilidade, dada pela relação $f_{R3k}\ /f_{R1k}$. Materiais caracterizados por um ramo de endurecimento, terão de ser testados em ensaios de tração uniaxial com provetes sem entalhes (*dog-bone*, por exemplo), não sendo o caso do presente trabalho [30, 36].

Estabelecidos estes pressupostos, para fins de dimensionamento, é importante definir a lei constitutiva que define o valor da tensão residual (real) em função da abertura de fendas, em tração uniaxial. O MC2010 sugere a possibilidade de se proceder a uma análise inversa dos resultados provenientes do ensaio de flexão, através das equações de equilíbrio ao nível das várias fibras constituintes da secção transversal. No entanto, propõe duas metodologias mais simplificadas e de fácil acesso [36].

No que diz respeito à configuração desta curva, até à formação da primeira microfissura, tratando-se de um material com amolecimento, não haverá uma grande alteração em comparação com um betão corrente. O grande foco do estudo consiste na definição da lei constitutiva pós-fendilhação, a partir dos parâmetros resultantes do ensaio de flexão. São sugeridos dois modelos simplificados: o modelo rigido-plástico (esquerda) e o modelo linear pós-fendilhação (direita), tal como sugerido na Figura 4.6 [30].

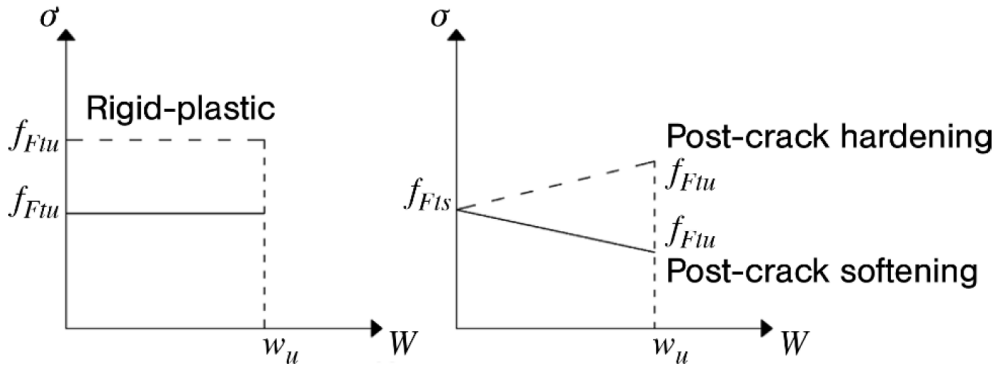


Figura 4.6 – Leis constitutivas simplificadas da relação tensão/abertura de fenda, sugeridas pelo MC2010 [36].

Contempla-se, no primeiro modelo, uma tensão de valor constante, f_{Ftu}, correspondente à resistência de pós-fendilhação para a abertura de fendas última, w_u, do betão reforçado com fibras. Já no segundo modelo, idealiza-se um comportamento linear com uma tensão inicial, f_{Fts}, equivalente à tensão residual de pós-fendilhação para uma abertura de fendas ajustada ao estado limite de serviço. A tensão oscila entre este valor e o de resistência última, f_{Ftu}. Representam-se comportamentos distintos, em conformidade com o comportamento de amolecimento (*softening*) ou endurecimento (*hardening*) que o material possa vir a assumir [30, 36].

Num material com amolecimento (dominado por uma fissura), a extensão tal como a conhecemos, deixa de ter relevância. Considere-se o exemplo representado na Figura 4.7. Determinando-se a extensão da forma convencional (divisão entre a deformação e o comprimento inicial), tirando partido dos deslocamentos medidos entre os comprimentos L_1 e L_2, entende-se que se conduzirão resultados díspares. De facto, o estado de fendilhação distorce os resultados. Este aspeto não assume esta relevância perante um cenário de fendilhação múltipla (endurecimento).

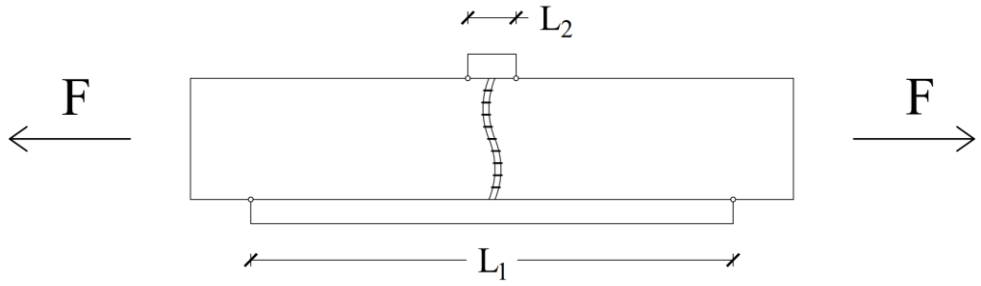


Figura 4.7 – Disparidade resultante na determinação da extensão, entre transdutores compreendidos entre pontos diferentes.

Por forma a aliar a abertura de fendas à extensão elástica material do betão, criou-se o conceito de "comprimento característico estrutural", l_{cs}, correspondente ao espaçamento entre fendas consecutivas, w, num cenário de fendilhação múltipla. Este parâmetro é variável, conforme o estado de fendilhação considerado. No contexto deste ensaio, considera-se como valor crítico deste parâmetro, a altura da secção crítica (no entalhe). A extensão passa assim a ser definida segundo a seguinte expressão [30]:

$$\varepsilon = \frac{w}{l_{cs}} \tag{4.1.}$$

Atendendo a estes pressupostos, é possível entender-se a dedução dos modelos. Do ensaio de flexão, de forma indireta, a partir das tensões fictícias elásticas, definem-se os momentos exteriores, correspondentes às aberturas do entalhe:

$$f_{R,j} = \frac{M_{u,ext}}{w_{el}} = \frac{M_{u,ext}}{\frac{b \cdot h_{sp}^2}{6}} \tag{4.2.}$$

É precisamente nesta condição que os parâmetros fictícios e reais se cruzam. Idealizando-se um modelo da distribuição de tensões reais, ao nível seccional, estabelecem-se as respetivas equações de equilíbrio de esforços internos e externos.

O modelo rigido-plástico (Figura 4.8) assume uma distribuição da tensão de pós-fendilhação distribuída e uniforme em toda a secção crítica, presumindo-se uma compressão concentrada na fibra superior. Estabelecendo a equação de equilíbrio de momentos interiores (dada por esta distribuição) e exteriores (dada pela equação (4.2), para a tensão fictícia em estado limite último, f_{R3}) ao nível da fibra superior, determina-se f_{Ftu}. Obtém-se uma correlação direta com o parâmetro ensaiado [30].

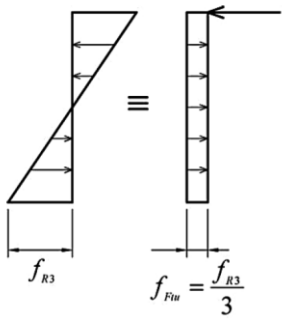


Figura 4.8 – Modelo simplificado rigido-plástico [30].

No que diz respeito ao modelo linear, assume-se uma lei constitutiva de tensões de pós-fendilhação linear. Esta reta mantém a sua validade no intervalo [$CMOD_1$; $CMOD_3$] (Figura 4.9). Estabelecem-se dois cenários distintos para estas duas condições de fronteira, estabelecendo-se expressões de relação direta com os parâmetros resultantes do ensaio de flexão. Por interpolação, deduz-se o valor relevante ao dimensionamento, f_{Ftu} [30, 36].

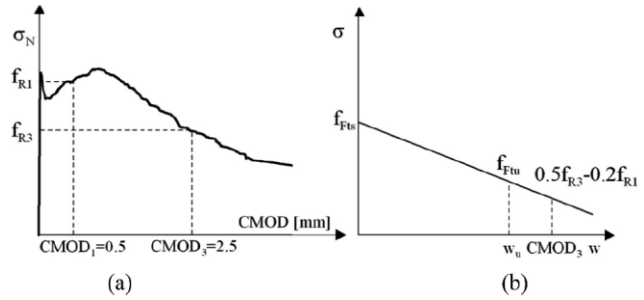


Figura 4.9 – Aproximação dos resultados reais de um ensaio de flexão (a)) ao modelo linear (b)), de um betão com amolecimento [36].

Numa primeira instância, determina-se a tensão correspondente a uma abertura de serviço $CMOD_1$, admitindo uma distribuição elástica da compressão uniaxial e elasto-plástica da tração uniaxial (Figura 4.10 b)). Estabelecem-se as respetivas equações de equilíbrio ao nível das forças e momentos (estabelecendo uma relação com f_{R1}). Posteriormente, em estado limite último, contempla-se uma distribuição de tensão correspondente a uma ação compressiva concentrada na fibra superior e uma distribuição linear de trações (Figura 4.10 c)). Examina-se a equação de equilíbrio de momentos, considerando uma abertura de fendas de 2,5 mm na fibra inferior [30, 36].

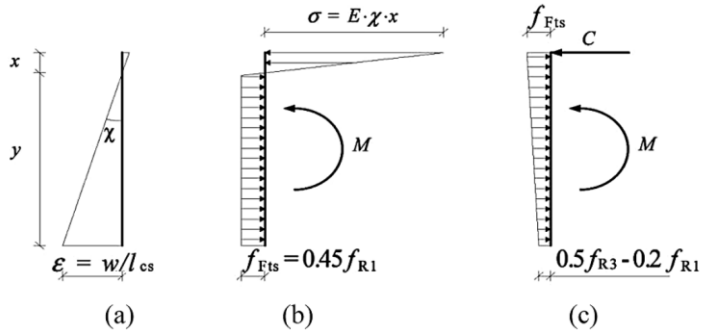


Figura 4.10 – Distribuição de tensões consideradas na determinação dos parâmetros do modelo linear [36].

Após serem realizadas algumas simplificações e atendendo à linearidade da lei constitutiva, permite-se a formulação final das seguintes expressões [30, 36]:

$$f_{Fts} = 0{,}45 \cdot f_{R1} \tag{4.3.}$$

$$f_{Ftu} = \frac{w_u}{CMOD_3} \cdot (f_{Fts} - 0{,}5 \cdot f_{R3} + 0{,}2 f_{R1}) \geq 0 \tag{4.4.}$$

em que w_u representa a abertura máxima de fendas admissível em projeto. Com estes modelos, permite-se uma determinação direta e simplificada dos parâmetros residuais, úteis ao dimensionamento, a partir dos valores ensaiados.

4.5. MODELOS DE COMPORTAMENTO PARA SECÇÕES FLETIDAS

No que concerne à verificação do estado limite último de flexão, o MC2010 sugere o modelo de cálculo aproximado sugerido na Figura 4.11.

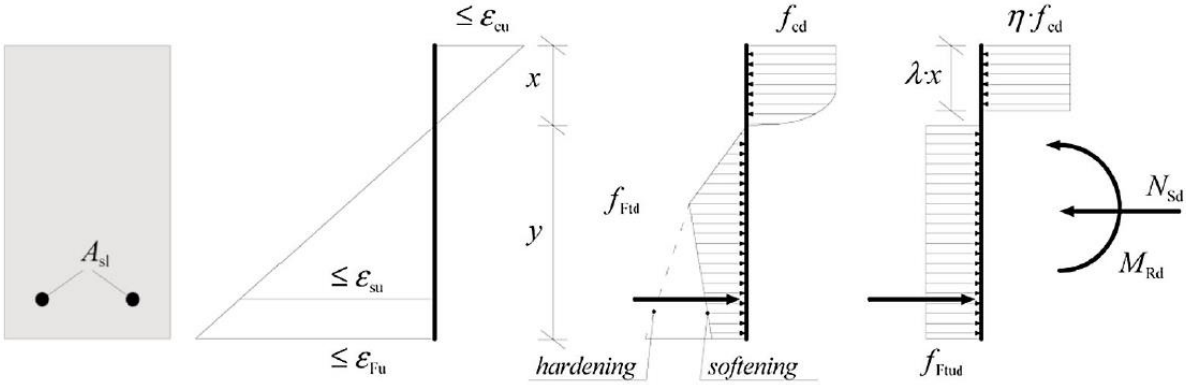


Figura 4.11 – Distribuição aproximada de tensões em estado limite último [36].

Segundo este regulamento, o limite de flexão é alcançado quando se atinge a extensão última à compressão do betão, ε_{cu}, das fibras, ε_{Fu}, ou das armaduras ordinárias, ε_{su}. Neste caso, tratar-se-ão soluções de armaduras longitudinais vastas, pelo que se considera uma abertura de fendas reduzida e controlada. Assim, considerando-se um comprimento característico reduzido no cálculo deste estado limite, admite-se a cedência simultânea de todos estes componentes [36].

O valor de projeto de f_{Ftud} resulta da aplicação direta do modelo linear, definindo uma abertura máxima de fendas em projeto de $w_u = 1{,}5\ mm$ (equações (4.3) e (4.4)), tal como sugerido pelo MC2010 no cálculo ao corte, impondo-se um coeficiente de segurança $\gamma_{SF} = 1{,}5$. Constata-se a adoção de um modelo de distribuição de tensões de compressão retangular. Desta forma, aplica-se um coeficiente de redução da altura útil comprimida, λ, e um coeficiente corretivo que define a resistência útil, η. Estes parâmetros são definidos em conformidade com a secção 7.2.3.1.5. O efeito passivo do confinamento conferido pelas fibras é desprezado [30, 36]. Considerações futuras acerca deste tópico serão tecidas no decorrer do capítulo de desenvolvimento.

4.6. MODELOS DE COMPORTAMENTO AO CORTE

No dimensionamento das longarinas de HPFRC ao corte, expectável como um dos aspetos de maior relevância na contribuição das fibras, pretende-se implementar um estudo comparativo entre regulamentos, a fim de se determinar o mais favorável. Neste caso, e como será alvo de discussão, o MC2010 proporcionou a abordagem mais vantajosa. Em elementos estruturais reforçados transversalmente e longitudinalmente, o valor de cálculo da resistência ao corte é dado pela soma da capacidade resistente do betão reforçado com fibras, reforçado longitudinalmente, $V_{Rd,F}$, com a capacidade resistente conferida pelas armaduras, $V_{Rd,s}$ (já amplamente conhecida, determinada pela secção 7.3.3.3 do MC2010 ou pela secção 6.2.3 da NP EN 1992-1-1).

$$V_{Rd} = V_{Rd,F} + V_{Rd,s} \tag{4.5.}$$

O valor de $V_{Rd,F}$ é dado pela expressão:

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0{,}18}{\gamma_c} \cdot k \cdot \left[100 \cdot \rho_l \cdot \left(1 + 7{,}5 \frac{f_{Ftuk}}{f_{ctk}} \right) \cdot f_{ck} \right]^{\frac{1}{3}} + 0{,}15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \tag{4.6.}$$

em que:

γ_c é o coeficiente parcial de segurança do betão sem fibras (1,5 neste caso)

d é a altura útil da secção transversal

k $= 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$

ρ_l é o rácio de armadura longitudinal expresso por:

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$

A_{sl} é a área de armadura de tração que é prolongada de um comprimento $\geq l_{bd} + d$ para além da secção em consideração. l_{bd} representa o comprimento de amarração de cálculo

f_{Ftuk} é o valor característico da resistência última residual de pós-fendilhação, determinada pela equação (4.4), admitindo $w_u = 1{,}5\ mm$

f_{ctk} é o valor característico da tensão de rotura do betão à tração, sem fibras

f_{ck} é o valor característico da tensão de rotura do betão à compressão

σ_{cp} $= N_{Ed}/A_c < 0{,}2 \cdot f_{cd}$ é a tensão média de compressão na secção transversal do betão (A_c),provocada por um esforço axial, originado pelo carregamento ou pelas ações de pré-esforço (N_{Ed})

b_w é a menor espessura da secção transversal tracionada

5
DESENVOLVIMENTO E OTIMIZAÇÃO DE UMA SOLUÇÃO

5.1. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO E CONDICIONANTES

No presente capítulo abordar-se-á o caso de estudo da dissertação, apresentando-se a sua descrição e resultados. Trata-se do dimensionamento de um tramo simplesmente apoiado, com 30 metros de vão. Pretende-se a otimização das dimensões das vigas pré-fabricadas (em "U" ou "V"), bem como da espessura da laje. O tabuleiro é constituído pelos elementos ilustrados na Figura 5.1, de dimensões fixas. Resultados posteriores, comprovam a disposição eficiente destes elementos, julgando a distribuição equilibrada de esforços, pelas quatro longarinas. As vias são balastradas.

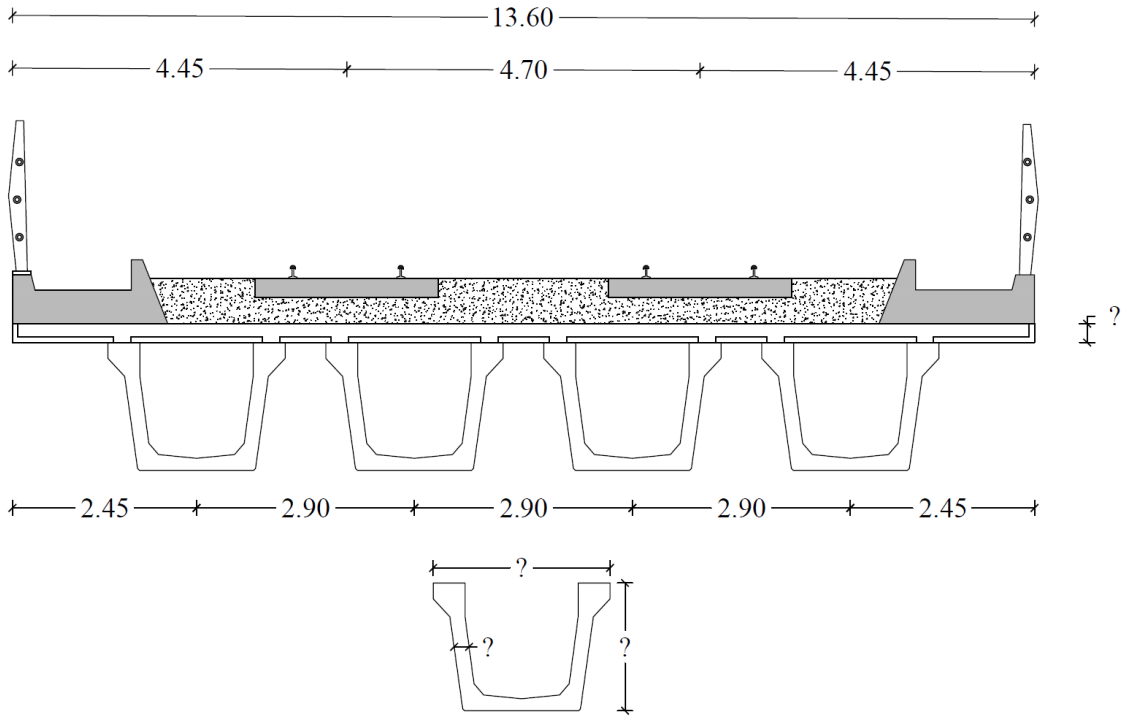


Figura 5.1 – Secção transversal do caso de estudo. Dimensões em metros.

Atenta-se, numa primeira instância, o dimensionamento das longarinas, utilizando-se betão convencional. Posteriormente, por forma a evidenciar o verdadeiro potencial do HPFRC e as suas

principais virtudes, projetar-se-á a solução ótima, empregando este material. O transporte e colocação das vigas são tópicos determinantes nesta situação. Neste tipo de tabuleiro, formado por vigas pré-fabricadas, é prática vulgar a recorrência a soluções de grandes dimensões, de duas vigas pré-fabricadas. Porém, neste caso, as dimensões desses elementos inviabilizam totalmente o procedimento, culminando num custo de transporte e colocação equiparável ao dos materiais.

O transporte e elevação de unidades de grande porte, requer equipamentos de despesa impactante. O transporte é assegurado por camiões específicos, de grande porte e com uma circulação particularmente condicionada. Normalmente, este transporte é realizado durante a noite, afetando-se também o tempo de obra [2]. A Figura 5.2, retrata uma das metodologias correntes na construção de obras de arte deste tipo. As vigas, que normalmente integram vãos médios, são transportadas através de camiões especiais. Posteriormente, prossegue-se à elevação das mesmas, recorrendo-se a guindastes de custo e dimensões ascendentes, em proporção ao peso da viga.

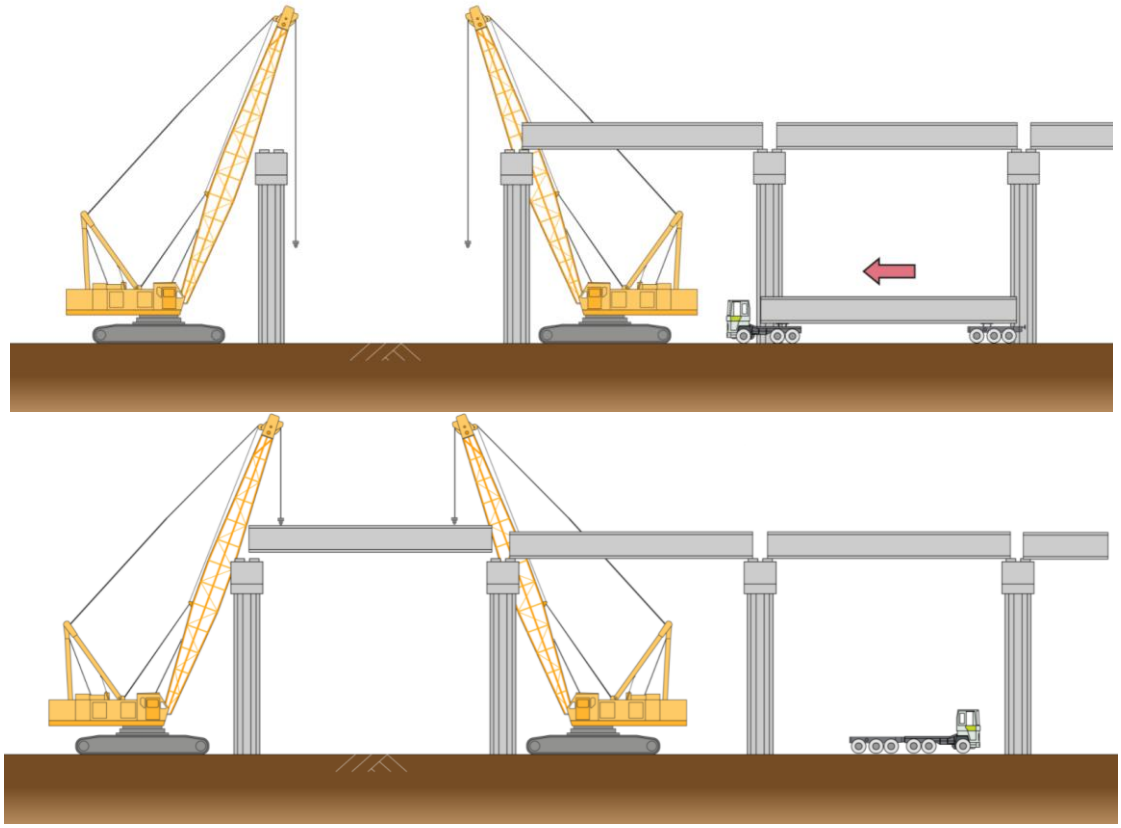


Figura 5.2 – Metodologia de transporte e elevação de vigas pré-fabricadas [39].

A pré-fabricação das vigas poderá ser feita em fábrica ou em estaleiro próprio nas proximidades da obra. A decisão deverá ser tomada tendo em consideração dados específicos da obra, tais como o comprimento do vão, o tempo de obra, os equipamentos a utilizar, a distância à obra, as disponibilidades locais, entre outros.

Como já foi discutido no subcapítulo 2.1, de entre as vantagens da pré-fabricação, enfatiza-se o excelente controlo de qualidade. A inspeção é facilitada e permite garantir a disposição milimétrica das armaduras, de acordo com o projeto. Aspeto este, evidenciado pelos privilégios aplicáveis a elementos pré-fabricados, segundo os regulamentos. Possibilita-se uma redução significativa dos recobrimentos em projeto, o que facilita a disposição de armaduras.

A pré-fabricação de vigas é, usualmente, realizada em mesas de pré-tensão de grande extensão (100 metros, neste caso). Sobre as mesas, são dispostos os moldes, normalmente de aço, sobre os quais o betão é betonado (Figura 5.3 a)). Os cordões de pré-tensão são dispostos ao longo destas mesas, realizando-se o esticamento nas suas duas extremidades. Na mesma mesa, realiza-se o pré-fabrico de várias vigas.

Tal como se pode constatar pela Figura 5.3 b), os cordões são dispostos em vários níveis, sempre nos mesmos alinhamentos verticais e horizontais, facilitando a execução. Assim, o deslocamento dos cordões para certas posições é inviabilizado perante constrangimentos, como a compatibilização com a passagem de estribos, acarretando a remoção de algumas posições de pré-tensão no projeto. As posições perdidas poderão ser substituídas por armaduras ordinárias, caso sejam respeitados todos os espaçamentos.



a) b)

Figura 5.3 – Pré-fabricação de vigas [40, 41].

Estando o fabrico do HPFRC aliado à pré-fabricação, faz todo o sentido estudar-se a sua aplicabilidade neste contexto. Pretende-se realizar um estudo comparativo entre regulamentos, de modo a obter o resultado mais favorável.

Ambiciona-se uma redução da área das vigas, de modo a reduzir os custos acima mencionados. Sendo expectável a obtenção de tabuleiros mais flexíveis do que aqueles em betão convencional, assumirá particular relevância a análise do seu comportamento dinâmico.

5.2. METODOLOGIA DE ANÁLISE

O dimensionamento de soluções compreendeu uma análise vasta com um grande volume de cálculo, proporcionando-se uma metodologia analítica da evolução de tensões (sem o auxílio de *softwares* automáticos) e do restante dimensionamento, para um elevado número de possibilidades, fazendo-se variar as dimensões das vigas, da laje e a disposição das armaduras. Como tal, demonstrou-se essencial a sistematização do processo de cálculo, envolvendo a organização e gestão dos recursos disponíveis, de modo a possibilitar o dimensionamento de múltiplas secções, num curto espaço de tempo.

A Figura 5.4 esquematiza os principais passos envolvidos no processo de dimensionamento das longarinas, bem como os respetivos *softwares* utilizados em cada uma das etapas. Ao longo deste subcapítulo conduz-se a explicação dos pormenores principais destas etapas.

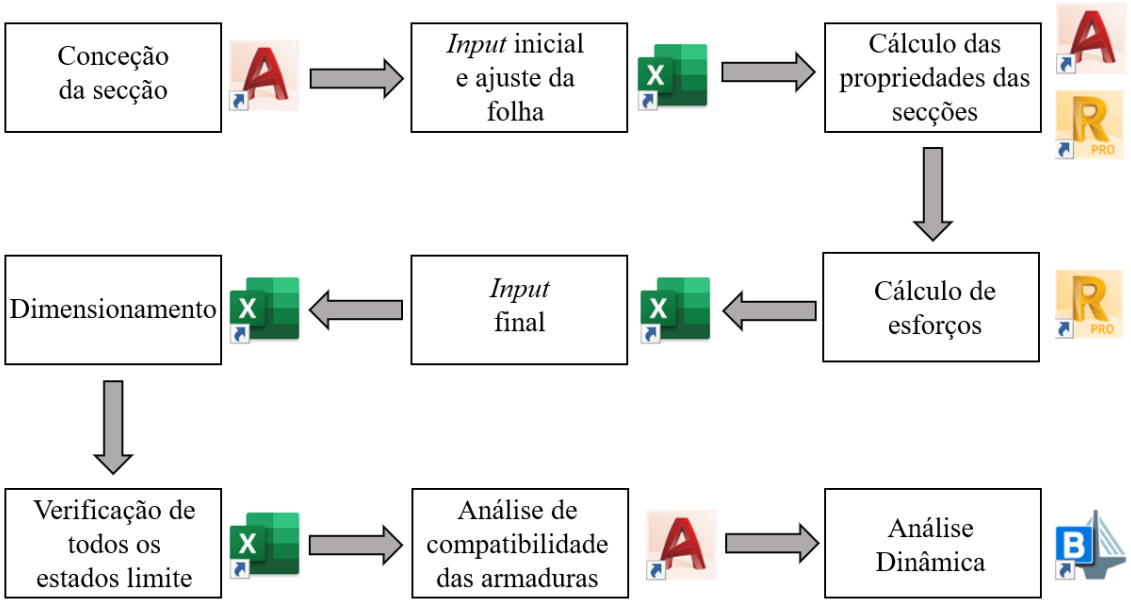


Figura 5.4 – Principais passos de dimensionamento das soluções.

O trabalho iniciou-se com algumas soluções padrão cedidas pela entidade proponente do projeto de investigação, definindo-se o ponto de partida, a partir do qual se criaram as novas secções, recorrendo-se ao *Autocad*, como ferramenta de desenho. Seguiu-se a elaboração de uma ferramenta de cálculo em *Microsoft Excel*, integrando uma série de folhas de cálculo, contemplando a formulação necessária ao dimensionamento estático das secções em betão convencional e/ou HPFRC.

O documento em formato *Excel* tornou-se a chave mestra do dimensionamento iterativo. A premissa praticada neste documento visou a alteração do menor número de células para um novo dimensionamento, por forma a obterem-se folhas dinâmicas e de fácil acesso. Resumidamente, na formulação das folhas, incorporou-se:

- O cálculo dos efeitos diferidos do betão (fluência e retração), para os instantes relevantes, de modo a estimar-se a evolução estrutural, a homogeneização de secções transversais e as perdas de pré-tensão;
- A determinação dos aspetos inerentes ao pré-esforço (ações equivalentes, perdas instantâneas e diferidas, embainhamentos, comprimentos de amarração, entre outros);
- O cálculo dos valores das tensões nas fibras críticas, do elemento pré-fabricado e do betão complementar, para vários instantes temporais, combinações e pontos do desenvolvimento longitudinal, garantindo o controlo de tensões global do tabuleiro;
- A análise do comportamento em serviço do tabuleiro (tensões e deformações);
- O dimensionamento iterativo das armaduras requeridas, em estado limite último, recorrendo-se a diferentes formulações para os dois tipos de betão estudados.

Atendendo à simetria do tabuleiro, contempla-se o estudo de apenas duas vigas, exterior e interior, capacitando-se as folhas para o cálculo simultâneo de ambas.

Após a homogeneização das secções, estudam-se as suas propriedades através do *Robot Structural Analysis Professional*, procedendo-se posteriormente ao cálculo e extração de esforços relevantes do modelo de grelha 3D. Após a incorporação destes valores, concebe-se a solução seccional final, avaliando-se a compatibilidade espacial das armaduras, respeitando as disposições regulamentares e seguindo-se uma ordenação realista, em termos práticos. Obtida a solução decorrente da análise estática, realiza-se a análise dinâmica no *CSiBridge*.

Seguidamente, aprofundam-se alguns aspetos fundamentais dos passos mencionados.

5.2.1. Efeitos diferidos no Betão

Os efeitos derivados da ocorrência de fluência e retração foram previstos de acordo com a NP EN1992-1-1. Estudando-se betões de elevada resistência e apelando-se à incerteza da aplicação deste regulamento nestas condições, proporciona-se uma rápida comparação dos resultados destes efeitos, avaliados de acordo com esta norma, em contraste com os resultados de normas em desenvolvimento, dirigidas a um maior alcance de classes de resistência (MC2010 [36] e Pr EN 1992-1-1[42]).

O faseamento construtivo, assume-se como determinante na evolução das tensões aplicadas antes da mudança estrutural, instigado pela fluência e retração diferencial. No subcapítulo 3.2. foi apresentado o faseamento construtivo, de uma forma generalizada. De seguida, apresentam-se os períodos temporais a serem considerados nos fenómenos evolutivos. A Figura 5.5 ilustra a disposição temporal correspondente à sucessão do faseamento construtivo, relativa ao elemento pré-fabricado (PF; cinza-escuro) e ao betão complementar (BC; cinza-claro).

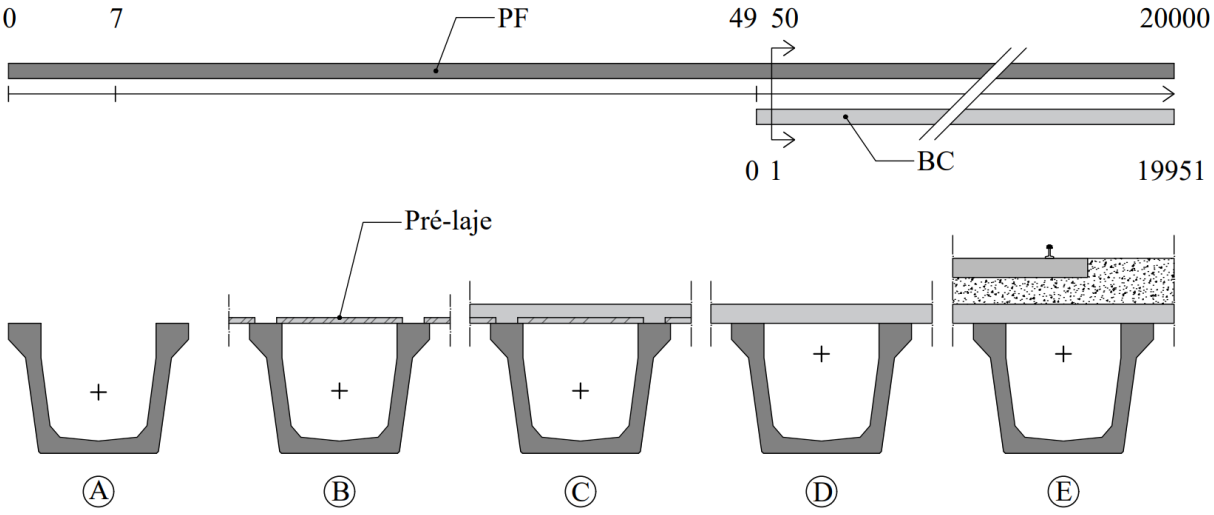


Figura 5.5 – Mapa temporal do faseamento construtivo.

Inicialmente, em fábrica, o elemento PF é betonado nos respetivos moldes (A). Após 7 dias de cura, procede-se à aplicação da pré-tensão, induzindo-se uma contra-flecha, fazendo com que a viga permaneça simplesmente apoiada, sujeita ao peso próprio (A). Na maioria dos betões de elevada resistência, após 7 dias de cura, as características mecânicas aproximar-se-ão dos valores correspondentes à redução de duas classes. Estes valores assumem a sua importância no suporte do pré-esforço, no controlo das perdas de pré-tensão imediatas (deformação elástica instantânea), mas acima de tudo, condicionam totalmente as tensões das fibras críticas na verificação dos limites de compressão.

Sublinham-se as disposições altamente penalizadoras inerentes à consideração da fluência não linear. Este aspeto foi sempre evitado no decorrer do dimensionamento.

As pré-lajes são aplicadas após a colocação das vigas sobre os apoios e antes da betonagem do BC (B). Assume-se uma contribuição das pré-lajes para a resistência final do BC. Para o devido suporte e apoio à betonagem, asseguraram-se, no mínimo, 7 cm de apoio destes elementos nos topos das vigas. Faz-se esta referência por condicionar a passagem de estribos, que atravessam os dois elementos.

Após a colocação das pré-lajes, betona-se a restante laje (C). Deste modo, assinala-se o período de vida do BC. Passado 1 dia, considera-se que o BC ganha a resistência necessária para que ocorra a mudança estrutural (D), iniciando-se a solicitação gradual da laje que resulta numa redistribuição de esforços. As restantes cargas permanentes são aplicadas quando se averiguar a resistência adequada ao nível seccional (E). Ressalva-se, mais uma vez, que todas as ações aplicadas após a mudança estrutural não provocam redistribuições, por solicitarem diretamente, o sistema estrutural estático final. As redistribuições processam-se a tempo infinito. A fim de se calcularem os parâmetros relativos aos efeitos diferidos, consideraram-se 20 000 dias como representação do período de longo prazo.

Como consequência destes desfasamentos temporais e da ocorrência de diferentes fenómenos reológicos, identificam-se os incrementos de tensões diferidas a serem examinados, separadamente:

- $\Delta\sigma_{Fluência}^{PP+PE}$ – Redistribuição de tensões por fluência no elemento PF, por ação do seu peso próprio e do pré-esforço, aplicados em $t_0 = 7$ dias, para incrementos com início em $t_1 = 50$ dias;
- $\Delta\sigma_{Fluência}^{BC}$ - Redistribuição de tensões por fluência no elemento PF, por ação do peso próprio do BC, aplicado em $t_0 = 49$ dias, para incrementos com início em $t_1 = 50$ dias;
- $\Delta\sigma_{Retração}$ – Redistribuição de tensões por ação da retração diferencial, considerando o início da secagem do betão complementar após 1 dia de idade.

Na Tabela 5.1 retratam-se os diferentes parâmetros diferidos do betão incorporados nas folhas de cálculo para os intervalos relevantes, bem como as respetivas finalidades. Os parâmetros relativos à fluência foram calculados recorrendo-se ao capítulo 3 e ao anexo B.1 da NP EN1992-1-1. Em contrapartida, todos os parâmetros relativos à retração foram previstos de acordo com o capítulo 3 e com o anexo B.2 da NP EN1992-1-1. Considerou-se, para o efeito, uma humidade relativa ambiente de 75% e cimentos de endurecimento rápido e normal, para o elemento PF e para o BC, respetivamente.

Tabela 5.1 – Finalidade de cálculo dos parâmetros diferidos para os diferentes intervalos temporais.

Intervalo (dias)	φ_{PF}	φ'_{PF}	φ_{BC}	φ'_{BC}	ε_{cs}
[7; 50]	$\Delta\sigma^{PP+PE}_{Fluência}$	$\Delta\sigma^{PP+PE}_{Fluência}$	-	-	-
[49; 50]	$\Delta\sigma^{BC}_{Fluência}$	$\Delta\sigma^{BC}_{Fluência}$	-	-	-
[1; 19951]	-	-	$\Delta\sigma_{Retração}$ Hom(2)	$\Delta\sigma_{Retração}$ Hom(2)	$\Delta\sigma_{Retração}$
[7; 20000]	$\Delta\sigma^{PP+PE}_{Fluência}$ ΔPT(1)	$\Delta\sigma^{PP+PE}_{Fluência}$	-	-	ΔPT(1)
[49; 20000]	$\Delta\sigma^{BC}_{Fluência}$	$\Delta\sigma^{BC}_{Fluência}$	-	-	$\Delta\sigma_{Retração}$
[50; 20000]	$\Delta\sigma^{PP+PE}_{Fluência}$ $\Delta\sigma^{BC}_{Fluência}$ Hom(2) ΔPT(1)	$\Delta\sigma^{PP+PE}_{Fluência}$ $\Delta\sigma^{BC}_{Fluência}$ Hom(2)	-	-	ΔPT(1)

(1) - Perdas de pré-tensão; (2) - Homogeneização de secções.

5.2.2. SECÇÕES RESISTENTES E HOMOGENEIZAÇÃO

Durante o processo de dimensionamento, a fim de se caracterizar o sistema estrutural evolutivo, emerge uma série de secções relevantes. Algumas delas implícitas no cálculo de estados limite últimos, onde o fator temporal deixa de ter relevância, outras subjacentes à avaliação de tensões progressivas.

Para o cálculo das tensões, admite-se a hipótese de que as secções se mantêm planas para pequenas deformações. Nestas circunstâncias e tratando-se de um elemento misto constituído por dois materiais perfeitamente solidarizados, é necessário proceder-se à homogeneização das secções. Identificou-se a conveniência das homogeneizações em relação ao elemento PF.

Na Figura 5.6, ilustram-se as três principais secções consideradas. Inicialmente, enquanto não ocorre o ganho de presa do BC, apenas a secção formada pela viga resiste às solicitações impostas. Ações como a pré-tensão e o peso próprio dos elementos PF e do BC atuam sobre este sistema, autodenominado por "secção aberta".

Ações atuantes sobre o sistema final endurecido (como as sobrecargas ferroviárias e as restantes cargas permanentes), atuam sobre a secção composta. A homogeneização para o cálculo destas tensões é efetuada recorrendo-se ao coeficiente de homogeneização usual ($k_{hom,28}$), onde participam os módulos de elasticidade secantes aos 28 dias do elemento PF ($E_{cm,PF}$) e do BC ($E_{cm,BC}$):

$$k_{hom,28} = \frac{E_{cm,BC}}{E_{cm,PF}} \tag{5.1.}$$

Por uma questão de simplificação, denominou-se esta secção por "secção homogeneizada aos 28 dias".

Sob outra perspetiva, o cálculo das redistribuições de tensões por fluência e retração diferencial a longo prazo exige a consideração dos módulos de elasticidade ajustados, a tempo infinito, para incrementos

de tensões com início em t_1, de modo a considerarem-se as deformações por fluência, originadas por tensões permanentes variáveis (devido às redistribuições), tal como se verificou na equação (3.24.) do subcapítulo 3.2.2. Para ambos os casos de redistribuição por fluência (peso próprio do elemento PF, pré-tensão e peso próprio do BC), existe uma concordância destes instantes temporais (50 e 20 000 dias). Para uma gestão de resultados mais organizada manteve-se a designação de "secção homogeneizada ajustada".

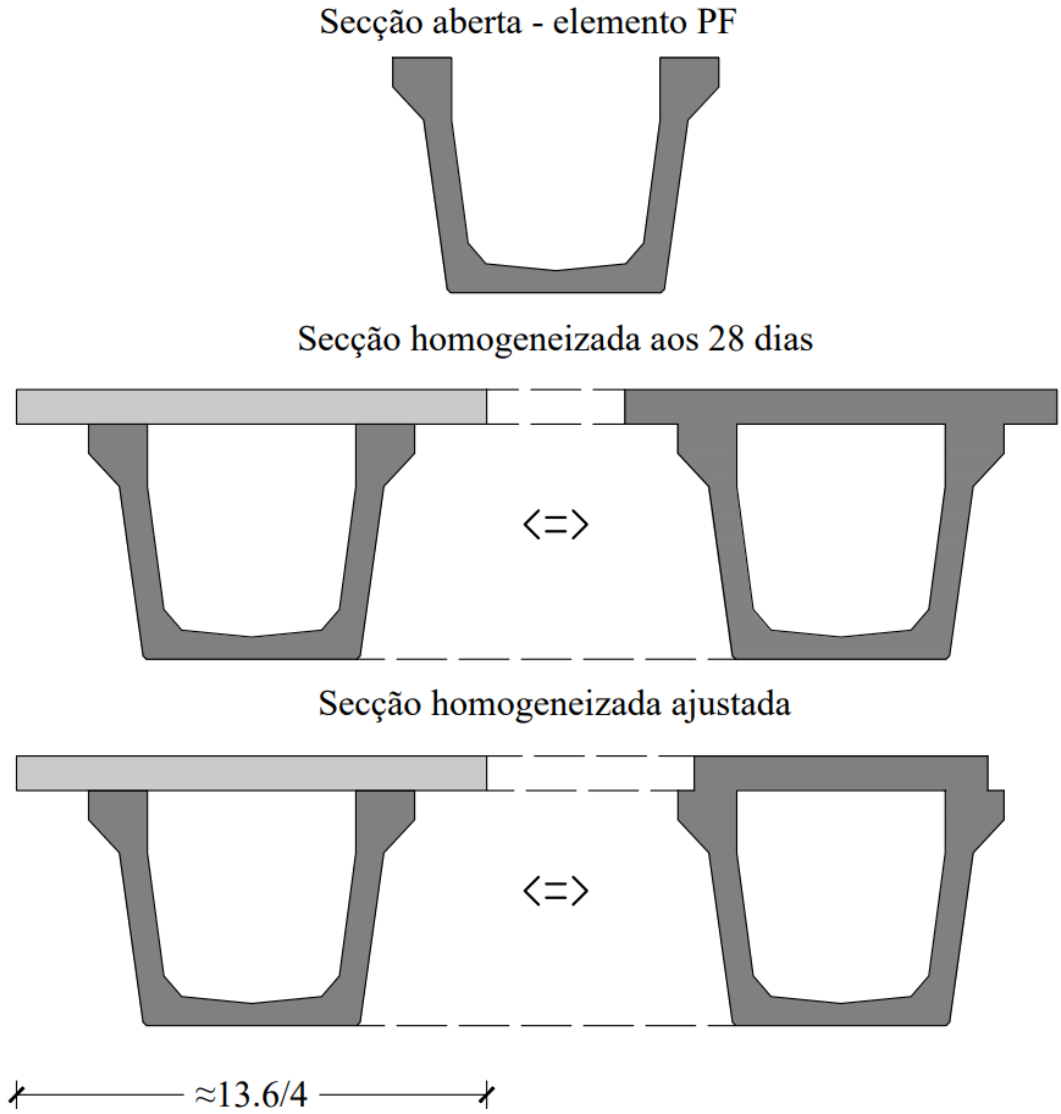


Figura 5.6 – Secções consideradas no dimensionamento das longarinas.

Como se observa na Figura 5.6, reconheceu-se que o modelo da secção composta mais próxima da realidade, compreendia uma divisão uniforme da laje pelas quatro vigas, apesar da área de influência da laje associada a cada viga ser diferente entre interiores e exteriores. Toda a laje foi tomada como efetiva, pressuposto corroborado pela verificação dos regulamentos.

Sendo o módulo de elasticidade do elemento PF superior ao do BC, perante uma homogeneização em relação ao elemento PF, verifica-se uma redução fictícia da largura da laje. Como se sabe, apesar das deformações por fluência poderem não alterar o diagrama de momentos, poderão existir consequências

em termos de tensões. Por essa razão, a redução na secção ajustada é mais acentuada, por contabilizar os efeitos de fluência, neste caso, a tensão variável.

5.2.3. CÁLCULO DE ESFORÇOS

Os cálculos relativos à análise estática foram realizados, em concordância com o subcapítulo 3.3.1, submetido às ações descritas em 3.1.1. Na Tabela 5.2, representam-se as ações equivalentes correspondentes aos elementos constituintes das restantes cargas permanentes.

Tabela 5.2 – Ações equivalentes às restantes cargas permanentes.

Ação	B (m)	H (m)	Valor unitário (kN/m)	γ (kN/m³)	Quantidade	Total (kN/m)
Balastro	9,8	0,5	-	19,0	1	93,1
Travessa e via	-	-	6,4	-	2	12,8
Guarda-balastro	0,2	0,5	-	25	2	5,0
Guarda de segurança	-	-	1,0	-	2	2,0
Catenária	-	-	6,5	-	2	13,0
Passeios + viga de bordadura	-	-	11,5	-	2	23,0
Σ	-	-	-	-	-	148,9

A construção do modelo de grelha compreendeu a modelação do tabuleiro por intermédio de vigas longitudinais (de secção customizada, com as propriedades equivalentes às longarinas), vigas transversais (de secção retangular, representação da laje ou da viga, conforme a posição ocupada no tabuleiro), pelo trajeto do modelo de carga LM71 e barras de secção desprezável para simular os carris e os diafragmas. Ambiciona-se uma boa representação comportamental da transmissão de cargas verticais, aplicadas sobre o tabuleiro. Para este propósito, obteve-se uma boa aproximação perante uma discretização transversal, traduzida por um espaçamento, entre barras, de $\frac{\text{vão}}{10} = 3$ m.

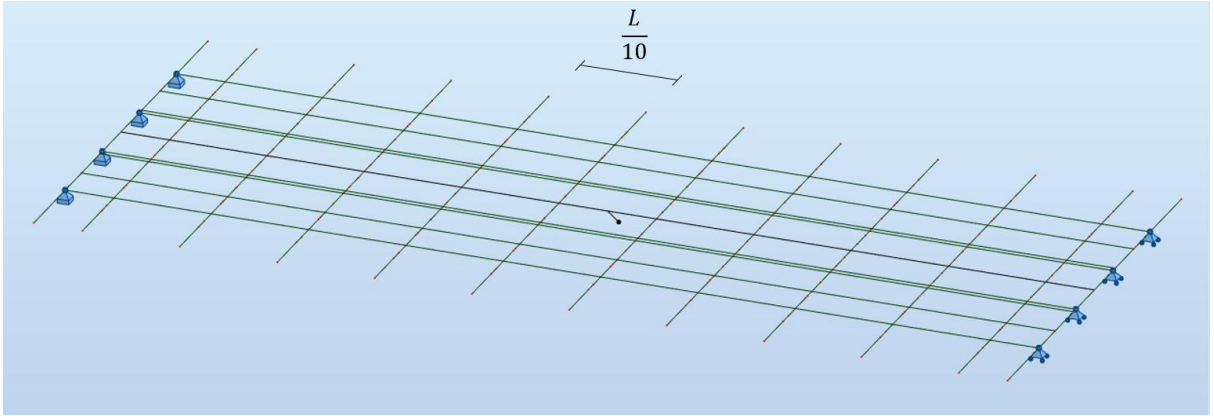


Figura 5.7 – Modelo de grelha 3D do tabuleiro (*software*: *Robot Structural Analysis*).

Existindo duas vias de circulação, em sentidos opostos, deverá averiguar-se o caso mais gravoso, em termos estruturais, relativamente à disposição do modelo de carga LM71. Neste caso, o carregamento de ambas as vias condiciona o dimensionamento longitudinal das vigas. O programa de elementos finitos determina, para um passo de 0,1 m, a envolvente de esforços correspondente aos diferentes posicionamentos do modelo de carga. Estudando-se vias com uma manutenção cuidada, considerou-se um coeficiente dinâmico $\Phi_2 = 1{,}093$.

Este modelo assume a sua relevância na exportação de esforços correspondentes ao sistema estrutural fictício onde atuam as tensões σ'', equivalentes às obtidas a tempo infinito caso se procedesse a uma construção "idealmente cimbrada", onde não ocorreriam redistribuições por fluência. Sendo estas tensões avaliadas a longo prazo, será necessário incluir a secção homogeneizada ajustada para as barras longitudinais, para uma melhor aproximação.

Em contrapartida, os esforços que atuam diretamente no sistema estático final, as restantes cargas permanentes e as sobrecargas ferroviárias, bem como os esforços em estado limite último são estimados, utilizando-se a secção homogeneizada aos 28 dias, embora a diferença não seja muito significativa. Os restantes esforços atuantes sobre a secção aberta podem ser estimados, recorrendo-se às equações de uma viga simplesmente apoiada.

Para qualquer um dos casos, deverá atentar-se na secção escolhida para o cálculo da rigidez à torção. A inércia torsional está diretamente relacionada com o perímetro e a área da secção delimitada pela linha a tracejado representada na Figura 5.8 (linha média).

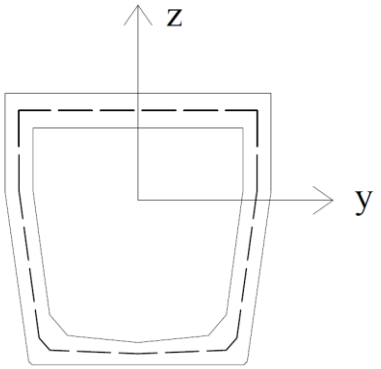


Figura 5.8 – Secção empregue no cálculo da rigidez à torção.

5.2.4. PRÉ-TENSÃO

A introdução da pré-tensão e de todas as suas especificidades nas folhas de cálculo tornou-se uma tarefa particularmente trabalhosa. A construção desta ferramenta exigiu o cálculo das ações equivalentes da pré-tensão (esforço axial e momento isostático), para cada um dos 101 pontos que integram a discretização do vão, para diferentes instantes temporais que se demonstrem relevantes, assegurando a devida captação dos momentos críticos. Envolve-se assim a contemplação de todos estes valores, calculando-se as perdas instantâneas e diferidas ocorridas, possibilitando-se ainda a alteração dos embainhamentos dos cordões, instrumento este que se tornou fundamental no dimensionamento. Para instantes construtivos distintos, corresponderão secções diferentes que afetam diretamente as respetivas excentricidades e áreas. Desta forma, reuniu-se uma formulação de cálculo que permitisse a conciliação dos embainhamentos, comprimentos de amarração, perdas e respetivas excentricidades, para cada instante, impondo-se uma boa organização e ligação com as restantes folhas. O procedimento é duplicado para a contemplação simultânea da longarina interior e exterior.

O pré-tensionamento dos cordões é realizado entre as duas extremidades das mesas de pré-tensão, compreendendo no seu interior várias vigas. Neste caso, utilizam-se cordões retos, dispostos ao longo de vários níveis do banzo inferior. O número de níveis necessários, integra uma das incógnitas do dimensionamento. Visto tratar-se de um vão simplesmente apoiado com 30 m, a quantidade de pré-esforço, principalmente nas vigas de HPFRC, será altamente expressiva.

Seguidamente, expõe-se as informações relativas aos cordões de pré-tensão aplicados:

Tabela 5.3 – Especificidades dos cordões de pré-tensão utilizados.

Designação	Nº de fios	Diâmetro (mm)	A_p (cm^2)	f_{pk} (MPa)	E_p (GPa)	Classe de relaxação
0,6''S	7	15,7	1,5	1860	195	2

Na Figura 5.9, ilustra-se o efeito equivalente à ação do pré-esforço por pré-tensão num sistema isostático, resultante do equilíbrio entre as forças atuantes no betão e no aço [7]. No momento em que ocorre a transferência do pré-esforço, verifica-se a amarração dos cordões por aderência, ao longo do comprimento de transmissão, l_{pt} (1 e 2). Esta fixação origina uma transmissão não linear de tensões à restante secção, originando-se esforços locais que devem ser averiguados, a fim de evitar a fissuração local. Estaticamente, equivale à aplicação da ação do pré-esforço, P, em cada uma das zonas de amarração (2). Ao nível do eixo baricêntrico, de maior conveniência para o cálculo de tensões, corresponderá à aplicação destes mesmos esforços e do correspondente momento isostático, expresso pela multiplicação da ação equivalente do pré-esforço (P), pela excentricidade das armaduras de pré-esforço (e_p) (4).

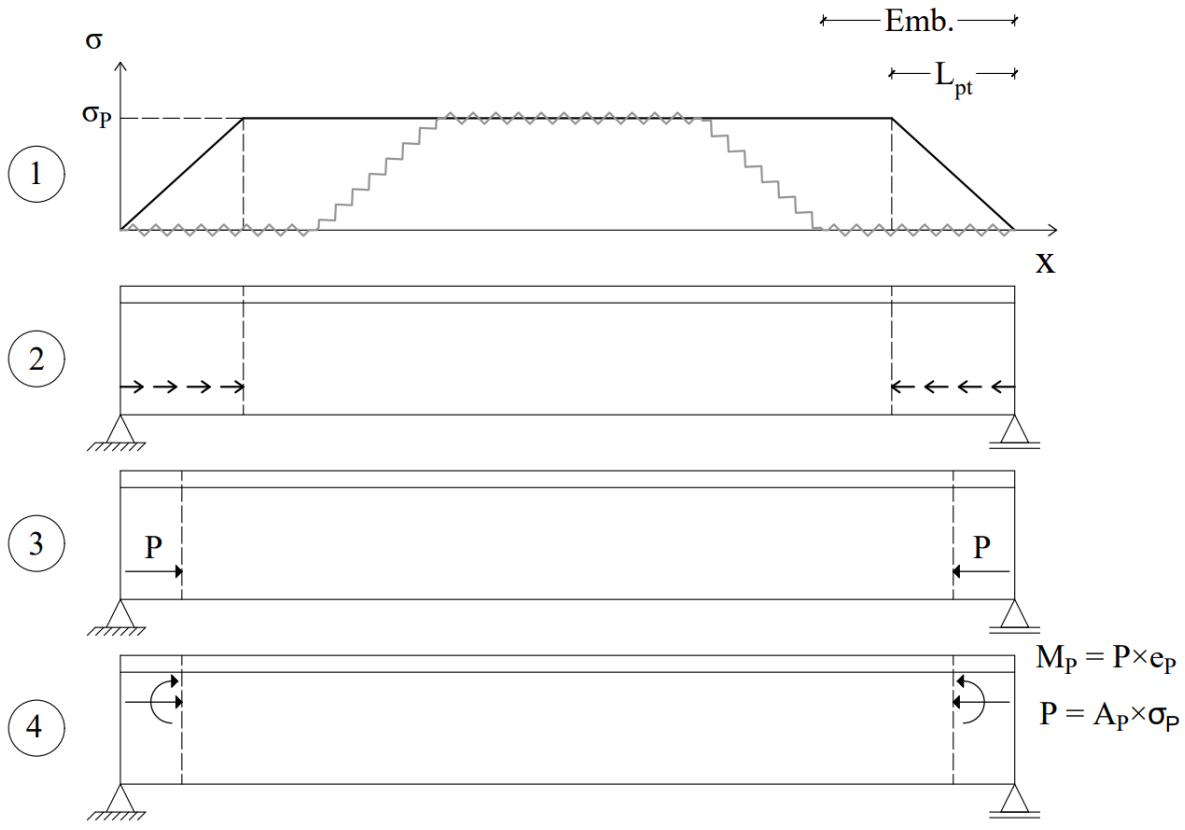


Figura 5.9 – Efeito equivalente do pré-esforço por pré-tensão (adaptado de [7]).

Geralmente, em vigas pré-fabricadas de pontes, existem grandes quantidades de pré-tensão inferior. A introdução de pré-esforço tem, geralmente, de ser gradual, de modo a evitar fissuração local e de forma a não condicionar a verificação do estado limite de descompressão nas fibras críticas, condição exigida em elementos pré-esforçados. O pré-esforço necessário para uma determinada solução, durante o período de serviço, poderá não ser compatível com a fase inicial de pré-tensionamento, perante a introdução descontrolada de momentos isostáticos, efeito particularmente sentido nas extremidades. Nesta fase inicial, apenas a secção da viga resiste às ações impostas. O peso próprio do elemento PF, induzido pela contra-flecha, acaba por ter um efeito favorável. O diagrama de momentos isostáticos deve ser "balizado" no do peso próprio.

De modo a solucionar este problema, adotam-se 4 cordões na região superior da viga (produz momentos isostáticos contrários), de modo a balancear este excesso de pré-esforço inferior. Por outro lado, recorre-se a outra técnica fulcral: o embainhamento de cordões. Utilizam-se, nas extremidades, tubos que envolvem determinados cordões de pré-esforço, que impedem que a transmissão de pré-tensão ocorra ao longo de um determinado comprimento, evitando a transmissão localizada de uma quantidade excessiva de pré-esforço. Para a viabilização das soluções em estudo, foi indispensável o refinamento dos embainhamentos. Na Figura 5.9 (1), ilustra-se, pela linha cinza-claro, a forma do diagrama de tensões de um cordão embainhado, identificando-se também o respetivo comprimento de embainhamento (Emb).

Existem ainda fortes influências resultantes das perdas de pré-tensão. Todos os parâmetros correspondentes a estas quantificações foram previstos de acordo com a NP EN1992-1-1. No que concerne a este tópico, seguem-se as principais considerações adotadas, bem como as secções consultadas.

Os cordões são posicionados ao longo das mesas de pré-tensão e ancorados nas extremidades. Procede-se ao seu esticamento, impondo-se um deslocamento de modo que se instale um esforço axial máximo ($P_{máx}$) no aço correspondente ao estabelecido em 5.10.2.1(1). Após este esticamento, advém a reentrada das cunhas (ΔL), assinalando-se a primeira perda instantânea, generalizada e de valor constante em todos os pontos da extensão dos cordões dispostos ao longo da mesa, de comprimento assumido L = 100 m. A quantificação da perda generalizada nesta fase (ΔP_{sl}), fica definida em função da área dos cordões (A_p) e do seu módulo de elasticidade (E_p), para uma reentrada de 5 mm:

$$\Delta P_{sl} = A_p \, E_p \, \frac{\Delta L}{L} \tag{5.2.}$$

O betão é posteriormente betonado, seguindo-se, por ordem cronológica as seguintes perdas instantâneas:

- Perdas por relaxação, a curto prazo (ΔP_r), durante os 7 dias inerentes ao ganho da resistência necessária do betão (secção 3.3.2. (7)). Esta perda é também uniforme;
- Após a transferência do pré-esforço, assiste-se à deformação instantânea do betão, originando-se perdas (ΔP_{el}), dependentes da tensão introduzida no betão, ao nível dos cordões, i.e., as tensões por ação do peso próprio e do pré-esforço após as perdas anteriores que, divididas pelo módulo de elasticidade à idade, quantificam a extensão ocorrida (secção 5.10.5.1 (2)).

Após a ocorrência destas perdas, sobre a secção aberta, sucedem-se as perdas diferidas. Neste contexto, importa a quantificação destas perdas até t_1= 50 dias e a longo prazo, aos 20 000 dias, no elemento PF.

Para o efeito, recorreu-se à simplificação sugerida na secção 5.10.6 (2) da expressão que reúne as perdas diferidas por fluência, retração e relaxação, a longo prazo.

Assim, tecem-se os seguintes comentários, relativamente a cada uma destas fases:

- Perdas de pré-tensão no intervalo $[t_0 = 7; t_1 = 50]$ dias: Neste intervalo, contabilizam-se as perdas diferidas, ΔP_{c+s+r}, sobre a secção aberta (não ocorre ainda o ganho de presa do BC), ocasionadas pela ocorrência de fluência, por ação de uma tensão quase-permanente, $\Delta\sigma_{c,QP}$, provocada pelo peso próprio da viga e pela pré-tensão, após perdas instantâneas, ao nível das armaduras. Contabilizam-se ainda as extensões por retração, ε_{cs}, neste intervalo, bem como a relaxação induzida pela tensão máxima de tração nas armaduras, $\Delta\sigma_{pi}$, deduzidas as perdas instantâneas. Neste caso, a fórmula simplificada não deverá ser replicada para os dois intervalos. Deverão apenas considerar-se perdas a longo prazo. Assim, as perdas durante este intervalo de tempo são traduzidas pela subtração de ΔP_{c+s+r} $[t_0 = 7; t_{20\,000} = 20\,000]$ dias por ΔP_{c+s+r} $[t_1 = 50; t_{20\,000} = 20\,000]$ dias;
- Perdas de pré-tensão no intervalo $[t_1 = 50; t_{20\,000} = 20\,000]$ dias: Neste intervalo, consideram-se as perdas por fluência para uma tensão quase-permanente inicial, $\Delta\sigma_{c,QP}$, correspondente às tensões induzidas pelo peso próprio do elemento PF, do BC e da pré-tensão (em t_1), sobre a secção aberta. Isto porque, neste instante inicial, não ocorreram ainda deformações por fluência que solicitam gradualmente a laje, pelo que estas ações são apenas resistidas pela secção da viga. Há ainda que acrescer as tensões despoletadas pelas restantes cargas permanentes, sobre a secção composta homogeneizada aos 28 dias. Neste caso, não se contabilizam as sobrecargas ferroviárias por se considerar um $\psi_2 = 0$. Igualmente, contabilizam-se também os efeitos da retração e relaxação para as condições iniciais do intervalo considerado.

Por fim, importa ainda referir a consideração do comprimento de transmissão, l_{pt}, previsto segundo a secção 8.10.2.2 (2), considerando-se uma libertação gradual.

5.2.5. INCREMENTOS DE TENSÃO

Como já foi alvo de discussão, o acompanhamento de tensões em sistemas evolutivos dominados pela flexão é de enorme pertinência. A complexidade desta análise foi desfragmentada, implementando-se um estudo segmentado dos vários efeitos que solicitam a estrutura no seu histórico de tensões, tendo por base o seu faseamento construtivo. Esta metodologia de análise integra nas suas considerações a validade do princípio da sobreposição de efeitos, ou seja, aceita-se o pressuposto de que as deformações estruturais sofridas por uma estrutura, em função da evolução de tensões, pode ser prevista pela soma dos seus incrementos sucessivos [5].

De modo a atender a este princípio, considera-se uma fluência linear, mediante a verificação de tensões em serviço. Os efeitos diferidos da fluência e da retração são considerados isoladamente. Na Tabela 5.4, descrevem-se os incrementos de tensão calculados nas folhas de cálculo.

Tabela 5.4 – Incrementos de tensão considerados.

Incremento	Observação
1 - Peso próprio do elemento PF	Tensões aplicadas aos 7 dias, sobre a secção aberta da viga. A contribuição da laje é nula
2 - P_0	Pré-tensão inicial, deduzidas as perdas instantâneas, resistida pela secção aberta. Exige a consideração dos diferentes cordões, de excentricidades e ações distintas (P_0 e M_p). A contribuição da laje é nula
3 - Peso próprio do BC	Tensões induzidas pela laje, moldada *in situ*, aos 49 dias, sendo a contribuição da laje nula
4 - $\Delta P\ [t_0; t_1]$	Perdas de pré-tensão, por ação dos efeitos diferidos, no intervalo compreendido entre $t_0 = 7$ dias e $t_1 = 50$ dias. Efeito traduzido pela aplicação de um esforço axial de tração e momentos positivos, sobre a secção aberta
5 - Restantes cargas permanentes	Ações que atuam diretamente no sistema estático final endurecido, solicitando a secção homogeneizada aos 28 dias. Esforços exportados do modelo de grelha 3D
6 - Sobrecargas ferroviárias	De modo idêntico, ocasionam tensões que incidem sobre a secção homogeneizada aos 28 dias. Esforços exportados do modelo de grelha 3D
7 - $\Delta P\ [t_1; t_{20000}]$	Efeito equivalente à atuação diferida de um esforço axial de tração e momentos positivos. Tratando-se de uma ocorrência prolongada, atua sobre a secção homogeneizada ajustada
8 - $\Delta\sigma_{\text{Fluência}}^{\text{PP+PE}}$	Envolve a determinação das tensões iniciais resultantes do peso próprio do elemento PF e da pré-tensão, após perdas instantâneas (soma dos dois primeiros incrementos). Estas tensões "caminham" para os valores das tensões provocadas pelas mesmas ações, que se atingiriam, perante uma construção instantânea, isenta de deformações por fluência, até à mudança de secção, σ''. Estas tensões correspondem à solicitação gradual do sistema estático final, resistido pelas secções homogeneizadas ajustadas (longo prazo). Os momentos do peso próprio são extraídos do modelo de grelha, ao passo que a consideração da pré-tensão decorre das suas ações equivalentes, aos 50 dias, carregando a secção evolutiva ajustada. Por último, obtêm-se as redistribuições, recorrendo-se à metodologia descrita em 3.2.2.
9 - $\Delta\sigma_{\text{Fluência}}^{\text{BC}}$	Em analogia ao caso anterior, decifra-se o problema da mesma forma, mas considerando apenas a ação do BC, para períodos de análise distintos. Porém, é importante realçar que a contribuição da fluência na redistribuição destas tensões é muito mais significativa, visto que, no caso anterior, uma parte significativa da deformação por fluência ocorre antes de $t_1 = 50$ dias
10 - $\Delta\sigma_{\text{Retração}}$	A evolução de tensões resultantes da compatibilização da evolução de deformações díspar dos dois elementos, por retração, é deduzida contemplando-se a metodologia correspondente à soma dos três campos de tensões descritos em 3.2.3.

A verificação dos estados limite de serviço solicita uma apreciação cuidada de todos os instantes temporais de vida da estrutura. De facto, algumas verificações manifestam as suas severidades numa fase inicial, enquanto outras, tendencialmente, poderão ser condicionadas a longo prazo, ou mesmo num instante intermédio. De seguida, apresentam-se todos os períodos identificados como potencialmente críticos, incluídos nas folhas de cálculo, bem como os incrementos subjacentes aos seus cálculos:

- Após PRÉ - Imediatamente após a transferência da pré-tensão (1 e 2);
- $t_1 = 50\ dias$ - Instante de mudança do sistema estrutural (1, 2, 3 e 4);
- Após RCP - Momento de aplicação das restantes cargas permanentes, considerando-se já a operacionalidade da ponte, i. e., a solicitação por ação das sobrecargas ferroviárias (1, 2, 3, 4, 5 e 6);
- $t_{20\,000} = 20\,000\ dias$ - Cenário de longo prazo, neste caso, após 20 000 dias a betonagem do elemento PF (1,2,3,4,5,6,7,8,9 e 10).

No documento de cálculo, foram incluídas múltiplas folhas destinadas ao cálculo das tensões em cada um destes instantes, para as fibras críticas, ilustradas na Figura 5.10.

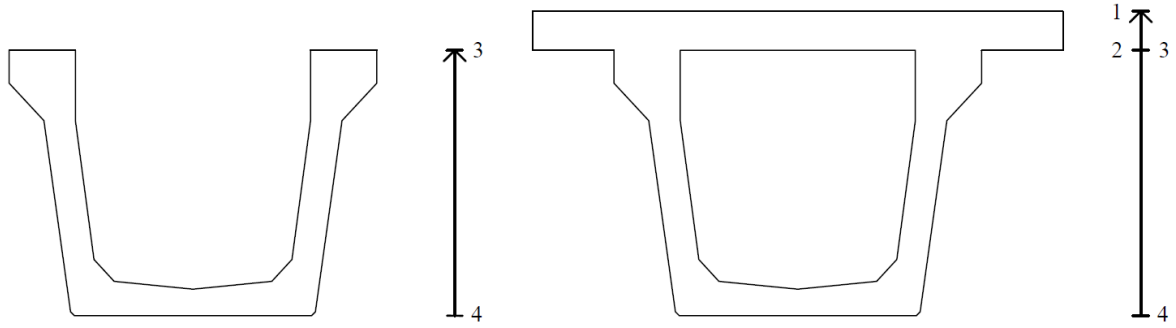


Figura 5.10 – Fibras críticas de análise na verificação dos estados limite de serviço.

Estudam-se as tensões atuantes nas fibras superiores e inferiores do elemento PF e do BC. Servindo o propósito da verificação dos diferentes estados limite de serviço, calculam-se também as combinações de ações quase-permanentes, frequentes e características, incluindo-se os seus resultados sob a forma de gráficos de tensões. Ao longo do vão, de modo que o processo iterativo se torne eficaz e de rápida manipulação, introduz-se também na representação os respetivos limites regulamentares. As soluções de pré-tensão e embainhamentos são continuamente alteradas até que todas as condições reúnam as suas verificações. Todas as combinações de ações inerentes às verificações dos estados limite de serviço (ELS) e dos estados limite últimos (ELU), foram previstos em conformidade com a NP EN 1990 [43]. Atendendo ao anexo A2 desta norma [44], ilustram-se nas duas tabelas seguintes os coeficientes de combinação de ações em ELS e ELU utilizados.

Tabela 5.5 – Coeficientes de combinação de ações em ELS.

Ação	ψ_0	ψ_1	ψ_2
LM 71 (1 via carregada)	0,8	0,8	0 (*)
LM 71 (2 vias carregadas)	0,8	0,7	0 (*)

(*) – Caso seja ação base da combinação quase-permanente, empregou-se 0,3 (conservativo).

Tabela 5.6 – Coeficientes de combinação de ações em ELU.

Ação	Favorável	Desfavorável
Ações permanentes	1,0	1,35
LM 71	0	1,45
Restantes ações variáveis	0	1,5

Nota: De acordo com a NP EN 1990 – Anexo A2, no cálculo de deformações, deverá adotar-se o valor de $\psi_2 = 1$ para as sobrecargas ferroviárias.

5.2.6. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

No subcapítulo 3.4., enunciaram-se as verificações intrínsecas à metodologia de dimensionamento empregue, embora existam muitas outras que se deverão atentar numa fase posterior do projeto. Tecidas as principais considerações do caso de estudo e dando-se por concluída a introdução teórica inerente à metodologia de cálculo, procede-se à elucidação de algumas verificações segurança.

Estado limite último de resistência à flexão

O dimensionamento das armaduras de flexão, neste tipo de tabuleiro, tornou-se num dos aspetos que governou o dimensionamento. Neste tipo de verificações, interessa o estudo da secção, na sua integridade. O procedimento de cálculo relativo ao HPFRC insere-se na ideologia preconizada no MC2010, já esclarecida no subcapítulo 4.5. Partindo do geral para o particular, exemplifica-se o procedimento de cálculo praticado (Figura 5.11):

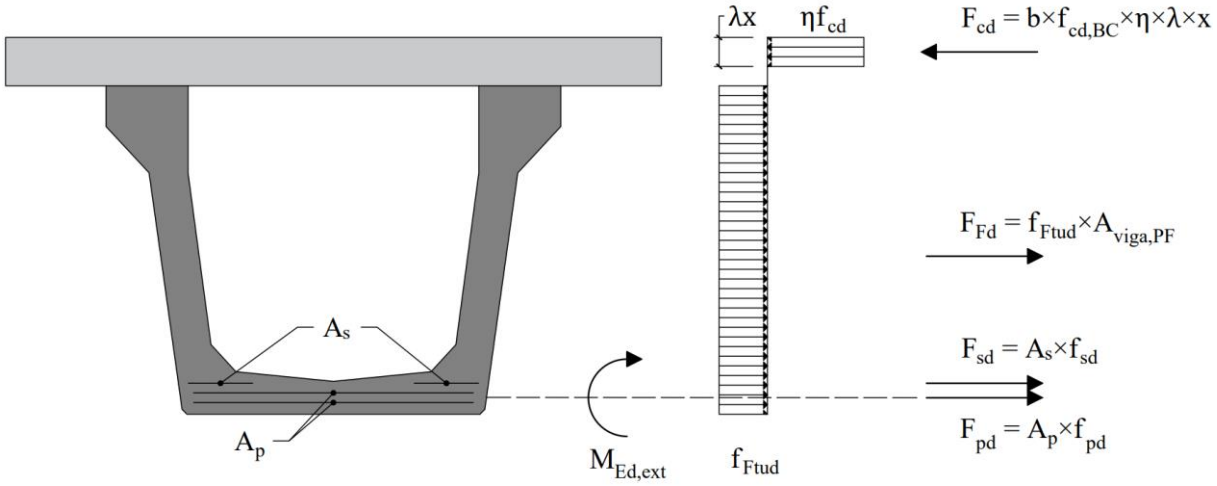


Figura 5.11 – Metodologia de cálculo do momento resistente da secção.

A verificação de segurança, nestes moldes, consistiu num processo iterativo, implementado nas folhas de cálculo, da quantificação do momento resistente, em função dos dados de entrada (número e posição dos cordões e das armaduras ordinárias). A obtenção do momento resistente diverge das equações de equilíbrio ao nível das armaduras. Admite-se assim uma tensão de cedência das armaduras de pré-tensão (f_{pd})e das armaduras ordinárias (f_{sd}), afetas ao correspondente fator de segurança, sendo os respetivos esforços proporcionais às suas áreas (A_p e A_s).

Relativamente ao betão, conforme previsto pelo modelo simplificado da distribuição de tensões retangular, determina-se o esforço de compressão resultante, multiplicando-se a sua altura comprimida (λx), pela tensão resistente de cálculo efetiva do BC ($\eta f_{cd,BC}$), e pela largura comprimida (b). Os parâmetros λ e η, definem-se em conformidade com a secção 7.2.3.1.4 do MC2010. Parâmetros estes que diferem entre os dois elementos constituintes da secção transversal (elemento PF e BC), razão pela qual, sempre que o eixo neutro (x) ocupou uma posição inferior à espessura da laje dividida por λ, se contemplou, como simplificação, apenas o material do BC (pressuposto conservativo).

Já a contribuição das fibras é idealizada, adotando-se um comportamento de amolecimento pós-fendilhação, tal como já foi discutido. Esta consideração traduz a prudência mantida ao longo deste dimensionamento. De facto, as soluções concebidas exibem soluções de armaduras longitudinais bastante significativas, o que poderá resultar numa propagação de múltiplas fendas de espaçamento reduzido. O diminuto espaçamento entre fendas valida a hipótese de cedência de todos os elementos em causa.

O procedimento relativo ao betão convencional, insere-se nos mesmos moldes, não se contabilizando a contribuição das fibras.

Do sistema de equações referido, resultam os valores da profundidade do eixo neutro e o correspondente momento resistente. O processo iterativo é interrompido sempre que este momento "vence" o exterior, $M_{ed,ext}$ (de cálculo). Esta verificação de segurança, para além do dimensionamento das armaduras, permite também avaliar se a solução resultante está ou não equilibrada. A posição do eixo neutro, não deverá localizar-se muito abaixo do nível da laje, fator que indica o desequilíbrio da solução. Nesse caso, poderá ser necessário incrementar a espessura da laje.

Estado limite último de resistência na ligação banzo-alma

A introdução de esforço axial, ao nível dos banzos, subentende uma distribuição não linear da sua difusão pela restante secção. Este trajeto de esforços é usualmente interpretado através de modelos de escoras e tirantes. Esta interação conduz à formação de tirantes que não poderão ser desprezados, sendo necessária a inclusão de armaduras transversais. O efeito descrito encontra-se retratado na Figura 5.13. Nesta figura observa-se a propagação de esforços, introduzidos ao nível dos banzos (compressão no superior e tração no inferior), pela restante secção. Como se pode constatar, a difusão dos esforços pela secção origina tirantes (linhas contínuas da figura) que deverão ser aferidos.

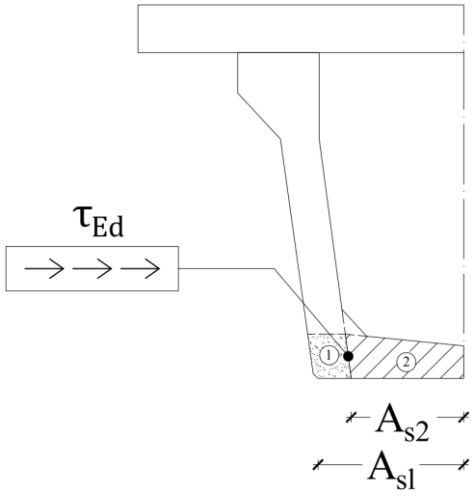


Figura 5.12 – Áreas a serem consideradas no cálculo de β.

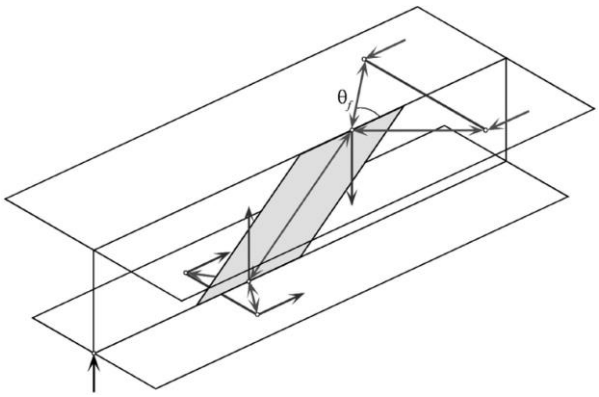


Figura 5.13 – Modelo de escoras e tirantes envolvido no mecanismo de corte banzo-alma [7].

Neste caso, a variação do diagrama de momentos ao longo do vão da viga, leva à introdução de esforços transversais, sob a forma de um binário, entre o banzo comprimido e o banzo tracionado. Interessa, nesta dissertação, o dimensionamento da viga, dimensionando-se assim a armadura necessária ao funcionamento do banzo tracionado-almas. Deste modo, importa quantificar o tirante do modelo de escoras e tirantes representado.

Atentando-se àFigura 5.12, observa-se a superfície representativa do desenvolvimento do esforço rasante, na ligação do banzo tracionado com a alma. O esforço rasante atuante sobre esta superfície é obtido pela divisão entre o valor do esforço transversal introduzido, pela área da mesma, num determinado troço de vão. Trabalhando-se a expressão e relacionando-a com o esforço transverso, obtém-se [7]:

$$\tau_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot h_f} \tag{5.3.}$$

em que z é o braço de flexão, h_f a altura da superfície de corte e V_{Ed} o esforço transverso de cálculo, em estado limite último. Admitindo uma introdução uniforme da componente de tração do binário, ao nível das armaduras, admite-se que a percentagem deste esforço que é difundido desde o banzo até às almas (que é distribuído pelo modelo de escoras e tirantes), β, é dado pela divisão da área de armaduras contidas no banzo, região 2 daFigura 5.12, A_{s2}, pela área de armaduras abrangida à totalidade das regiões 1 e 2, A_{Sl}.

A NP EN 1992-1-1 não exige a consideração máxima do esforço transverso de cálculo, permitindo a consideração do esforço médio num troço de vão "*até metade da distância entre as secções de momento nulo e máximo*". Assim, considera-se o valor médio do esforço transverso de cálculo ao longo de 7,5 m. Neste caso, como se estuda apenas a progressão da variação do esforço transversal de metade do banzo para uma das almas, considera-se apenas metade do valor médio do esforço transverso.

Do equilíbrio de nós do modelo de escoras e tirantes, determina-se o tirante, resultando a expressão final que permite a quantificação da área de armadura de corte necessária, A_{sf} [7]:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \cdot f_{yd} = \frac{\tau_{Ed} \cdot h_f}{\cot \theta_f} \tag{5.4.}$$

em que s_f representa o espaçamento entre as armaduras transversais, f_{yd} a tensão de cedência de cálculo das armaduras empregues e θ_f a inclinação das escoras do modelo considerado. Atendendo à NP EN 1992-1-1, permite-se um valor da cotangente da inclinação compreendido entre 1 e 1,25 (para banzos tracionados).

Controlo de fissuração nas zonas de amarração

A introdução da pré-tensão no banzo inferior, constitui outro aspeto a aferir. Tal como nas zonas de ancoragem dos cabos de pré-esforço, a introdução de esforços por pré-tensão também acarreta uma distribuição não linear de tensões localizadas, efeito que poderá provocar a fendilhação do betão.

No instante de esticamento, atenta-se uma redução volúmica dos cordões, em virtude da extensão experimentada. No momento de transmissão, assiste-se a uma recuperação volúmica resultante da relaxação dos cordões na proximidade das extremidades da viga. Este efeito é conhecido por "efeito de cunha" e possibilita a amarração dos cordões. Esta transmissão tem efeitos claros não só pela própria

transmissão da pré-tensão, mas também pelas tensões internas expansivas do efeito de cunha. Visto existirem várias introduções de pré-tensão (diferentes embainhamentos), deverá atentar-se, individualmente, a cada uma delas.

Na Figura 5.14, distinguem-se os três principais mecanismos de fissuração, inerentes à pré-tensão (*bursting*, *splitting* e *spalling*).

O efeito de *bursting* advém da formação de tirantes perpendicularmente aos alinhamentos dos cordões, como resultado da propagação da pré-tensão introduzida ao longo da secção. É um fenómeno que ocorre nas proximidades dos cordões (neste contexto). O MC2010 preconiza, na secção 7.13.6.5.2, a quantificação do valor do tirante originado pela amarração de um conjunto de cordões, adotando um modelo de um prisma simétrico, deduzindo-se a respetiva fórmula. Constatou-se o valor nulo desta expressão para o caso em que se verifique uma introdução de pré-tensão simétrica, em relação ao plano horizontal médio do banzo inferior. Por conseguinte, de modo a evitar a incidência deste efeito, optou-se sempre por uma disposição simétrica de cordões (salvo algumas exceções justificáveis).

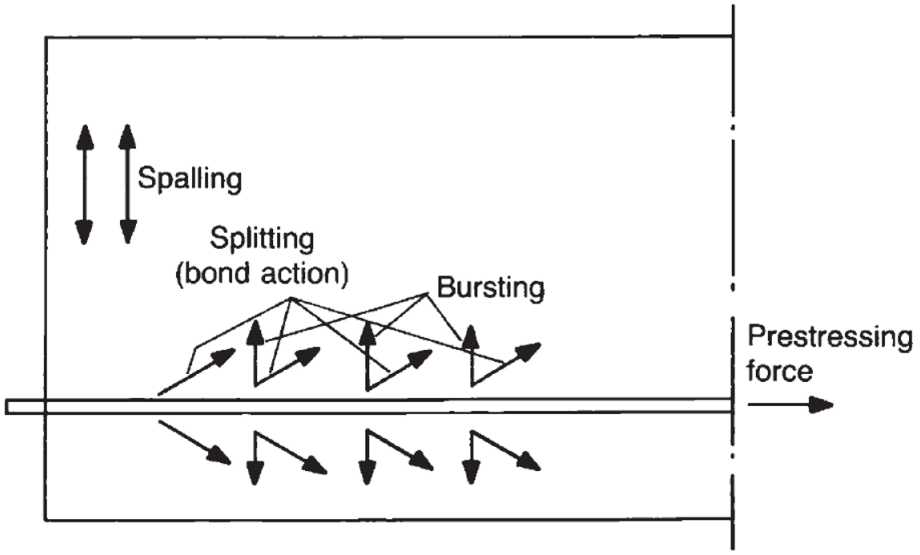


Figura 5.14 – Esforços decorrentes da transmissão de pré-tensão [36].

O efeito de splitting incide ao longo do comprimento de transmissão, como consequência direta do efeito de aderência. Pode originar, nos alinhamentos dos cordões, fissuras à superfície do elemento. À luz do MC2010, a dispensa de armadura de controlo deste efeito passa pela adoção de valores mínimos dos dois seguintes parâmetros: recobrimento e espaçamento entre cordões (Tabela 5.7).

Tabela 5.7 – Recobrimentos mínimos exigidos, em função do espaçamento entre faces dos cordões, de modo a evitar fenómenos de fissuração por *splitting.* Permite-se a interpolação [36].

Classe de resistência	Espaçamento entre faces dos cordões	Recobrimento
C20/25 a C50/60	$\geq 3ø$	$\geq 3ø$
	$= 2{,}5ø$	$\geq 4ø$
$\geq$ C55/67	$\geq 2{,}5ø$	$\geq 2{,}5ø$
	$= 2ø$	$= 3ø$

Em todas as soluções, adotou-se um espaçamento entre cordões de 50 mm (medidos em relação ao centro), o que resulta num espaçamento entre faces de 34,3 mm (2,185 ø). Relativamente ao betão de elevado desempenho exige-se um recobrimento mínimo de 44,2 mm (O.K.). No que concerne ao betão de resistência convencional, seria necessária uma análise específica do efeito.

Por fim, destaca-se o efeito de *spalling*, fenómeno de enorme relevância, perante a utilização de almas finas. Na introdução de pré-tensão, originando-se compressões no banzo inferior e trações no banzo superior, naturalmente formar-se-á um tirante vertical. O MC2010 apresenta, na secção 7.13.6.5.2, um procedimento de análise que permite o cálculo deste efeito, representado na Figura 5.15. De acordo com este procedimento, o cálculo da tensão de tração por *spalling*, $\sigma_{c,sp}$, depende do valor de pré-tensão introduzido (P_i), da excentricidade dos cordões (e_o), da profundidade do núcleo central (k), da espessura das almas (b_{sl}), do comprimento de transmissão (l_{pbt}) e da altura da peça (h). Exige-se o dimensionamento da devida armadura quando esta tensão excede o valor de cálculo da tensão de rotura à tração do betão.

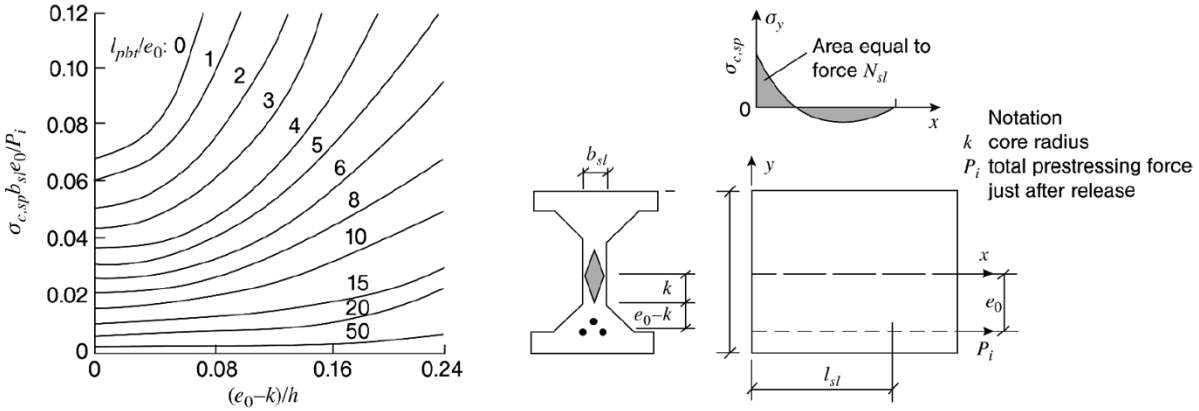


Figura 5.15 – Quantificação das tensões de *spalling* [36].

Caso não seja verificada a condição de segurança, procede-se à quantificação do tirante total gerado, expresso pela equação (5.6.), função da pré-tensão introduzida, deduzidas as perdas instantâneas, P_0. A armadura a resistir a este efeito (estribos verticais nas almas) é distribuída ao longo do comprimento de amarração. Esta área de armaduras não é adicionada à necessária para resistir ao esforço transverso, devendo adotar-se o valor crítico. Aplica-se um coeficiente de segurança igual a 1,1.

$$F_{t,sp} = P_0 \cdot \left(\frac{e_0}{h} - k\right) \tag{5.5.}$$

Previstos estes aspetos, resta uma última verificação: o problema de corte banzo-alma. A premissa é exatamente a mesma: perante a introdução da pré-tensão, P_0, ao nível do banzo inferior ocorre uma distribuição não-linear de parte desses esforços (ΔF) para a restante secção. O modelo de escoras e tirantes originado (Figura 5.16) resulta na formação de tirantes (F_t) na zona de ligação. Note-se, no entanto, que as duas armaduras previstas para precaver este efeito de corte não são adicionadas, adotando-se apenas o cenário mais gravoso. Isto porque, ambos os efeitos estão associados ao mesmo mecanismo resistente.

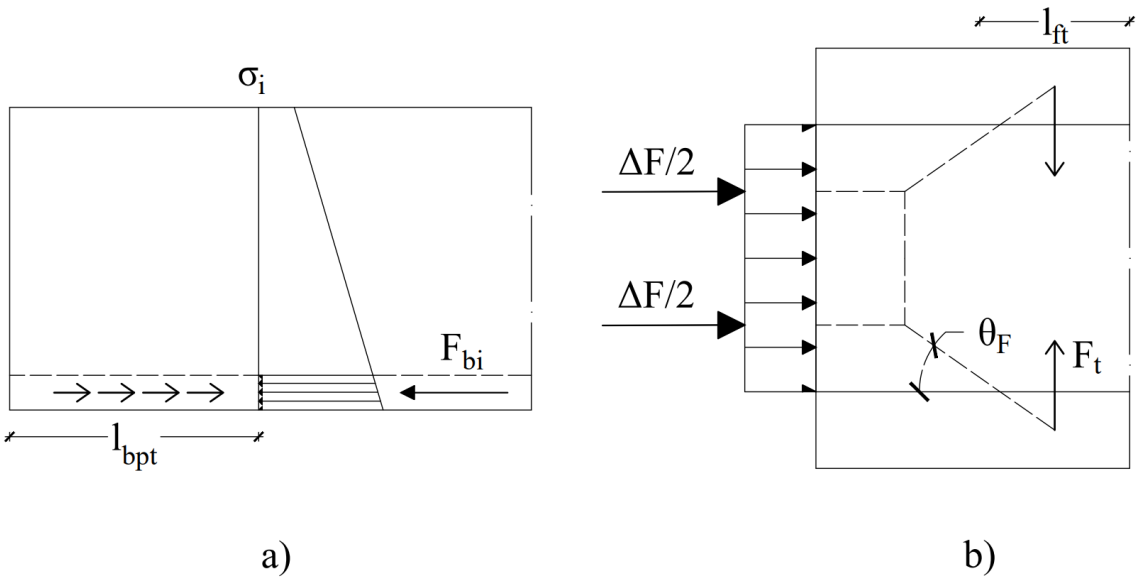


Figura 5.16 – Vista lateral (a)) e em planta (b)) do problema de corte banzo-alma, por ação da pré-tensão.

É necessário quantificar o incremento de esforço transversal, ΔF, que é transmitido às almas. Subtraindo-se a força de compressão retida no banzo inferior, F_{bi}, valor resultante das tensões de compressão, atuantes neste elemento, σ_i, imediatamente após se atingir a linearidade de tensões, a P_0, obtém-se ΔF:

$$\Delta F = P_0 - F_{bi} \tag{5.6.}$$

A força de compressão do banzo resulta na integração, ao longo da área, do diagrama de tensões normais. Equivale assim, à multiplicação da área do banzo, A_{banzo}, pela tensão média no banzo, $\sigma_{média\ no\ banzo}$.

$$F_{bi} = \int \sigma \, ds = A_{banzo} \cdot \sigma_{média\ no\ banzo} \tag{5.7.}$$

A quantificação do tirante, F_t, fica assim definida pelo modelo de escoras e tirantes ilustrado na Figura 5.16 b), obtendo-se a seguinte expressão:

$$F_t = \frac{\Delta F/2}{\cot \theta_f} \tag{5.8.}$$

No instante (crítico) de pré-tensionamento da viga, estando o banzo inferior comprimido, adota-se uma inclinação mínima das escoras, θ_f, tal que $\cot(\theta_f) = 2$, valor máximo estipulado pela NP EN 1992-1-1. Adota-se um coeficiente de segurança de 1,1. Esta armadura é também distribuída ao longo do comprimento de amarração, ou superior, caso resultem soluções excessivas.

Controlo das flechas máximas

Inclui-se também nas folhas de cálculo a avaliação das flechas, ao longo do seu período de vida útil e tendo em conta as diversas fases de funcionamento estrutural. Considere-se o vão simplesmente apoiado, representado na Figura 5.17:

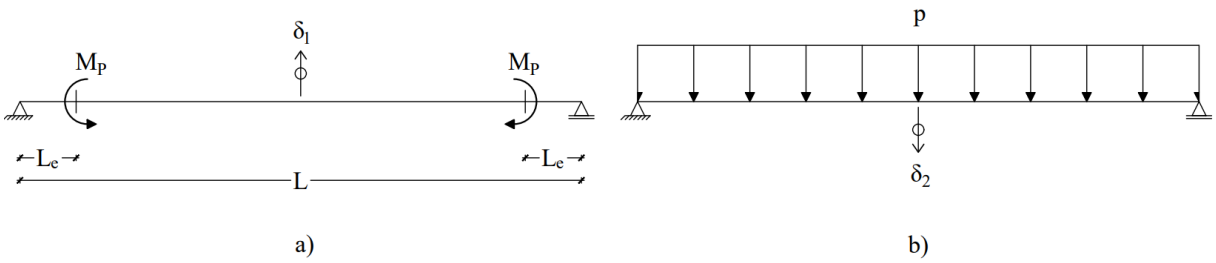


Figura 5.17 – Determinação de flechas num vão simplesmente apoiado.

Em a), evidencia-se a flecha provocada pela pré-tensão. Considera-se, como simplificação, a introdução total em L_e, comprimento representativo do embainhamento médio dos vários conjuntos de cordões que vão sendo introduzidos. Em função do comprimento do vão, L, e do módulo de flexão, EI, por ação do momento isostático total de pré-tensão, M_p, determina-se o valor da contra-flecha:

$$\delta_1 = \frac{M_p \cdot (L^2 - 4L_e^2)}{8EI} \tag{5.9.}$$

Em contrapartida, em b), define-se o valor da flecha induzida por uma carga uniformemente distribuída, de valor p:

$$\delta_2 = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384EI} \tag{5.10.}$$

Avaliam-se as deformações no instante de transmissão da pré-tensão, t_0, no instante de mudança do sistema estrutural, t_1, e a longo prazo (20 000 dias), $t_{20\,000}$. Para cada instante temporal, contabilizam-se apenas as ações atuantes, afetadas das respetivas deformações por fluência e redistribuições (se aplicável). Por forma a contabilizar-se a incrementação de flecha ocasionada pela incidência da fluência, prevê-se a seguinte expressão:

$$\delta_t = \delta_{inicial} \cdot \varphi'(t_{inicial}, t) \tag{5.11.}$$

A flecha num determinado instante temporal, δ_t, fica assim definida pelo produto do valor da flecha inicial, determinada pelas expressões anteriores e pelo coeficiente de fluência efetivo compreendido no correspondente intervalo de tempo, $\varphi'(t_{inicial}, t)$. Procedendo-se a um ajuste temporal de todas as ações solicitantes sobre a estrutura e contabilizando-se a flecha resultante das redistribuições por fluência (ver 3.2.2.) e pela retração diferencial (ver 3.2.3.), é possível determinar a flecha resultante nos vários

instantes de estudo, contemplando-se a sobreposição de efeitos. Em todos os instantes considerados, deverá respeitar-se a flecha máxima de 0,12 m (neste caso).

Importa, no entanto, frisar que as pontes ferroviárias estão sujeitas a um controlo de deformação bastante mais rigoroso, sendo o limite anteriormente referido aplicável à generalidade das estruturas correntes. Atendendo à EN 1990 – anexo A2, a deformação vertical do tabuleiro por ação do modelo de carga LM71 (sujeito ao coeficiente dinâmico) não deverá ultrapassar o limite de $L/600$. Esta deformação é verificada no sistema estático final endurecido, sendo a sua quantificação realizada através do modelo de grelha 3D. Ainda no mesmo regulamento, é referida a limitação da deformabilidade vertical ao longo do eixo de simetria das vias de circulação, resguardando a condição de conforto dos passageiros, em função das características do tabuleiro. Neste caso, impõe-se uma flecha máxima de $L/1600$ para o carregamento de apenas uma das vias com o modelo de carga LM71 sujeito ao coeficiente dinâmico. Mais uma vez, procede-se a esta verificação através do modelo de grelha 3D. Neste caso, não existindo uma reprodução perfeita da rigidez dos elementos transversais e tendo em consideração a progressão de esforços das solicitações ferroviárias ao longo das travessas e do balastro, procedeu-se à medição destas deformações ao longo das longarinas.

No que concerne às restantes verificações de segurança, não constam notas adicionais, visto tratar-se de procedimentos autoexplicativos (valores limite) ou metodologias já aprofundadas anteriormente.

Importa apenas realçar que, apesar de relevante, não foi possível a adoção de critérios simplificados no que diz respeito ao controlo da fendilhação. De facto, procurou-se estimar a abertura de fendas, aproximando-se a secção a uma viga em "T". Esta aproximação poderia adequar-se, tendo em consideração que após ocorrer a fendilhação do banzo inferior, poderá desprezar-se a sua contribuição. Utilizando as propriedades da secção final evolutiva na definição da largura da laje, verifica-se que a secção não fendilha, impossibilitando o cálculo das tensões na armadura tracionada. Não foi possível, de forma simplificada, contemplar os efeitos do faseamento construtivo que traduzem a contribuição gradual da laje.

5.2.7. ANÁLISE DINÂMICA

Apresentam-se, nesta secção, os procedimentos adotados na modelação do modelo de casca mencionado em 3.3.2. Este tipo de modelo visa a determinação da resposta dinâmica da estrutura do tabuleiro, perante a passagem de um comboio, simulado através da transição de cargas móveis a uma dada velocidade. Procede-se a uma análise dinâmica sem interação ponte-comboio.

Para o efeito, procedeu-se ao programa de elementos finitos *Csi Bridge*, concebendo-se um modelo de casca dos tabuleiros em estudo. Apesar de neste campo se trabalhar com um *software* totalmente automatizado, é imprescindível dominar o processo de validação, conhecer os pressupostos adotados e entender o fenómeno dinâmico. É um processo muito suscetível de erro. Na Figura 5.18, ilustra-se um dos modelos produzidos.

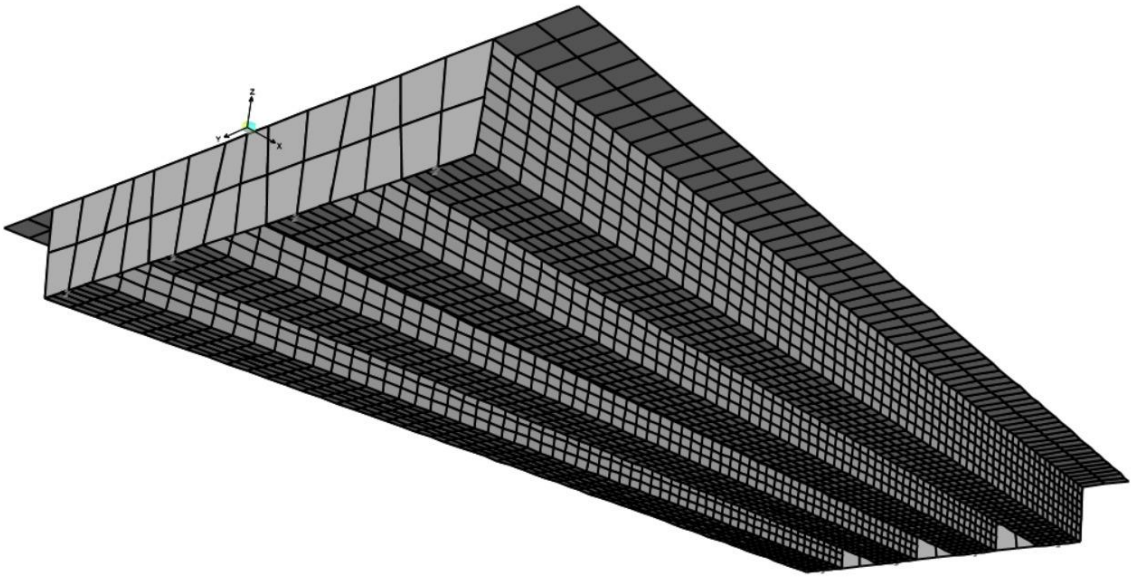


Figura 5.18 – Modelo de casca de um dos tabuleiros em estudo.

Na modelação, foram incluídas as vigas, a laje e os diafragmas, na secção dos apoios. Apesar de não decorrer uma grande alteração ao nível da matriz de rigidez e de massa, a inclusão dos diafragmas assume a sua relevância na caracterização do comportamento torsional das vigas. Adotou-se para estes elementos uma espessura de 0,6 m e material igual ao da laje.

No que diz respeito aos apoios, incluíram-se sobre cada uma das extremidades das vigas apenas os aparelhos estritamente necessários para caracterizar corretamente os modos de vibração de um tabuleiro simplesmente apoiado. No decorrer deste procedimento, aspetos como a inércia do tabuleiro, a distribuição de massa do peso próprio e das restantes cargas permanentes, a caracterização material, a matriz de amortecimento, a posição e número dos aparelhos de apoio e a caracterização da solicitação foram fulcrais na obtenção de valores consistentes.

Por forma a realizar-se a análise dinâmica, existem duas metodologias disponíveis: integração direta ou o método da sobreposição modal. Neste caso, a integração direta resultou num processo muito demorado e, de certa forma, pouco consistente, dada a elevada dependência do intervalo de integração. Assim, optou-se pelo método da sobreposição modal. Para se entender a metodologia de cálculo, consultou-se o manual do programa [45].

O método da sobreposição modal resulta na integração numérica de cada uma das equações diferenciais, em função do tempo, obtendo-se as respostas para os vários intervalos dos diferentes modos de vibração. Segundo a EN 1990 – anexo A2 [44], na análise dinâmica deverão ser considerados todos os modos de vibração até uma frequência natural correspondente ao máximo entre:

- 30 Hz;
- 1,5 vezes a frequência fundamental do primeiro modo de vibração no elemento estrutural em consideração;
- A frequência do terceiro modo do elemento estrutural em consideração.

Em todos os casos testados, o valor máximo resultante foi de 30 Hz. Para cada comboio, foram testadas todas as velocidades compreendidas no intervalo [150;420] km/h, sendo 420 a velocidade de cálculo

(prevê-se a circulação até 350 km/h, impondo-se um coeficiente de segurança igual a 1,2). Testam-se incrementos de velocidade de 10 km/h, ou 5 km/h na captação do pico de ressonância. Fazendo-se cerca de 30 análises, para 10 comboios e múltiplas soluções, seria totalmente inconcebível esta metodologia no âmbito da presente tese, dado o tempo prolongado das análises individuais. Assim sendo, adotou-se a metodologia descrita em 3.1.2., sugerida pelo EC 1991-2, para um vão simplesmente apoiado, a fim de se determinar o comboio crítico. Segundo esta norma, deverá estudar-se a agressividade dinâmica para comprimentos de onda de excitação entre 4,5 m e o comprimento de excitação à velocidade máxima de projeto, λ_v, dado por:

$$\lambda_v = \frac{v_{DS}}{n_0} \tag{5.12.}$$

em que v_{DS} representa a velocidade de projeto e n_0 a primeira frequência própria. Para todos os casos estudados, o comprimento de onda máximo foi na ordem dos 50 m. Desta forma, implementou-se a formulação para todos os comboios e todos os comprimentos de onda, utilizando-se macros no *Excel* e incrementos de $\Delta\lambda = 0{,}1s$ (Figura 5.19).

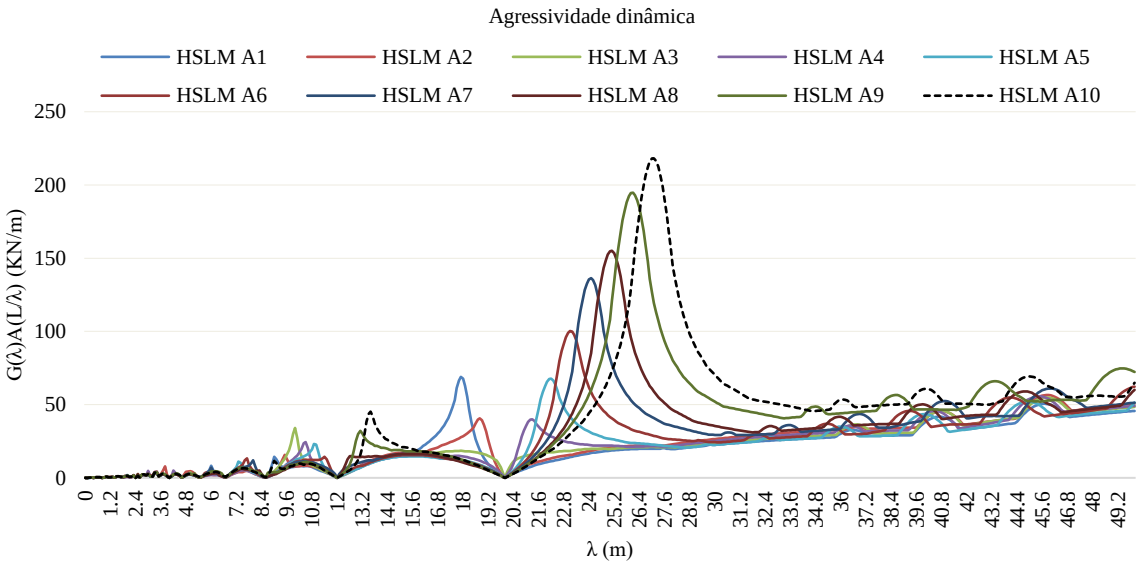


Figura 5.19 – Determinação do comboio crítico.

Os comprimentos de onda máximos considerados foram sempre superiores a 30 m. Nestas condições, verifica-se uma agressividade máxima para o comboio HSML-A10, para um comprimento de onda de excitação de 27 m, correspondente ao espaçamento regular entre eixos. Apenas este comboio será alvo de estudo.

Na análise modal, consideram-se todos os modos até 30 Hz. Utilizando-se estes valores, realiza-se uma análise histórica de acelerações e deslocamentos, a meio vão, através do método da sobreposição modal. Considera-se a circulação do modelo de carga HSLM-A10 em apenas uma das vias. O fenómeno de sobreposição das duas respostas em ressonância decorrentes da circulação síncrona dos comboios, em direções opostas nas duas vias existentes, é um fenómeno mais complexo. A probabilidade de ocorrência deste fenómeno é, na generalidade, reduzida.

Estudam-se as várias velocidades mencionadas, impondo-se um incremento da análise de 0,005 s. Atendendo à NP EN 1991-2, considera-se um amortecimento crítico de 1% para todos os modos. Embora seja também definido um amortecimento adicional que traduz o efeito favorável de dissipação de energia resultante da interação ponte-comboio para um vão de 30 m, este incremento é nulo. O valor do amortecimento é absolutamente determinante em ressonância. Para amortecimentos nulos, a resposta em ressonância tende para infinito.

É também necessário, proceder-se à validação do modelo. Segundo Frýba [46], para um vão simplesmente apoiado, a frequência natural do modo j, w_j , é obtida através da seguinte expressão:

$$w_j^2 = \frac{j^4\pi^4}{L^4}\frac{EI}{\mu}, f_j = \frac{w_j}{2\pi}, j = 1,2,3, \ldots \quad (5.13.)$$

onde L representa o comprimento do vão, EI o módulo de flexão, μ a massa linear, por unidade de comprimento e f_j a frequência do respetivo modo. A validação passou pela análise dos modos de vibração, da inércia do tabuleiro obtida, dos diagramas de esforços originados e da frequência do primeiro modo de vibração em comparação com a obtida pela equação (5.13). Deve-se, no entanto, notar que não ocorrerá uma concordância exata deste último parâmetro, visto que no modelo de elementos finitos, ocorre uma consideração estrutural mais detalhada, contabilizando-se o efeito da deformação por esforço transverso e os efeitos locais associados à deformação da laje e das almas na direção perpendicular ao seu folheto médio. Apenas se considerou o ponto de meio vão, ao nível central da via. Algumas acelerações em vibração livre das consolas foram desprezadas. Pretende-se assegurar que nenhuma das acelerações excede o limite de 3,5 m/s^2, legitimando a estabilidade do balastro. Analisam-se também os deslocamentos máximos e os valores dos momentos em ressonância.

5.3. SOLUÇÃO ESTÁTICA EM BETÃO CONVENCIONAL

Este primeiro exemplo surge com o propósito de testar as ferramentas de dimensionamento desenvolvidas, criando-se uma solução de referência. Permitir-se-á uma comparação direta entre as soluções de betão convencional e de HPFRC. Procura-se evidenciar os aspetos negativos e positivos de ambas. Não se contemplam soluções milimétricas que não serão viáveis na prática.

Consideram-se os seguintes materiais estruturais:

- Betão C50/60 para as vigas pré-fabricadas. No instante de pré-tensionamento, considera-se uma classe C40/50;
- Betão 35/45 para as lajes e pré-lajes;
- Aço A500 NR SD para as armaduras ordinárias;
- Aço Y1860 S7 para os cordões de pré-esforço.

Considera-se uma classe de exposição XC4. É possível otimizar o recobrimento. Consultando-se a NP EN 1992-1 (4.4.1.2), possibilita-se a redução de duas classes estruturais por se tratar de um betão de elevada resistência e por se assegurar um controlo especial da qualidade da produção do betão. Para além disso, atendendo à secção 4.4.1.3. da mesma norma, proporciona-se a redução da tolerância de execução até 5 mm. Deste modo, considera-se um recobrimento nominal de 35 mm para as armaduras ordinárias (ou 40 mm, quando conveniente). Relativamente às armaduras de pré-esforço, garante-se uma distância mínima de 60 mm entre a face de betão e o centro do cordão (prática comum neste contexto).

Após múltiplas iterações, chegou-se à seguinte geometria ótima das vigas pré-fabricadas:

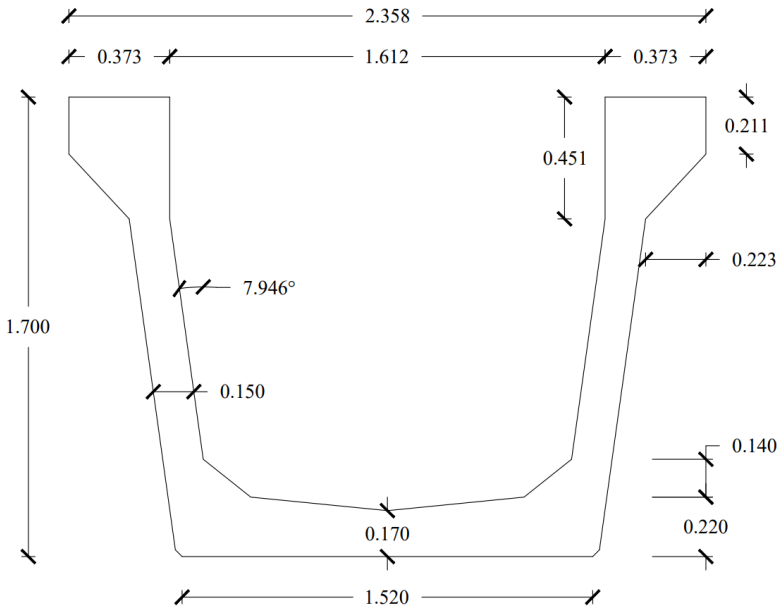


Figura 5.20 – Geometria final das vigas pré-fabricadas em betão convencional. Dimensões em metros.

O dimensionamento partiu de uma altura de 2,0 m, valor de referência recomendado para tabuleiros simplesmente apoiados de duas vigas, com 30 m de vão. Perante um aparente sobredimensionamento, estudaram-se secções de alturas sucessivamente menores. Contemplou-se, posteriormente, a otimização da laje, das almas e do banzo inferior.

Neste contexto, uma espessura de 0,25 m de laje foi adotada. A laje assume uma função preponderante em vigas de altura reduzida. Neste tipo de elementos, as soluções de pré-esforço tornam-se desproporcionais, requerendo em estado limite último uma altura de compressão demasiado elevada, para equilibrar os esforços de tração. Neste caso, deverá incrementar-se a altura da laje, ocorrendo também um aumento das excentricidades de pré-esforço.

Precavendo-se o esmagamento das almas, procede-se à redução das suas espessuras. Para as classes de resistência adotadas, permite-se a utilização de dois níveis de pré-tensão inferiores. Não existiu uma grande margem de otimização da área das vigas, tendo em consideração a utilização condicionada de um número restrito de cordões (resistência à compressão incapaz).

5.3.1. DIMENSIONAMENTO LONGITUDINAL

O processo de otimização das secções orbitou em torno das armaduras longitudinais. No decorrer deste processo, destacam-se os principais aspetos que governaram o processo de dimensionamento:

- Cumprimento das tensões máximas de compressão no elemento PF, inerentes à consideração da linearidade da fluência, no instante de transferência da pré-tensão;
- Cumprimento do estado limite de descompressão no elemento PF, a tempo infinito;
- Estado limite último de flexão.

Na Tabela 5.8, exibem-se as propriedades das secções relevantes ao dimensionamento (área, A, altura do eixo baricêntrico medida em relação à base, Y_G, e respetivas inércias), descritas na secção 5.2.2. Realiza-se a homogeneização em relação ao elemento PF.

Tabela 5.8 – Propriedades das secções consideradas.

	Secção Aberta	Secção homogeneizada aos 28 dias	Secção homogeneizada ajustada
A (cm^2)	9383,1	17193,9	14714,8
Y_G (m)	0,74	1,23	1,13
I_y (cm^4) - flexão longitudinal	33 334 405,8	84 230 431,8	73 882 736,9
I_z (cm^4) – flexão transversal	55 417 061,9	118 954 117	75 625 649,2
I_x (cm^4) – torção	13 74 545,1	94 402 885,7	94 402 885,7

É evidenciada a importância da betonagem simétrica do betão complementar, levando em consideração a baixa rigidez à torção das vigas. Inseridas as ações no modelo de grelha, procedeu-se à determinação da envolvente de esforços de flexão em estado limite último (Figura 5.21). O gráfico assume este formato em consequência do espaçamento de 3 m entre vigas transversais do modelo. Consideram-se apenas as vigas críticas em todos os dimensionamentos, dado existir uma proximidade de esforços. Deste modo, a mesma solução é adotada para as duas longarinas. Neste caso específico, a longarina interior é a crítica.

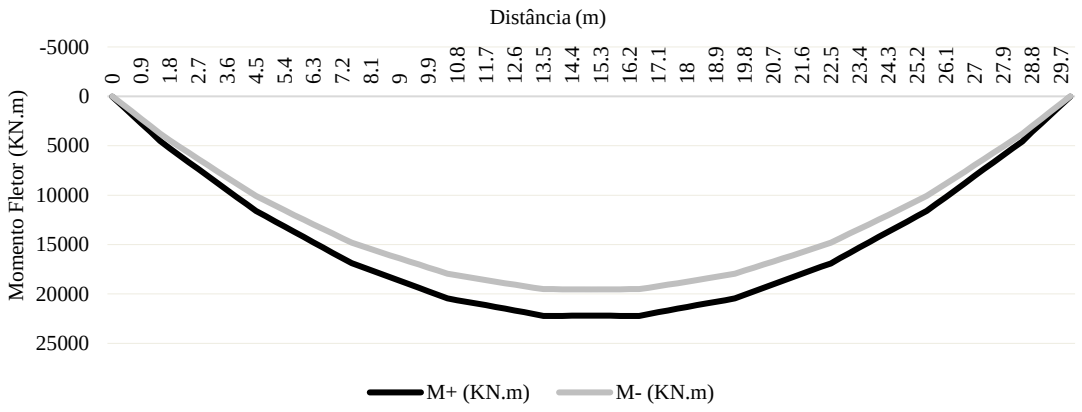


Figura 5.21 – Envolvente do diagrama de momentos em estado limite último (longarina interior). A variância de esforços resulta dos vários posicionamentos do modelo de carga LM71, ao longo do vão.

Na Figura 5.22, ilustra-se a solução final do número e distribuição dos cordões de pré-tensão (e respetivos embainhamentos) e das armaduras ordinárias longitudinais. Incluem-se outras armaduras transversais de modo a evidenciar as incompatibilidades espaciais resultantes. Confere-se, em estado limite último, um momento resistente de 22 449 kN·m. Este valor é assegurado por 48 cordões inferiores e 4 superiores. Acrescem-se 10 varões de 25 mm de diâmetro.

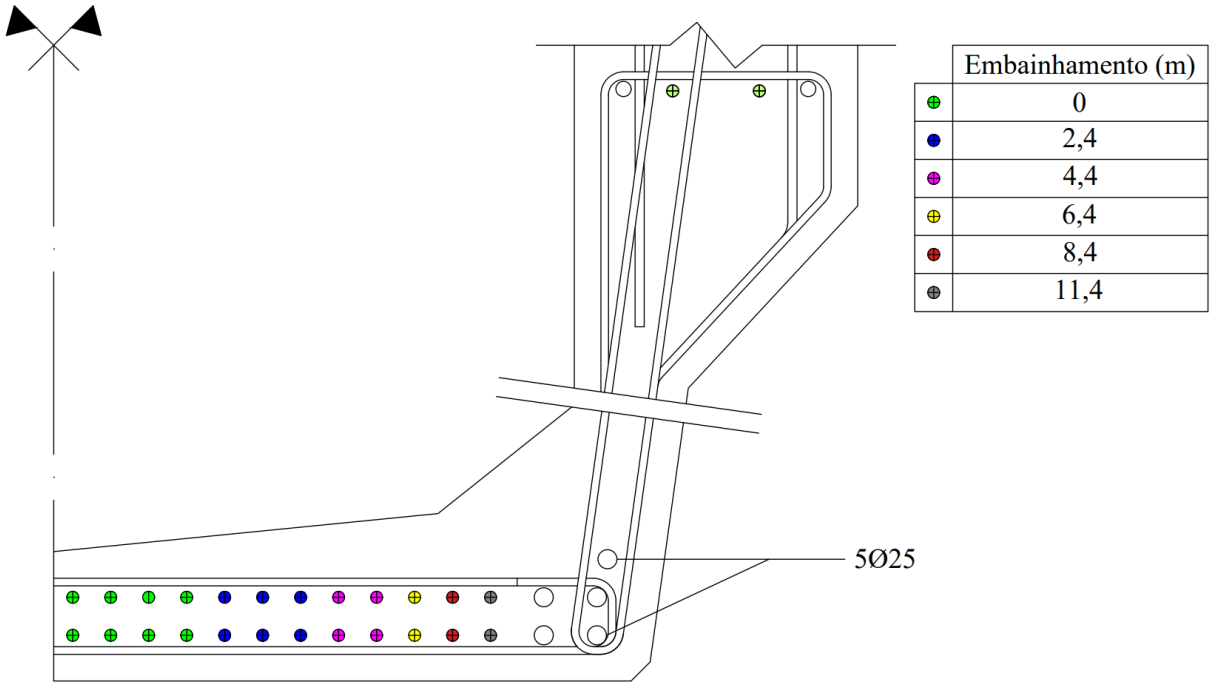


Figura 5.22 – Solução de armaduras longitudinais.

Preserva-se um afastamento entre cordões de 50 mm, medido em relação aos eixos, respeitando-se o afastamento mínimo entre faces de 31,4 mm preconizado pela NP EN 1992-1. Este afastamento visa a satisfação das condições de aderência. Os restantes espaçamentos longitudinais são também previstos de acordo com esta norma.

O planeamento estratégico dos embainhamentos é absolutamente fulcral no cumprimento dos estados limites relacionados com o controlo de tensões no betão. Mantém-se um espaçamento mínimo entre embainhamentos, igual ao comprimento de regularização, $l_{disp} \approx 2$ m, em conformidade com a NP EN 1992-1 (8.10.2.2 (4)). Este espaçamento corresponde ao comprimento necessário para que as introduções de pré-tensão se difundam ao longo da secção até atingirem uma distribuição linear de tensões. Desta forma, evita-se qualquer tipo de sobreposição de tensões não-lineares. Todas as introduções são realizadas de modo simétrico em relação ao plano médio do banzo inferior evitando-se o dimensionamento de armaduras para resistir ao efeito de *Bursting.*

De modo a clarificar o efeito da pré-tensão ao longo da secção apresenta-se de seguida o esforço axial equivalente de cada grupo de cordões de igual embainhamento bem com o valor resultante, após perdas instantâneas ($P_{t0,total}$).

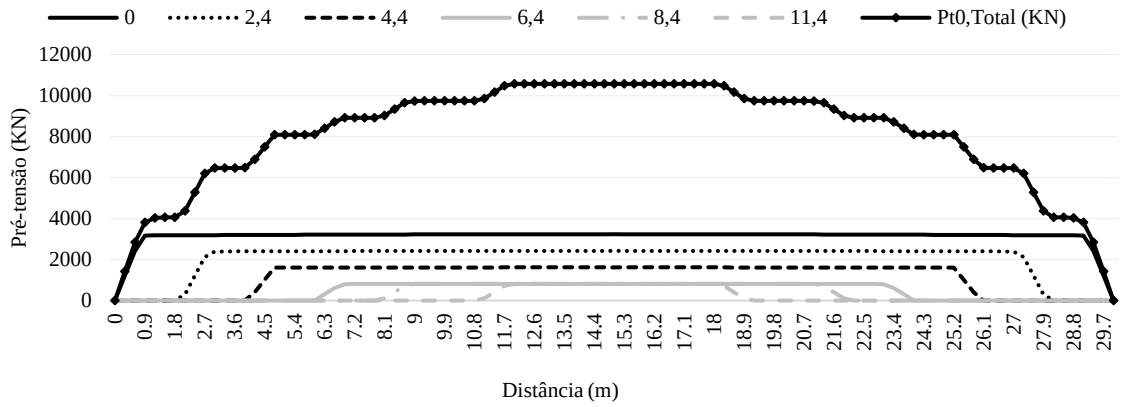


Figura 5.23 – Variação do esforço axial por pré-tensão, ao longo do vão.

Destaca-se a variação da pré-tensão a meio vão e ao longo dos três níveis de pré-tensão (1 – 3, no sentido ascendente), para quatro instantes distintos: antes das perdas instantâneas, P_0', imediatamente após perdas instantâneas, P_0, em t_1= 50 dias, P_1, e ao fim de 20 000 dias, $P_{20\,000}$:

Tabela 5.9 – Variação da pré-tensão total na secção de meio vão.

	Nível 1	Nível 2	Nível 3
P_0' (kN)	5356,8	5356,8	892,8
P_0 (kN)	4849,6	4859,7	862,2
P_1 (kN)	4668,8	4679,8	844,3
$P_{20\,000}$ (kN)	4142,9	4144,8	718,7

Na Figura 5.24, é possível constatar que o número de cordões atinge o seu limite. Cumpre-se o estado limite de descompressão e o limite de compressão inerente à consideração da fluência linear, para as fibras críticas, na combinação quase-permanente.

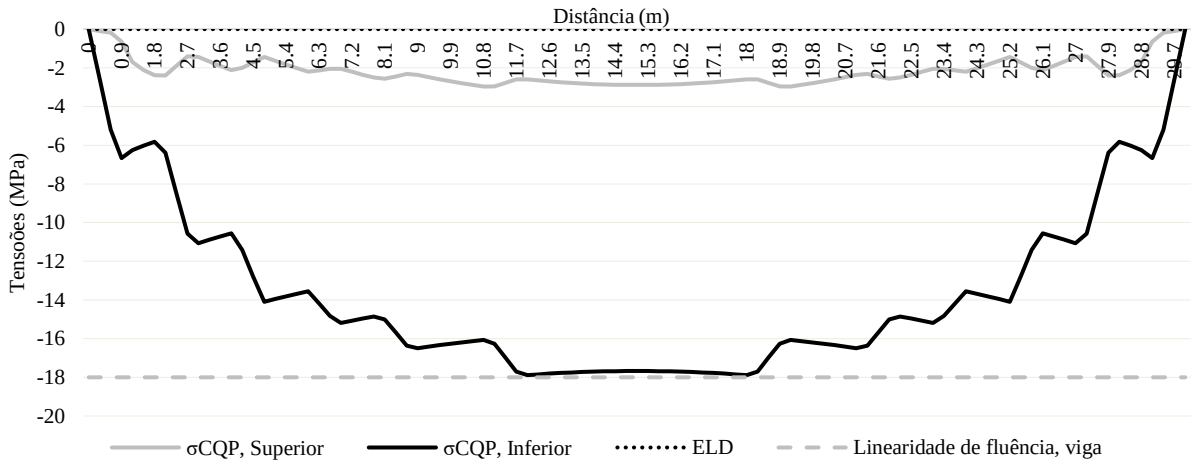


Figura 5.24 – Tensões nas fibras superior e inferior do elemento PF, imediatamente após a transferência de pré-tensão.

Similarmente, a longo prazo, procede-se à mesma verificação (Figura 5.25). Como seria expectável, as tensões na fibra inferior condicionam esta fase. Constata-se que é a longo prazo que se atingem os valores de tensões críticas em serviço. Em ambas as verificações, apenas se permite o cumprimento de tensões com os devidos embainhamentos. Uma redução de área, resultaria de imediato no incumprimento das duas verificações. Deste modo, dá-se como concluída a otimização. Em princípio, não existirão outros fatores que invalidem totalmente a solução estática. Poderá sim, ser necessária uma alteração da disposição e/ou a adição de armaduras.

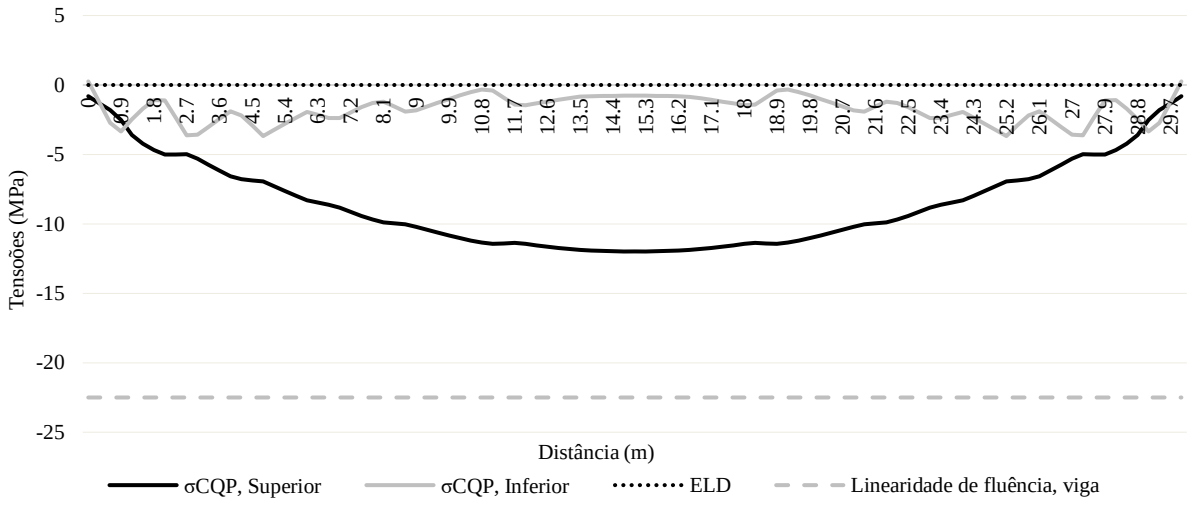


Figura 5.25 – Tensões na fibra superior e inferior do elemento PF (longarina exterior) para t = 20 000 dias.

5.3.2. COMPORTAMENTO EM SERVIÇO

Na fase de betonagem do BC, não ocorrendo ainda o ganho de rigidez da laje, considera-se que cada viga é solicitada pela respetiva largura de influência da laje. Esta largura é bastante superior na viga exterior, dada a geometria do tabuleiro. Por esta razão, a longarina exterior governa o dimensionamento em serviço, enquanto a longarina interior condiciona as verificações em estado limite último. De modo sumativo e evitando demonstrações exaustivas, resumem-se na Tabela 5.10 os valores críticos das tensões em serviço, para cada verificação específica, fazendo-se também referência às correspondentes combinações, instantes condicionantes e limites de tensões.

Tabela 5.10 – Verificação dos estados limite de serviço.

Verificação	Combinação	Tempo (dias)	Tensão (MPa)	Limite (MPa)	Estado
Estado limite de descompressão	Quase-permanente	20 000	-0,4	0	O.K.
Consideração do modelo de fluência linear	Quase-permanente	7	- 17,9	- 18 (limite inicial)	O.K.
Tensões máximas de compressão	Característica	7	- 17,9	- 24 (limite inicial)	O.K.
Dispensa da quantificação da abertura de fendas	Característica	20 000	5,95	4,1	K.O.
Estado limite de abertura de fendas	Frequente	20 000	3,23	-	-

Dispensa-se a verificação do estado limite de abertura de fendas caso a tensão máxima de tração seja inferior à resistência à tração do betão, f_{ctm}, em combinações características de ações. Neste caso, esta condição não é verificada. Exige-se a verificação da abertura de fendas nas combinações frequentes de ações. Como já foi referido, não se procede a esta verificação, por não existir uma metodologia simplificada aplicável ao presente caso. Não obstante, constata-se que o betão não fendilha na combinação frequente. Atendendo-se à armadura longitudinal existente e aos recobrimentos conferidos, não se espera que esta verificação condicione o dimensionamento. Todos os outros limites são cumpridos. As tensões no elemento PF condicionam todas as verificações.

Na Figura 5.26 e Figura 5.27, representam-se as evoluções de tensões nas combinações quase-permanentes, no elemento PF e no BC, respetivamente. Para o efeito, constam as tensões nos quatro instantes temporais descritos em 5.2.5. Como se constata, o BC encontra-se sempre comprimido em serviço (como seria de esperar). A classe de resistência adotada para o BC adequa-se bem à solução, não resultando nenhum tipo de entrave ao dimensionamento.

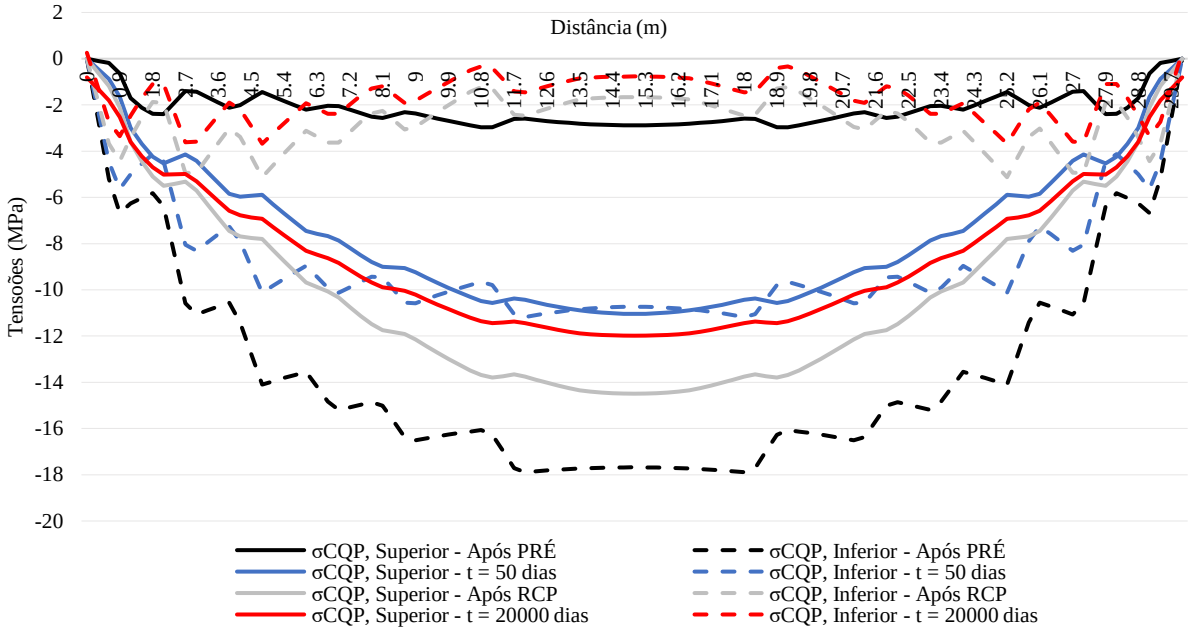


Figura 5.26 – Evoluções de tensões nas fibras críticas do elemento PF (longarina exterior).

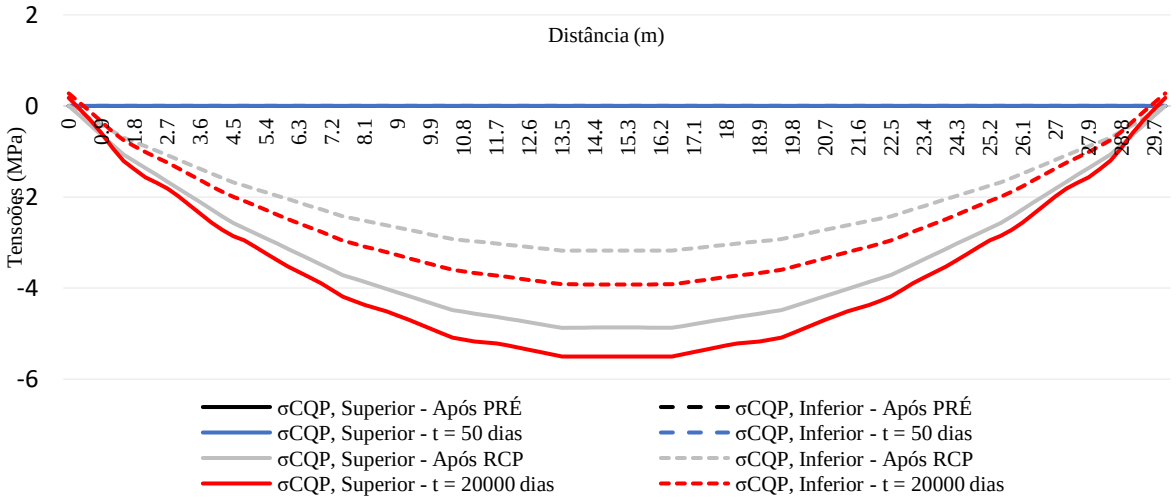
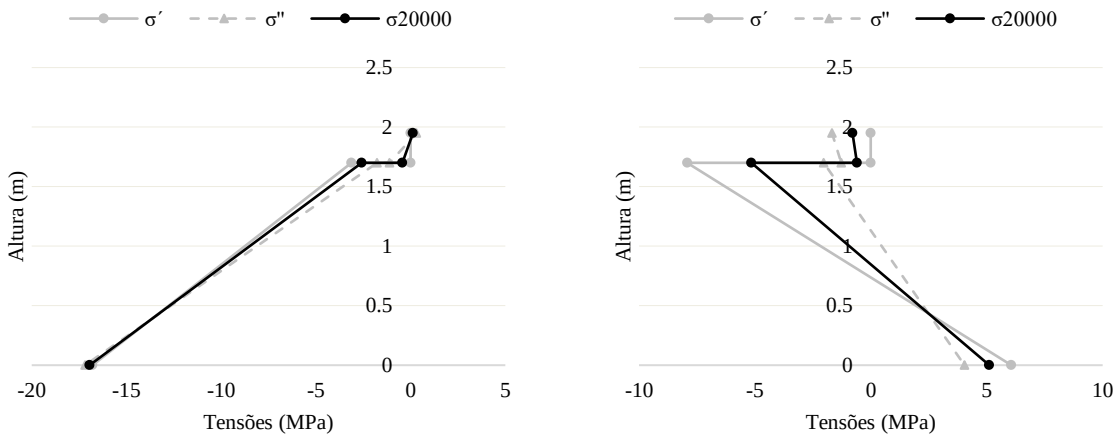


Figura 5.27 - Evoluções de tensões nas fibras críticas do BC (longarina exterior).

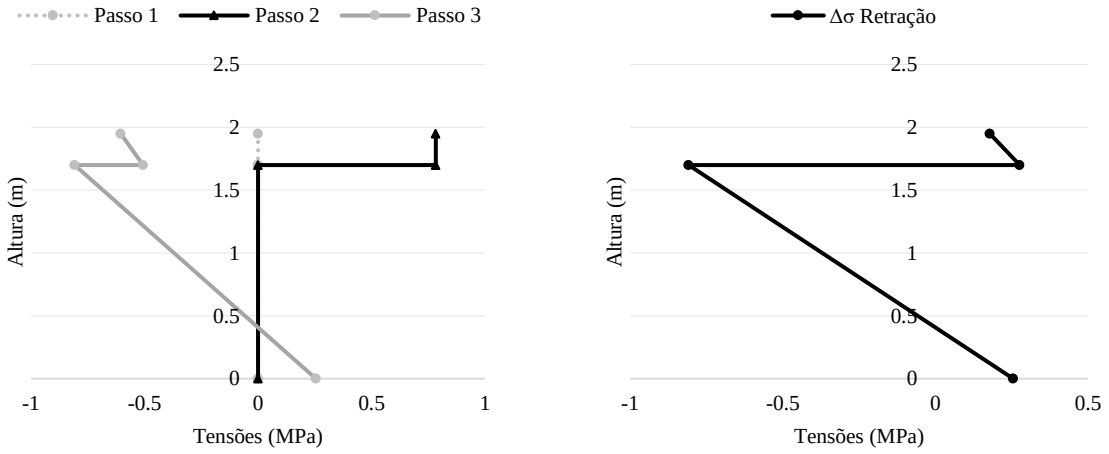
Recorde-se a análise independente das redistribuições de tensões despoletadas pelas deformações por fluência. Por um lado, as deformações resultantes do carregamento permanente (variável) por ação do elemento PF e da pré-tensão (Figura 5.28 a)). Por outro lado, as deformações consequentes do carregamento permanente (variável) por ação do BC (Figura 5.28 b)). Os resultados obtidos vêm corroborar os pressupostos teóricos. De facto, as redistribuições por ação do BC são muito mais expressivas, visto que grande parte da fluência por ação do elemento PF e da pré-tensão ocorre antes de se iniciarem as redistribuições. Na Figura 5.28, é possível visualizar-se a oscilação do diagrama de tensões entre os valores inicias, σ', e os valores do sistema fictício, σ''.



a) b)

Figura 5.28 – Redistribuição de tensões por fluência (longarina exterior, secção de meio vão) por ação do peso próprio do elemento PF e da pré-tensão (a)) e do peso próprio do BC (b)).

Ilustram-se ainda os incrementos de tensões, aos 20 000 dias, por ação da retração diferencial (Figura 5.29 a)), assim como, os valores resultantes de cada um dos seus passos de dedução (Figura 5.29 b)) descritos em 3.2.3. Neste caso, estas redistribuições são iguais em todo o vão.



a) b)

Figura 5.29 – Evolução de tensões por ação da retração diferencial (longarina exterior e interior). Resultados dos passos de dedução (a)) e respetiva soma (b)).

Resta a verificação das flechas máximas. Em primeiro lugar, importa o controlo da contra-flecha aos 7 dias e da flecha aos 20 000 dias (condicionantes). Estes valores são máximos na secção de meio vão, única incluída nas folhas de cálculo. Confirma-se o cumprimento do valor limite de 0,12 m, em todos os instantes temporais (Tabela 5.11).

Tabela 5.11 – Evolução das deformações verticais, a meio vão.

Longarina	$\delta_{\text{Após PRÉ}}$ (m)	$\delta_{\text{t=50 dias}}$ (m)	$\delta_{\text{t=20000 dias}}$ (m)	$\Delta\delta_{50-20000\text{ dias}}$ (m)
Exterior	- 0,0296	- 0,0207	0,0245	0,0451
Interior	- 0,0296	- 0,0268	0,0187	0,0455

Por fim, falta apenas avaliar as deformações verticais do tabuleiro quando submetido ao modelo de carga LM71 atuando sobre uma das vias de circulação e sobre ambas as vias, por forma a garantir o cumprimento dos limites normativos ($L/1600 = 0{,}01875\,m$ e $L/600 = 0{,}05\,m$, respetivamente). Como se pode observar na Tabela 5.12, as flechas não ultrapassam estes limites. Como já foi mencionado, estas deformações são avaliadas ao nível das longarinas do modelo de grelha 3D.

Tabela 5.12 – Deformações provocadas pelas sobrecargas ferroviárias, a meio vão.

Longarina	$\delta_{1\,via}^{Máx}$(m)	$\delta_{2\,vias}^{Máx}$(m)
Exterior	0,01195	0,01976
Interior	0,01101	0,02043

5.3.3. RESTANTES ARMADURAS

Um dos alvos de estudo desta dissertação foi precisamente a influência das fibras na incrementação da resistência ao esforço transverso. Não sendo o caso desta solução, procede-se ao dimensionamento das soluções de estribos verticais em conformidade com o capítulo 6.2. da NP EN1992-1-1. Tratando-se de um processo iterativo, integrando múltiplos dimensionamentos de secções, determina-se apenas a armadura máxima requerida. Resultam esforços transversos máximos na região dos apoios. Considera-se, mais uma vez, a envolvente de esforços transversos das duas longarinas. Apelando-se à otimização de armaduras, adota-se como esforço transverso de projeto, o valor à distância "d" do apoio (altura útil da secção transversal), tal como sugerido pela norma. De seguida esquematizam-se os resultados obtidos:

Tabela 5.13 – Dimensionamento das armaduras de resistência ao esforço transverso.

Longarina	$V_{Ed,máx}^{//}$/alma (kN)	$V_{Ed,"d"}^{//}$/alma (kN)	$V_{RD,máx}$/ alma (kN)	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{"d"}$ (cm^2/m)	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$ (cm^2/m)	Solução
Exterior	1419,5	1226,7	1713,6	6,75	1,68	ø10//0,225 (2r)
Interior	1527,1	1226,2	1715,7	6,74	1,68	

Verifica-se um bom aproveitamento da capacidade resistente das almas na absorção das escoras inclinadas ($\cot\theta = 2{,}5$), não ocorrendo o esmagamento (o esforço transverso de cálculo máximo, paralelo à alma, $V_{Ed,máx}^{//}$/alma, é inferior ao correspondente esforço de esmagamento da alma, $V_{RD,máx}$/alma). Apelando à componente conservativa não se considera qualquer efeito favorável do esforço axial na incrementação deste valor de resistência ao esmagamento. De facto, tendo em consideração a imprevisibilidade do comprimento de amarração, não seria correto garantir esta compressão nos apoios. Representam-se ainda as quantidades mínimas de armaduras requeridas, bem

como as necessárias à resistência ao esforço transverso de cálculo à distância "d" do apoio, $(A_{sw}/s)_{min}$ e $(A_{sw}/s)_{"d"}$, respetivamente. Fica, desta forma, definida a solução sobre este efeito.

Segue-se o dimensionamento das armaduras que asseguram o correto funcionamento banzo-alma. Primeiramente, é necessário prever as armaduras transversais destinadas ao equilíbrio dos tirantes ocasionados pelas variações de esforços transversais, introduzidas pela alteração dos esforços transversos. Seguidamente, apresentam-se os valores obtidos para uma das duas ligações.

Tabela 5.14 – Dimensionamento das armaduras de resistência ao corte banzo-almas (esforço transverso).

Longarina	$V_{Ed,médio}$ (kN)	τ_{Ed} (MPa)	$\tau_{Ed,máx}$ (MPa)	$\left(\frac{A_{sw}}{s_f}\right)_{min}$ (cm^2/m)	Solução
Exterior	1129,6	1,69	7,80	7,40	ø10//0,20 (2r)
Interior	1158,5	1,73	7,80	7,58	

Como já foi clarificado, adota-se um esforço transverso médio ao longo dos 7,5 m de vão (metade da distância entre secções momento nulo e máximo), $V_{Ed,médio}$. A variação deste esforço, origina na interface de corte dos elementos, uma tensão tangencial, τ_{Ed}, que não deverá exceder o valor máximo correspondente ao esmagamento do betão, $\tau_{Ed,máx}$. Confirma-se a necessidade deste tipo de armadura, dado que esta tensão excede 40% do valor de cálculo da tensão de rotura do betão à tração (EN 1992-1-1). Tratando-se a longo prazo de um banzo tracionado, empregou-se uma inclinação de escoras mínima ($\cot\theta = 1{,}25$). A mesma armadura é aplicada nas duas ligações.

De modo conservativo, considerando-se apenas a ação da pré-tensão (sem se contabilizar o efeito favorável do peso próprio), determina-se também a armadura requerida para resistir ao corte banzo-alma, face à amarração dos cordões de pré-tensão, nas respetivas introduções. Novamente se enaltece a relevância dos embainhamentos. Para soluções com um grande número de cordões, deverá privilegiar-se uma introdução gradual, ao longo do comprimento da viga. Na Tabela 5.15, representam-se, para cada embainhamento, os tirantes originados em cada ligação, na amarração dos cordões e a respetiva área requerida. Estas armaduras são distribuídas ao longo do comprimento de amarração, neste caso $l_{pt} \approx 0{,}75\ m$. Representa-se ainda a solução final para resistir apenas a este a efeito, salvaguardando-se que a solução de armaduras de corte banzo-alma, para cada secção, resulta sempre no máximo entre os dois efeitos de corte banzo-alma. Neste caso, incrementa-se a armadura nas duas primeiras introduções, mantendo-se a solução anteriormente determinada nas restantes secções.

Tabela 5.15 – Dimensionamento das armaduras de resistência ao corte banzo-alma (amarração da pré-tensão).

Embainhamento (m)	Tirante (kN)	Armadura (cm^2)	Solução
0	358,9	8,26	ø10//0,125 (2r)
2,4	269,2	6,19	ø10//0,175 (2r)
4,4	179,5	4,13	ø10//0,275 (2r)
6,4	89,7	2,06	ø10//0,525 (2r)
8,4	89,7	2,06	ø10//0,525 (2r)
11,4	89,7	2,06	ø10//0,525 (2r)

No que diz respeito ao efeito de *spalling*, de acordo com o MC2010, será necessária a adição de armaduras. Determinou-se o tirante originado na primeira introdução de pré-tensão, ao longo das almas, definindo-se os estribos necessários. Neste caso, sendo a armadura obtida superior à solução de estribos, emprega-se este valor ao longo do comprimento de amarração.

Tabela 5.16 – Dimensionamento das armaduras necessárias para resistir ao efeito de *spalling.*

Embainhamento (m)	Tirante (kN)	Armadura (cm^2)	Solução
0	581,24	13,37	$ø12//0{,}125\ (2r)$

Tendo em consideração que todas as introduções de pré-tensão são executadas de forma simétrica em relação ao plano horizontal do centro do banzo, dispensa-se a consideração do efeito de *bursting*. No que concerne ao efeito de *splitting*, de acordo com o MC2010, não se verificam as condições de espaçamentos entre cordões e os respetivos recobrimentos, pelo que seria necessário proceder-se a um modelo localizado de análise.

A título de exemplo e de forma a demonstrar a compatibilidade de todas as armaduras dimensionadas, exibem-se os respetivos desenhos finais na Figura 5.30. À esquerda, a solução de armaduras ao longo da primeira introdução de pré-tensão. À direita, a solução de armaduras para o conjunto de cordões com um embainhamento de 6,4 m.

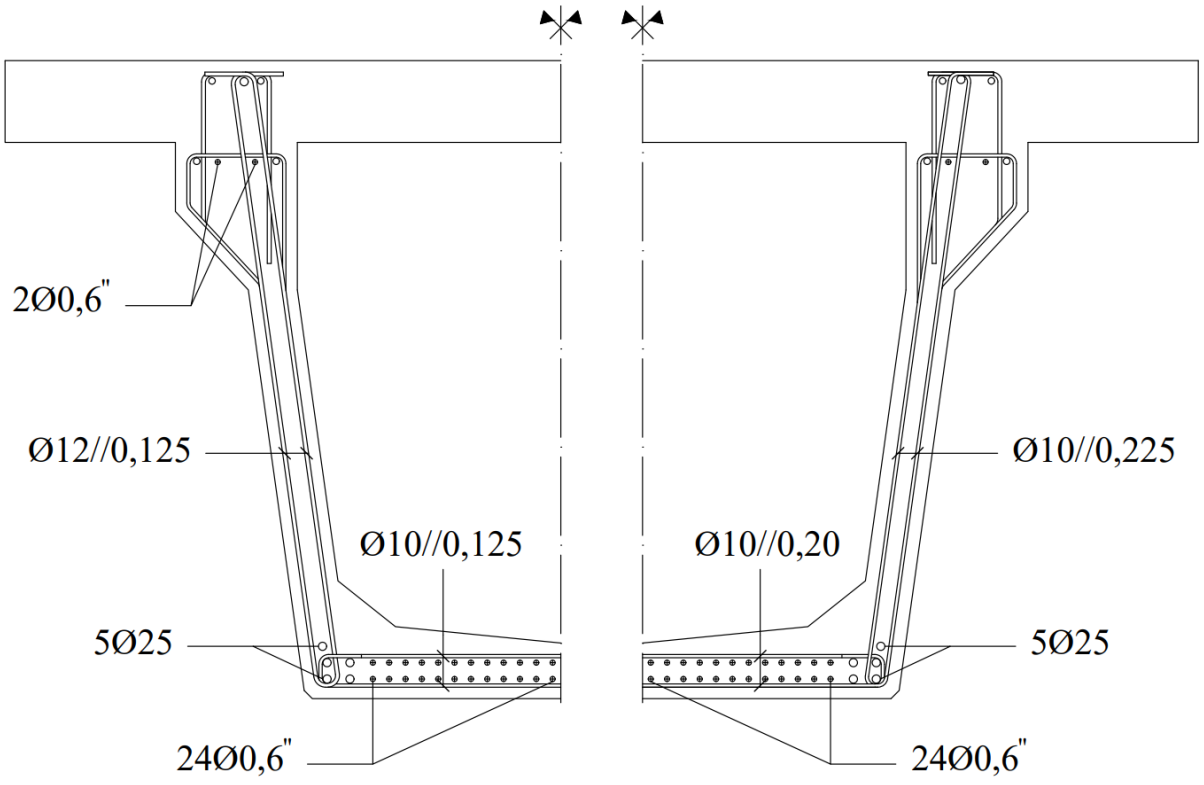


Figura 5.30 – Soluções de armaduras para duas secções transversais distintas.

5.4. SOLUÇÃO ESTÁTICA COM VIGAS HPFRC

Empregando-se a solução anterior, permite-se uma redução acentuada dos custos inerentes ao transporte e colocação, fator preponderante deste estudo. Observou-se, anteriormente, uma limitação clara sobre o processo de otimização, em consequência do esgotamento da capacidade compressiva. A aplicação do HPFRC permitirá transcender este marco.

Sabia-se, desde o início, que existia uma probabilidade elevada destas soluções não apresentarem um comportamento dinâmico satisfatório, principalmente para este vão e sistema estrutural. De facto, com áreas e alturas reduzidas, criaram-se secções bastante deformáveis e de inércia à flexão preocupante, do ponto de vista dinâmico. Verifica-se uma diminuição da rigidez em proporções superiores à de massa, reduzindo-se a frequência do primeiro modo de vibração. A deformabilidade elevada conduz à amplificação dos efeitos em ressonância. Assume-se um comportamento apreensivo sobre as contra-flechas, flechas a longo prazo e dos restantes limites de deformação que poderão condicionar o comportamento em serviço das longarinas.

No decorrer do processo de dimensionamento, possibilitam-se várias hipóteses de secção. Consideram-se os seguintes materiais estruturais:

- Betão C100/115, C90/105 ou C80/95 para vigas pré-fabricadas. As respetivas propriedades durante o pré-tensionamento foram previstas em conformidade com a NP EN 1992-1-1, aos 7 dias de idade;
- Betão 35/45 para as lajes e pré-lajes;
- Aço A500 NR SD para as armaduras ordinárias;
- Aço Y1860 S7 para os cordões de pré-esforço;
- Classe de resistência de pós-fendilhação 10C. Corresponde a um valor adequado ao betão C100. Em grande parte das soluções, empregou-se este material. Por aproximação, utilizou-se a mesma classe para os restantes.

Os parâmetros característicos do ensaio de flexão correspondentes a uma classe residual 10C ($f_{R,1k}$ e $f_{R,3k}$), conferido pelas fibras, foram estimados pelo anexo L.5 da Pr EN 1992-1-1, por extrapolação. A contribuição das fibras no dimensionamento de armaduras estabeleceu-se à luz do MC2010. Na Tabela 5.17 constam os parâmetros relevantes à quantificação das parcelas contributivas das fibras. Recorreu-se ao modelo linear do comportamento de pós-fendilhação descrito em 4.4. (equações (4.3) e (4.4)).

Tabela 5.17 – Parâmetros de pós-fendilhação.

Classe	$f_{R,1k}$ (MPa)	$f_{R,3k}$ (MPa)	γ_{SF}	f_{Ftsk} (MPa)	f_{Ftuk} (MPa)
10 C	10	9	1,5	4,5	3,3

Os recobrimentos adotados inserem-se nos mesmos moldes da solução de betão convencional.

No decorrer deste subcapítulo, evitando a abundância excessiva de resultados, explicitam-se apenas informações pertinentes à idealização do trabalho desenvolvido.

5.4.1. DIMENSIONAMENTO LONGITUDINAL

Recorrendo-se a uma classe de resistência C100, iniciou-se o processo de dimensionamento. Rapidamente se verificou que a geometria adotada anteriormente, não era rentável, por não aproveitar a capacidade compressiva do material. A geometria sofreu várias alterações de forma a rentabilizar-se o

material. O fator espacial do banzo inferior, acabou por conduzir o rumo de soluções. De facto, viabilizou-se a possibilidade de se aplicarem soluções de pré-tensão altamente robustas. Porém, o espaço existente no banzo inferior anterior, não o permitia. Criaram-se soluções sob a premissa de um banzo inferior mais espesso (o suficiente para se albergarem três níveis de pré-tensão em toda a sua extensão) e com o comprimento estritamente necessário ao cumprimento das tensões máximas de compressão, na fase de transferência do pré-esforço.

Conceberam-se sete soluções principais com alturas de viga compreendidas no intervalo [1,1;1,5] m, para um passo de incrementação de 0,1 m. A finalidade seria o estabelecimento de um número restrito de soluções estáticas, com rigidezes divergentes, assegurando respostas dinâmicas de competência sucessivamente crescente (com o aumento da rigidez à flexão longitudinal). No final do processo, realizaram-se as análises dinâmicas.

Após tentativas sem sucesso, erros e observação de resultados, foi possível detetar e prever as principais particularidades que governaram o dimensionamento. Na Tabela 5.18, apresentam-se as sete soluções fixadas e otimizadas. Durante a exposição de resultados que se seguirão, serão incluídos os resultados anteriores da solução de betão convencional, de modo a estabelecer-se uma comparação direta.

Tabela 5.18 – Soluções finais de HPFRC e principais propriedades seccionais.

		Secção da viga			Secção composta
Viga (m)	Classe	A (cm^2)	Y_G (m)	I_y (cm^4)	I_x (cm^4)
1,7	**C50**	**9383,1**	**0,74**	**33 334 405,8**	**94 402 885,7**
1,5	C80	7987,7	0,628	21 374 247,0	70 229 427,75
1,4	C90	7460,5	0,603	16 852 853,2	45 388 700,0
1,3 (1)	C100	7239,1	0,530	13 777 397,7	46 209 219,7
1,3 (2)	C100	7016,6	0,543	13 366 395,3	40 718 960,8
1,2 (1)	C100	7209,7	0,474	11 435 733,2	45 960 124,2
1,2 (2)	C100	6939,5	0,487	11 098 353,3	40 860 083,4
1,1	C100	7185,3	0,421	9 269 918,1	44 764 636,3

Apresentam-se ainda, na Tabela 5.19, os respetivos resultados do dimensionamento longitudinal em estado limite último, onde se exibe o momento de cálculo (M_{Ed}), o número de cordões, o número de varões, a posição do eixo neutro (x) medida em relação ao topo da laje e o correspondente momento resistente com e sem a contribuição das fibras (M_{Rd}). Mais uma vez, foram adotadas as mesmas armaduras para as duas longarinas, tendo em consideração a proximidade de esforços atuantes. Posto isto, integram-se apenas os esforços críticos.

Tabela 5.19 – Dimensionamento das armaduras longitudinais em estado limite último. Longarina interior.

					C/ fibras	S/ fibras
Viga (m)	$M_{Ed}(kN \cdot m)$	Nº$_{Cordões}$	Nº$_{Varões}$	x (m)	$M_{Rd}(kN \cdot m)$	$M_{Rd}(kN \cdot m)$
1,7	**22223,8**	**48**	**10 ø25**	**0,198**	**-**	**22449,1**
1,5	21692,2	58	2 ø20	0,231	21994,0	20327,4
1,4	21506,7	62	4 ø20	0,247	21747,9	20337,8
1,3 (1)	21399,6	68	2 ø20	0,263	21564,9	20258,8
1,3 (2)	21369,4	68	4 ø20	0,266	21682,4	20441,7
1,2 (1)	21379,8	74	2 ø20	0,283	21447,5	20242,3
1,2 (2)	21299,4	74	4 ø20	0,287	21528,7	20393,4
1,1	21386,0	82	2 ø20	0,311	21432,5	20341,1

Todos os desenhos das secções e das soluções de armaduras longitudinais, constam em anexo (A.1), por forma a estabelecer-se a contextualização e perceção do problema de dimensionamento.

Em todas as soluções utilizou-se uma espessura de laje de 0,25 m. Durante o dimensionamento, atenderam-se a diversos aspetos e considerações que se passam a explicar, começando-se pela posição do eixo neutro. Como se verifica, todas as posições do eixo neutro não ultrapassam em proporções desmedidas a espessura da laje (0,25 m). Critério que, como se referiu, reflete o equilíbrio da solução. Atente-se na solução de menor altura (1,1 m): é uma solução com um centro de gravidade muito baixo e com uma inércia à flexão longitudinal débil. As excentricidades obtidas deixam de ser relevantes para decrementos de altura e a inércia atinge proporções que tangem o limite inferior que se idealizou, atendendo ao condicionalismo ferroviário. De facto, soluções mais baixas foram testadas e viabilizadas. Porém, era já necessária a incrementação da laje, o que afeta diretamente o aspeto orçamental. Resultaram também, quantidades de armaduras incompatíveis com possíveis imprevistos práticos. Desta forma, não se consideraram essas soluções.

Procuraram-se secções de diferentes alturas, mas com áreas próximas. Estudaram-se incrementos do comprimento do banzo inferior, elemento de maior impacto na área final. Assim, as soluções mais baixas, possuem banzos mais compridos, enquanto soluções de maior altura, possuem banzos de menor comprimento. Este conceito foi estudado até certo ponto em que se atinge outra questão relevante: a inércia à torção. A importância da inércia à flexão longitudinal é incontestável, pelas razões já mencionadas. A inércia à flexão transversal não é um problema. Na solução final, juntamente com a laje, esta inércia atinge valores muito elevados. Porém, a inércia à torção, com uma redução sucessiva do comprimento do banzo inferior, é reduzida progressivamente. É bastante relevante para o comportamento conjunto das longarinas, na respetiva verificação em estado limite último e nas verificações das torções máximas.

Na solução de 1,5 m, averiguou-se que dois níveis de pré-tensão seriam suficientes. Esta é uma solução com uma área bastante superior (solução mais robusta), embora seja constituída por um material de classe inferior. Nas restantes, foram necessários três níveis. Projetaram-se soluções que explorassem a compressão material proporcionada. Quando não se atendeu a este aspeto, reduziu-se a classe de resistência. Como se poderá observar nos desenhos em anexo, resultaram algumas secções com duas alternativas: uma solução mais folgada e outra testada ao limite.

Constata-se uma redução bastante significativa da armadura ordinária, em comparação com a solução convencional. De facto, a solução de pré-tensão empregue em todas as soluções, excedeu a necessária à verificação de tensões. Isto porque em termos práticos, muitas das vezes, é preferível adicionarem-se alguns cordões, em vez de armaduras ordinárias. A capacidade resistente de um cordão excede, por pouco, a de um varão de 25 mm. No decorrer do processo de compatibilização de armaduras, exigiu-se a remoção de algumas posições de pré-tensão.

Possibilita-se também a visualização do impacto das fibras no acréscimo do momento resistente. Efetivamente, na presente dissertação, foca-se a resistência à compressão elevada, o que apenas se apresenta como solução estável, mediante a inclusão de fibras, o que acaba por trazer diversas vantagens. A incrementação proporcionada é apreciável, embora não seja determinante.

De um modo geral, todas as soluções apresentam vantagens e desvantagens. Neste contexto, pretender-se-á a de menor área. Todavia, sem a análise dinâmica final, não existirão conclusões concretas.

5.4.2. COMPORTAMENTO EM SERVIÇO

A utilização de soluções de pré-tensão superiores às necessárias à verificação do estado limite de descompressão, a longo prazo nas fibras mais "tracionadas", acabou por favorecer este aspeto, para além de trazer vantagens claras à verificação da abertura de fendas e das flechas máximas diferidas. Assegurando um bom aproveitamento material, dimensionaram-se soluções que explorassem o limite das tensões de compressão correspondentes à verificação da consideração da fluência linear ($0{,}45 \cdot f_{ck}$). Seguindo estes pressupostos, os dimensionamentos foram governados por esta última verificação e pelo dimensionamento das armaduras longitudinais.

A distribuição eficiente dos embainhamentos mantém a sua relevância. Com soluções apreciáveis de cordões, advêm todas as suas implicações relacionadas com a amarração. Implementaram-se sempre 5 a 6 embainhamentos diferentes, por forma a proporcionar uma entrada gradual de pré-esforço.

Verificaram-se ainda as deformações experimentadas pelas vigas. Os resultados encontram-se ilustrados na Tabela 5.20. Nenhuma das soluções trespassou o limite de utilização (0,12 m).

Tabela 5.20 – Evolução das deformações verticais, a meio vão. Longarina crítica (exterior).

Viga (m)	$\delta_{\text{Após PRÉ}}$ (m)	$\delta_{\text{t=50 dias}}$ (m)	$\delta_{\text{t=20000 dias}}$ (m)	$\Delta\delta_{\text{50−20000 dias}}$ (m)
1,7	**- 0,0296**	**- 0,0207**	**0,0245**	**0,0451**
1,5	- 0,0431	- 0,0271	0,0292	0,0563
1,4	- 0,0527	- 0,0321	0,0342	0,0663
1,3 (1)	- 0,0570	- 0,0291	0,0436	0,0727
1,3 (2)	- 0,0613	- 0,0332	0,0421	0,0753
1,2 (1)	- 0,0622	- 0,0263	0,0561	0,0825
1,2 (2)	- 0,0663	- 0,0299	0,0566	0,0865
1,1	- 0,0689	- 0,0218	0,0737	0,0955

Por fim, avaliaram-se as deformações despoletadas pelo modelo de carga LM71 (Tabela 5.21). A deformação máxima vertical do tabuleiro face ao carregamento de ambas as vias ($L/600 = 0{,}05\ m$) é cumprida em todas as soluções. Porém, o critério de conforto dos passageiros não é satisfeito para as soluções com alturas de viga inferiores a 1,4 m, face ao carregamento de apenas uma das vias. O limite de $L/1600 = 0{,}01875\ m$ é trespassado nestas soluções, comprovando-se o controlo exigente de deformabilidade em pontes ferroviárias de alta velocidade. Nas verificações de segurança que se seguem, apresentar-se-ão os resultados obtidos de todas as soluções, embora quatro das sete soluções propostas com vigas HPFRC sejam inviabilizadas pela verificação deste critério.

Tabela 5.21 - Deformações provocadas pelas sobrecargas ferroviárias, a meio vão (longarina crítica).

Viga (m)	$\delta_{1\ \text{via}}^{\text{Máx}}$(m)	$\delta_{2\ \text{vias}}^{\text{Máx}}$(m)
1,7	**0,01195**	**0,02043**
1,5	0,01492	0,02587
1,4	0,01834	0,03088
1,3 (1)	0,02027 (K.O.)	0,03406
1,3 (2)	0,02096 (K.O.)	0,03596
1,2 (1)	0,02257 (K.O.)	0,03864
1,2 (2)	0,02332 (K.O.)	0,04045
1,1	0,02555 (K.O.)	0,04468

A incrementação do módulo de elasticidade e da classe de resistência acabam por ter um forte impacto em vários aspetos, sendo um deles a pré-tensão. Neste caso, para a mesma secção (1,1 m), calcularam-se as perdas de pré-tensão inferior, utilizando classes diferentes. Por um lado, para uma classe C100, as perdas a longo prazo foram de 22,7%; por outro lado, resultou uma perda de 27% para o betão C50, fruto da diminuição do módulo de elasticidade. São números apreciáveis.

No que concerne aos efeitos diferidos, o conceito é o mesmo. Sabe-se, à partida, que as deformações serão menores. As deformações por retração do elemento PF são inferiores utilizando-se o betão C100, sendo neste caso, um aspeto desfavorável. Com esta diminuição, originar-se-á uma diferença superior do ritmo de retrações entre o BC e o elemento PF, conduzindo a um agravamento dos esforços de compatibilização (tensões de redistribuição superiores). Para além disso, as redistribuições por fluência serão também menores (deformações inferiores), o que neste caso é também desfavorável. Com a ocorrência de redistribuição por fluência, o BC acaba por auxiliar o elemento PF a "vencer" as tensões. Em contrapartida, há uma clara vantagem na verificação dos estados limite de deformação.

Tendo em consideração a incerteza associada à aplicabilidade da NP EN1992-1-1 na quantificação dos efeitos diferidos de betões de elevada resistência, conduziu-se uma análise comparativa de regulamentos (comparando-se com normas mais atuais). Estudaram-se os coeficientes de fluência e as extensões por retração, empregando-se as fórmulas sugeridas pela NP EN 1992-1-1, pelo MC2010 e pela Pr EN 1992-1-1, para a secção de 1,1 m. Não sendo o foco da dissertação, apresentam-se os resultados no anexo A-2. A norma adotada (NP EN 1992-1-1) gerou resultados mais conservativos.

5.4.3. RESTANTES ARMADURAS

O dimensionamento das armaduras de resistência ao esforço transverso do HPFRC, foi dirigido sob a orientação de três regulamentos: o MC2010, a Pr EN 1992-1-1 e o RILEM TC 162-TDF [47]. Constatou-se que os dois últimos conduzem a soluções extremamente conservativas. Na aplicação específica a este contexto, resultaram valores incongruentes, superiores aos obtidos pela EN 1992-1-1, sem a contribuição de fibras. Por esta razão, todos os cálculos relativos a este tópico foram realizados à luz do MC2010. Na Tabela 5.22, constam os resultados obtidos.

Tabela 5.22 – Dimensionamento das armaduras de esforço transverso.

				C/ fibras	S/ fibras
Viga (m)	$V^{//}_{Ed,"d"}$/alma (kN)	$V^{//}_{Ed,máx}$/alma (kN)	$V_{máx}$/alma (kN)	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{"d"}$ (cm^2/m)	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{"d"}$ (cm^2/m)
1,7	**1226,2**	**1419,5**	**1715,7**	**-**	**6,74**
1,5	1467,2	1487,6	2035,6	6,79	9,05
1,4	1449,9	1469,0	2119,3	6,98	9,66
1,3 (1)	1444,8	1460,1	2210,4	7,58	10,26
1,3 (2)	1442,1	1456,5	2192,1	7,48	10,32
1,2 (1)	1444,8	1460,0	2049,1	8,28	11,05
1,2 (2)	1441,3	1455,5	2037,9	8,15	11,10
1,1	1449,1	1463,7	1899,8	8,98	11,97

Como se viu no capítulo 4, a resistência ao corte do HPFRC é calculada, somando-se duas parcelas contributivas: a parcela do betão reforçado com fibras, armado longitudinalmente e a parcela resistente conferida pelas armaduras de corte. No que concerne à contribuição das fibras, verificam-se acréscimos apreciáveis em casos em que exista um esforço axial de compressão significativo (pré-tensão, neste caso). Porém, à semelhança do dimensionamento ao corte do betão convencional, admite-se uma contribuição nula dessa componente. Seria uma oportunidade para uma solução de pós-tensão.

Para além disso, existe ainda uma forte dependência da armadura longitudinal existente na secção em estudo que se estenda mais do que o comprimento de amarração somado pela altura útil, para além da mesma. Neste caso, apenas se considera na secção de esforço transverso máximo (região dos apoios), os cordões não embainhados e a armadura longitudinal existente. Desta forma, resultam valores mais reduzidos da contribuição das fibras. Não se achou conveniente incrementar esta área de armaduras. Atendendo a este propósito, não faria sentido aumentar os cordões de embainhamento nulo, considerando todas as implicações inerentes à respetiva amarração. Em contrapartida, poderia substituir-se o excesso de cordões de pré-tensão existentes, por armaduras ordinárias. Todavia, esse aumento não seria muito significativo (cerca de 0,4 cm^2/m para a secção de 1,1 m) e as deformações, a fendilhação e a facilidade construtiva seriam prejudicadas.

As almas não se encontram sobredimensionadas, mas também não são aproveitadas ao limite. A sua redução encontra-se limitada para se proceder à dobragem dos estribos (mandril mínimo). Caso se

implementassem estribos de 12 mm de diâmetro, seria requerida uma espessura de almas de 142 mm. Além disso, a contribuição das fibras é diretamente proporcional à espessura das almas.

5.5. ANÁLISE DINÂMICA

Terminado o dimensionamento estático, procedeu-se à análise dinâmica. Iniciaram-se as análises pela solução de menor inércia (1,1 m), de modo a aferir a resposta mais nefasta. Os resultados demonstram que o limite de aceleração de 3,5 m/s^2 é excedido para velocidades na ordem dos 220 km/h. Testou-se, posteriormente, a resposta da solução com vigas HPFRC de maior inércia (1,5 m). Finalmente, culminou-se a análise, testando-se a solução de betão convencional.

Na Tabela 5.23, apresenta-se o número de modos de vibração considerados na análise, para cada uma das soluções. Exibem-se também as frequências dos primeiros modos obtidas, bem como as estimadas pela fórmula sugerida por Frýba [46], para vigas simplesmente apoiadas. Os resultados são muito semelhantes, diferindo a consideração da deformação por esforço transverso.

Tabela 5.23 – Considerações e resultados do modelo de casca.

Solução	Nº de modos	Frequência estimada (equação (5.13)) do primeiro modo (Hz)	Frequência obtida do primeiro modo (Hz)
C100 - 1,1 m	28	2,3522	2,3536
C80 -1,5 m	28	3,061	3,0251
C50 - 1,7 m	25	3,3758	3,31598

Os resultados referentes às acelerações e deslocamentos a meio vão, para as diferentes velocidades de estudo, encontram-se representados na Figura 5.31 e na Figura 5.32.

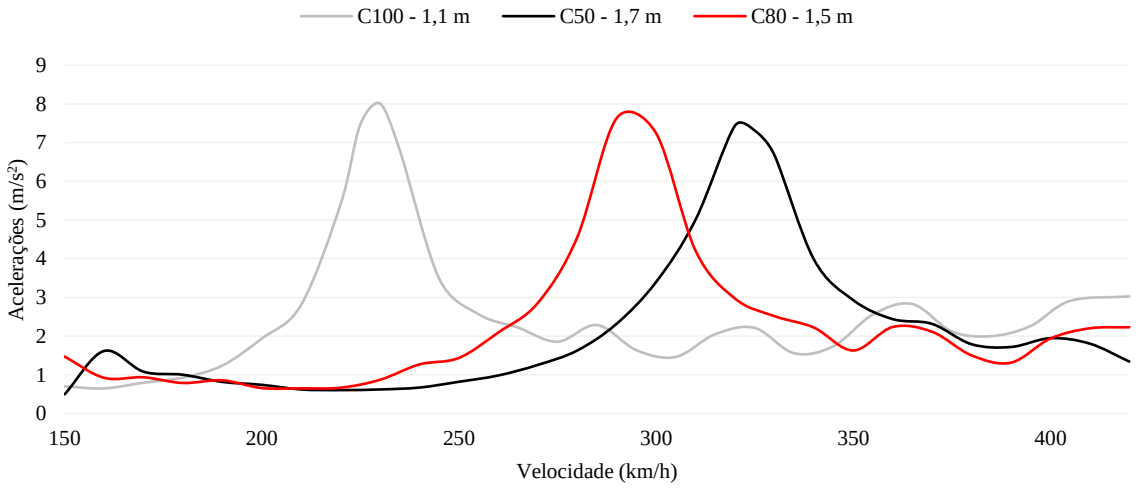


Figura 5.31 – Acelerações a meio vão.

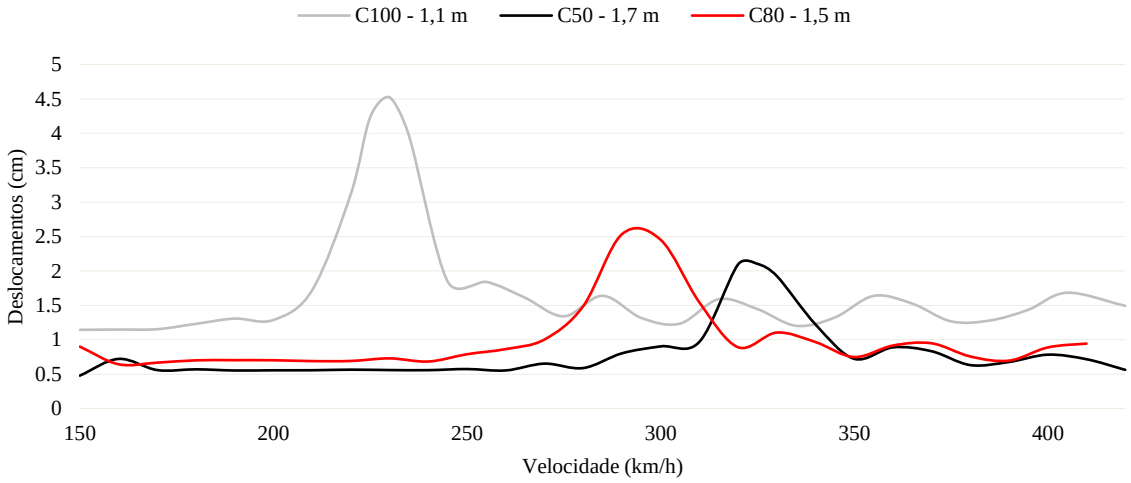


Figura 5.32 – Deslocamentos a meio vão.

No anexo A.3, representam-se ainda os gráficos das acelerações e deslocamentos, em ressonância, para cada uma destas secções. O fenómeno é bastante percetível. Observa-se a ressonância com o primeiro modo de vibração.

Quanto aos resultados, são bastantes claros. A solução de menor inércia é totalmente inaceitável. Atinge-se a ressonância para uma velocidade bastante baixa, originando deslocamentos com consequências severas. O momento gerado por este deslocamento é quase duas vezes superior ao utilizado no dimensionamento estático.

Com o aumento da inércia, advém uma diminuição das acelerações e deslocamentos. Neste caso, é mais relevante o deslocamento do pico de ressonância para velocidades superiores. Seria possível, para inércias muito superiores, cumprir os limites regulamentares em ressonância. Porém, neste tipo de solução torna-se uma tarefa difícil, sendo mais interessante prever uma solução que atinja o pico de ressonância fora das velocidades de projeto.

As outras duas soluções acabaram também por ser inviabilizadas na verificação da estabilidade do balastro. As implicações dos deslocamentos em ressonância são já mais controladas. Enfatiza-se a verdadeira importância das inércias à flexão longitudinal. A altura da secção, é de facto determinante na sua incrementação.

6
CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No âmbito dos desenvolvimentos recentes no domínio dos novos materiais cimentícios, surge o presente desafio de utilizar estes materiais na conceção de tabuleiros pré-fabricados de pontes ferroviárias. O HPFRC, um betão de elevada resistência reforçado com fibras, manifesta um conjunto de características que o tornam um material elegível para a utilização em obras de arte. No entanto, o seu uso ainda não está enquadrado de forma satisfatória na regulamentação vigente.

Na presença do obstáculo orçamental consequente dos custos inerentes ao transporte e elevação das vigas, idealizou-se um tabuleiro constituído por quatro vigas de massa reduzida. Verificou-se uma importância extrema na consideração do faseamento construtivo. De facto, para além da sensibilidade teórica apurada na compreensão e aplicação dos conceitos evolutivos, identificaram-se momentos de incompatibilidade com o sistema estático final (sobretudo no momento de pré-tensionamento). Seguiu-se um procedimento extenso na preparação das ferramentas de análise estrutural.

Relativamente à solução de betão convencional, compreendeu-se um dimensionamento fortemente governado pela capacidade de resistência à compressão no instante inicial de transferência da pré-tensão. Este aspeto foi condicionante no processo de otimização. Numa posterior verificação dos estados limite, averiguou-se uma necessidade complementar de armaduras ordinárias longitudinais. A distribuição racional dos embainhamentos dos cordões, demonstrou um papel central na verificação de tensões a curto e longo prazo, para além de controlar a distribuição das tensões não lineares na amarração dos cordões.

Empregando-se HPFRC, abriram-se portas a novas configurações seccionais. Estudaram-se vigas de banzos espessos e de altura reduzida. Com introdução de resistências elevadas, permitiu-se a aplicação de quantidades abundantes de pré-esforço, conduzindo-se um dimensionamento limitado pelo espaço de distribuição de armaduras disponível, pelas verificações das compressões máximas admissíveis na transferência e pelo estado limite último de flexão. A incrementação do módulo de elasticidade proporcionou um controlo de deformações mais eficaz, apesar da menor inércia, e um bom controlo das perdas de pré-tensão. Ainda assim, os critérios exigentes da limitação da deformação vertical impostos para a satisfação do conforto dos passageiros, acabou por inviabilizar quatro das sete soluções propostas. Com a introdução das fibras, alcançaram-se reduções nas armaduras de flexão e de corte consideráveis, embora se possam maximizar estas contribuições em soluções de outra natureza, como por exemplo, pós-tensão. A norma MC2010 mereceu o devido destaque, visto decorrerem resultados menos penalizadores, entre os três regulamentos examinados. As contribuições das fibras estendem-se, no

entanto, a outros aspetos, como a fendilhação e a redução das armaduras de corte banzo-alma, aspetos que não foram alvo de estudo.

Foram efetuadas análises dinâmicas com vista a validar as soluções otimizadas. Os resultados mostraram a importância fundamental da altura das secções no comportamento dinâmico. O decremento de inércia à flexão longitudinal, resultante da redução de 10 cm da altura da secção é bastante evidente. No processo de otimização dos tabuleiros formados por vigas HPFRC, verificou-se uma tendência da redução progressiva do comprimento do banzo inferior à medida que se estudaram secções mais altas. Isto porque, para manter um bom aproveitamento material, com o aumento das alturas, das excentricidades de pré-tensão, resultando também áreas maiores, originavam-se soluções pouco comprimidas. Com esta redução progressiva do banzo inferior, tornou-se cada vez mais evidente a pertinência do estudo de vigas em "I". De facto, este tipo de secção, proporciona almas finas e alturas de secção mais elevadas, mantendo uma área reduzida. Restaria avaliar as consequências decorrentes da diminuição da rigidez torsional resultante da perda da secção fechada.

O comportamento dinâmico insatisfatório permitiu ainda concluir que a satisfação das exigências de desempenho dinâmico do tabuleiro com uma solução simplesmente apoiada é muito condicionante, sendo claramente vantajosa a conceção de soluções com continuidade estrutural para evitar vigas muito altas. A continuidade possibilita o aumento da rigidez global da estrutura e elimina a dependência da resposta dinâmica de apenas um modo de vibração.

Os resultados obtidos demonstram ainda que a otimização das soluções conduzida com base em formas da secção transversal da viga pré-fabricada similares às usadas em betão convencional não será a mais adequada. Conclui-se que será preferível limitar a altura mínima das vigas com vista a assegurar valores da inércia à flexão consentâneos com os requisitos de desempenho dinâmico do tabuleiro, o que leva à necessidade de otimização da forma da secção "U", eventualmente concentrando os cordões junto às almas e adotando banzos e almas mais delgados.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A enorme versatilidade de aplicação do HPFRC, estende-se a vários domínios de aplicação em tabuleiros de pontes. Confirmou-se o enorme potencial material, apesar dos resultados. Do ponto de vista desenvolvido no decorrer da dissertação, a necessidade da incidência sobre este tópico é notória e fará todo o sentido prosseguir o presente estudo, levando em consideração as conclusões, para ajustar o rumo futuro. Considerando o tempo disponível de execução, existiram alguns aspetos que não foram avaliados, entre os quais: a consideração de uma metodologia simplificada da análise seccional destinada à avaliação da abertura de fendas e a dispensa de armaduras de corte banzo-alma em virtude da adição de fibras.

Sugere-se a continuidade do presente caso de estudo, adotando-se uma solução de continuidade. Para além da reformulação da forma da secção, aludida acima, deverão ainda ser estudadas soluções com vigas em "I" ou em "T". Recomenda-se um dimensionamento acompanhado de análises dinâmicas na medida em que o comportamento dinâmico se revelou condicionante.

Seria interessante estender-se o campo de aplicação destas soluções estruturais a outros tipos de utilização de pontes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] F. Saraiva, "Estruturas Pré-fabricadas em Betão", Lisboa: IST, 2012.

[2] *Fédération Internationale du Béton* - FIB, *Precast concrete bridges*, fib Bulletin Nº 29. 2004.

[3] A. Couto e J. Couto, "Vantagens produtivas e ambientais da pré-fabricação," 2007. Disponível em: http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/8520/2/132.pdf.

[4] F. Cunha, "Dimensionamento de tabuleiros de pontes com vigas de betão pré-fabricado". 2010.

[5] C. Sousa, "Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas pré-fabricadas: Soluções com ligação em betão armado". 2004.

[6] Instituto Português da Qualidade - IQP, *NP EN 15050, Produtos prefabricados em betão: Elementos de pontes*. 2008.

[7] C. Sousa, "Estruturas Pré-fabricadas de Betão". 2020. Disponível em: https://sigarra.up.pt/feup/pt/ucurr_geral.ficha_uc_view?pv_ocorrencia_id=455641.

[8] F. Rapattoni, "Short–Span Bridges–Leading Australian Innovations," in *17th Congress of IABSE. Creating and Renewing Urban StructuresInternational Association for Bridge and Structural Engineering*. 2008.

[9] C. Sousa, R. Calçada e A. Neves, "Fadiga em tabuleiros pré-fabricados de pontes ferroviárias de linhas de alta velocidade," em *2. º congresso nacional da pré-fabricação em betão-ANIPB 2008*, Lisboa, março de 2008.

[10] T. Tarrataca, "Construção de pontes com aduelas pré-fabricadas". 2009.

[11] *Bay Bridge Seismic Safety Projects*. "The Skyway". Disponível em: https://www.baybridgeinfo.org/skyway (data de acesso: 18/03/2021).

[12] *Bridge Tech*. "Design Review of Special Equipment". Disponível em: https://www.bridgetech-world.com/pages/design-review-of-special-equipment (data de acesso: 19/03/2021).

[13] A. Reis, "Concepção de tabuleiros contínuos pré-fabricados", *3as jornadas de estruturas de betão-pré-fabricação em betão, Porto*, 1999.

[14] R. Calçada, H. Figueiredo e R. Delgado, "Texto de suporte à disciplina Dinâmica de Estruturas em Vias Férreas de Alta Velocidade do Programa Doutoral em Engenharia Civil," 16/03/2021, 2009. Disponível em: https://sigarra.up.pt/feup/pt/ucurr_geral.ficha_uc_view?pv_ocorrencia_id=455660.

[15] Comité Europeu de Normalização, CEN, "Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão: Regras gerais e regras para edifícios". 2010.

[16] Comité Europeu de Normalização, CEN, "Eurocódigo 1 - Ações em estruturas: Ações de tráfego em pontes," 2017.

[17] D. Ribeiro, "Comportamento dinâmico de pontes sob acção de tráfego ferroviário a alta velocidade". 2004.

[18] J. Henriques, "Dynamic Behaviour and Vibration Control of High-Speed Railway Bridges through Tuned Mass Dampers," Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico,

Universidade de Lisboa, 2007. Disponível em: https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779571717296/Dissertacao.pdf.

[19] C. Araújo, "Fluência no betão desde as primeiras idades: um estudo experimental," 2015.

[20] S. Nunes e M. Coutinho, "Materiais de Construção 2 - Material de apoio às aulas," 2020. Disponível em: https://sigarra.up.pt/feup/pt/ucurr_geral.ficha_uc_view?pv_ocorrencia_id=436203.

[21] A. Hipólito e J. Câmara, *Comportamento em serviço de viadutos construídos com vigas pré-fabricadas*, Universidade Técncia de Lisboa. 2005.

[22] J. Camara and A. Hipolito, "Precast Bridges–Design for Time Dependant Effects," in *The Second International fib Congres, Naples*, 2006.

[23] J. Manterola, C. Fernández e M. Ginés, "Pontes". P.J.S. Cruz, J. Manterola, 2004.

[24] I. Marković, *High-performance hybrid-fibre concrete: development and utilisation*. IOS Press, 2006.

[25] K. Mujamil, D. Vinay, S. Ali, B. Shridhar and K. Kulkarni, "Mechanical properties of reactive powder concrete for different curing regimes," vol. 8, pp. 2698-2702, 12/01 2015.

[26] A. Abdelalim, T. Bahaa, W. Halawa and M. Hariri, "PERFORMANCE OF REACTIVE POWDER CONCRETE PRODUCED USING LOCAL MATERIALS," *HBRC Journal*, vol. 4, pp. 66-78, 12/01 2008.

[27] P. Richard e M. Cheyrezy, "Composition of reactive powder concretes," *Cement and concrete research*, vol. 25, no. 7, pp. 1501-1511, 1995.

[28] A. Rohden, A. Kirchheim e D. Molin, "Strength optimization of reactive powder concrete," *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, vol. 13, no. 5, 2020.

[29] M. Orgass e Y. Klug, "Fibre reinforced ultra-high strength concretes," in *Proceedings of the international symposium on Ultra high performance concrete, Kassel, Germany*, 2004.

[30] M. Di Prisco, M. Colombo e D. Dozio, "Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test validation," *Structural Concrete*, vol. 14, no. 4, pp. 342-361, 2013.

[31] S. Nunes, M. Pimentel e C. Sousa, "MECHANICAL AND FRACTURE BEHAVIOUR OF AN HPFRC," 2021.

[32] P. Rossi, P. Acker e Y. Malier, "Effect of steel fibres at two different stages: the material and the structure," *Materials and Structures*, vol. 20, no. 6, pp. 436-439, 1987.

[33] I. Löfgren, *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction-a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. Chalmers University of Technology, 2005.

[34] E. Fehling, M. Schmidt e S. Stürwald, *Ultra High Performance Concrete:(UHPC); Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel, Germany, March 05-07, 2008* (no. 10). kassel university press GmbH, 2008.

[35] J. Resplendino e F. Toulemonde, *Designing and Building with UHPFRC*. John Wiley & Sons, 2013.

[36] Fédération International du Béton - FIB, "fib Model Code for Concrete Structres 2010," 2010. Disponível em: https://www.fib-international.org/publications/model-

codes.html?gclid=CjwKCAjwn6GGBhADEiwAruUcKrukN3httzjh_fgCnnPGn41tEB5EBJsb7CF0uH9slT0hNChygrWbPxoC5skQAvD_BwE.

[37] A. Abrishambaf, M. Pimentel e S. Nunes, "A meso-mechanical model to simulate the tensile behaviour of ultra-high performance fibre-reinforced cementitious composites," *Composite Structures*, vol. 222, p. 110911, 2019/08/15/ 2019. Disponível em: https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.110911.

[38] European Committee for Standardization, CEN, "EN 14651, 2004: Test method for metallic fiber concrete –Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality,residual)," 2004.

[39] Midas Bridge. Disponível em: https://www.midasbridge.com/en/solutions/precast-concrete-bridges (Data de acesso: 05/06/2021).

[40] BIANCHI Technology for Precast. Disponível em: https://www.bianchicasseforme.it/en/moulds/prestressed-beam-lines/ (data de acesso: 05/06/2021).

[41] Precast Machinery. Disponível em: https://www.precastmachinery.com/prestressing-equipments-for-hollow-core-slabs/ (data de acesso: 05/06/2021).

[42] European Committee for Standardization, CEN, "Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules - Rules for buildings, bridges and civil engineering structures," 2021.

[43] Comité Europeu de Normalização, CEN, "Eurocódigo - Bases para o projeto de estururas," 2002.

[44] European Committee for Standardization, CEN, "EN 1990 - Eurocode: BASIS OF STRUCTURAL DESIGN: ANNEX A2:Application for bridges (Nomative)," 2005.

[45] I. Computer & Structures, *CSi Analysis Reference Manual*. EUA, 2017.

[46] L. Frýba, "A rough assessment of railway bridges for high speed trains," *Engineering Structures*, vol. 23, no. 5, pp. 548-556, 2001/05/01/ 2001, doi: https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00057-2.

[47] L. Vandewalle *et al.*, "RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete'-sigma-epsilon-design method-Final Recommendation," *Materials and Structures*, vol. 36, no. 262, pp. 560-567, 2003.

A

ANEXOS

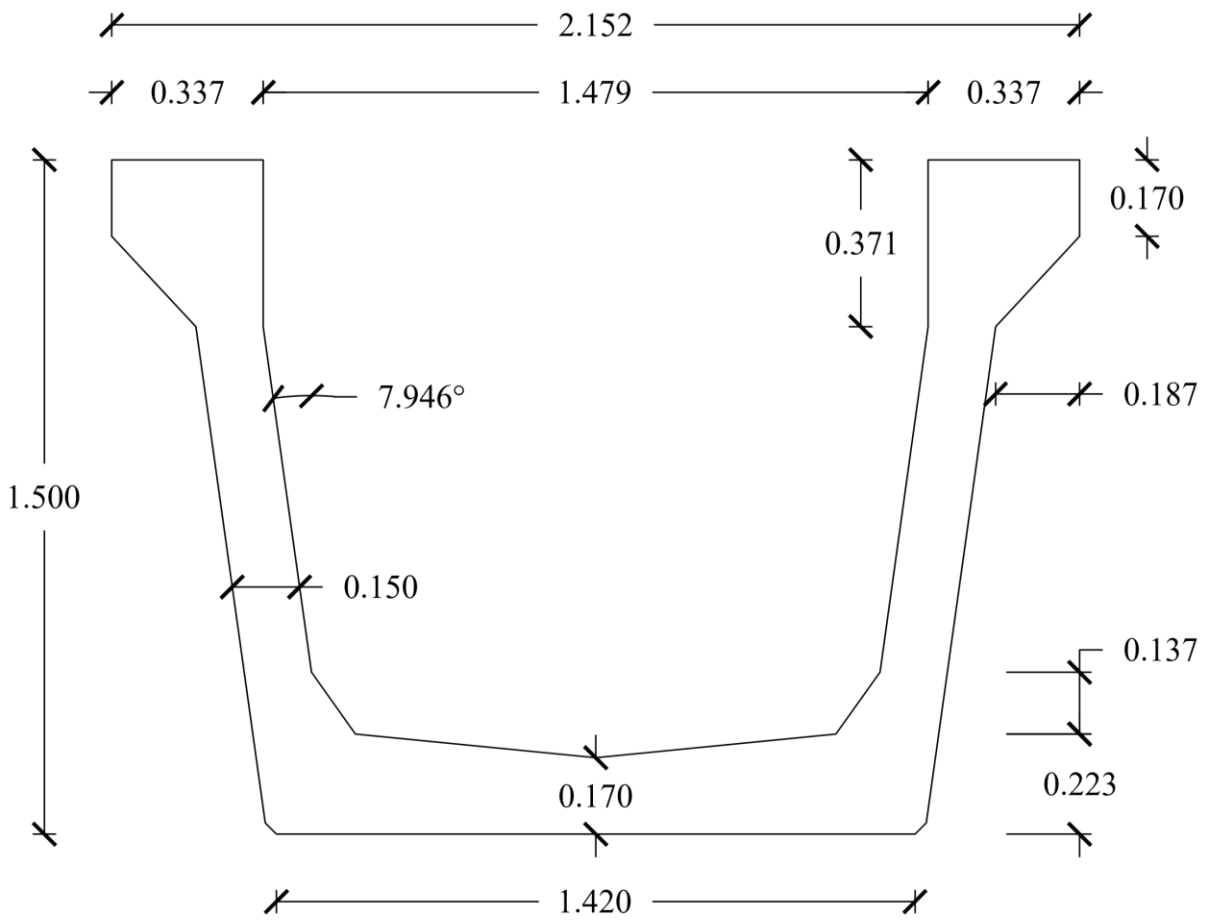
A.1. DESENHOS DAS SOLUÇÕES FINAIS DE HPFRC……1

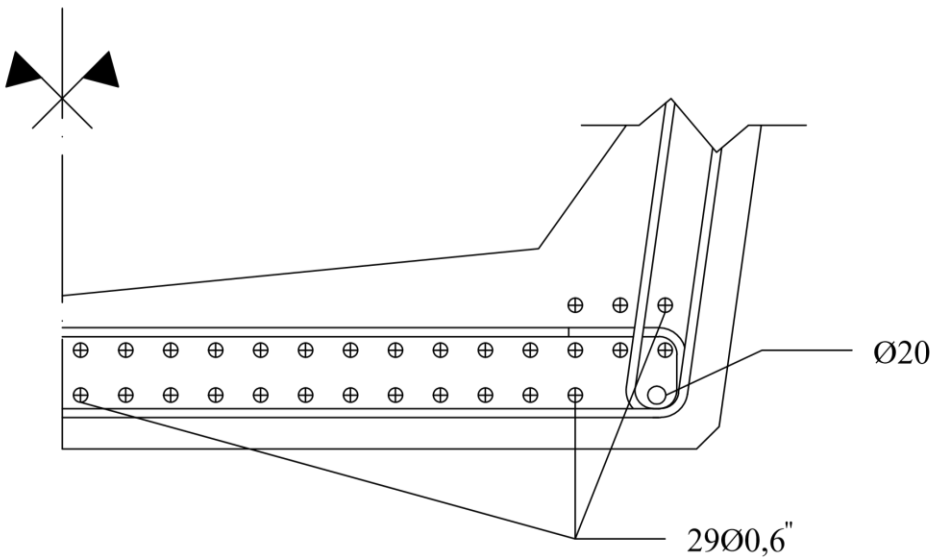
A.2. COMPARAÇÃO DOS EFEITOS DIFERIDOS…… 8

A.3. ACELERAÇÕES E DESLOCAMENTOS……...9

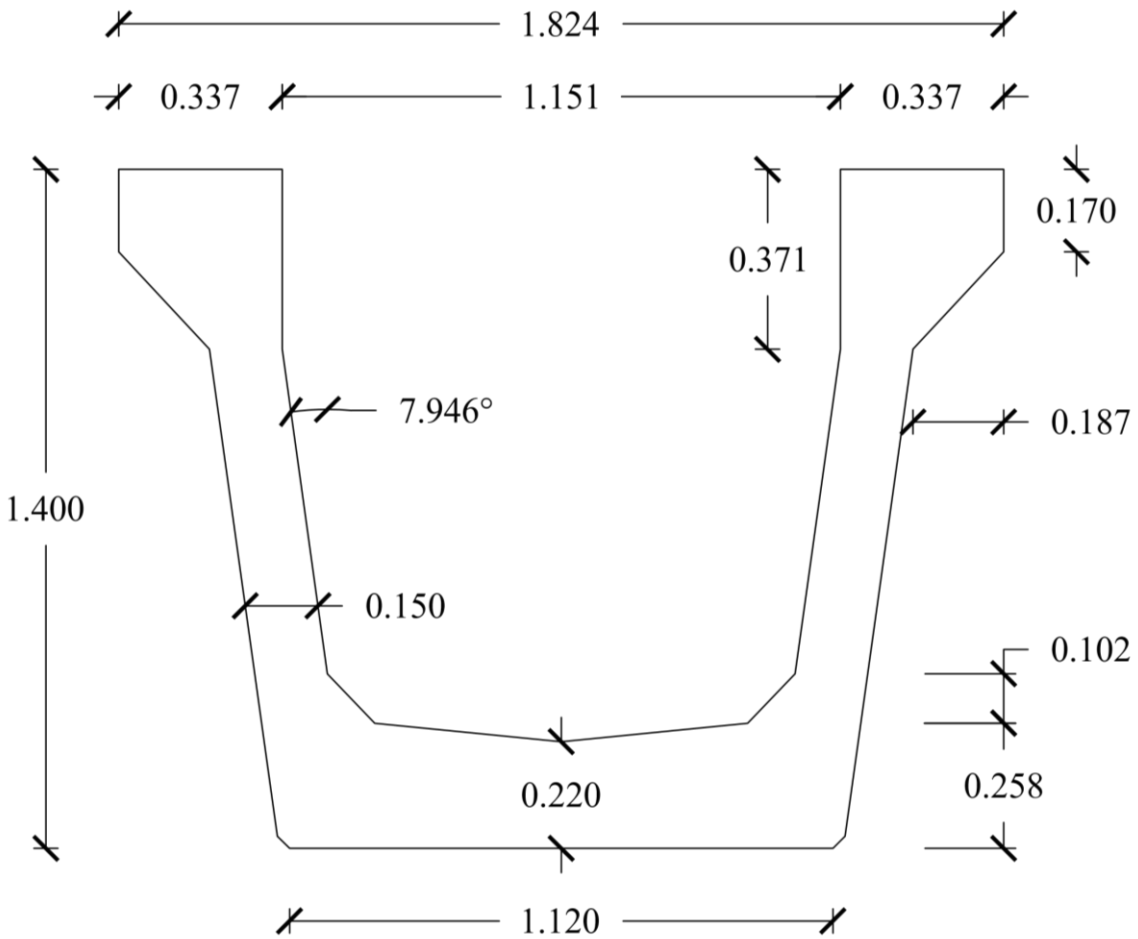
A.1. DESENHOS DAS SOLUÇÕES FINAIS DE HPFRC

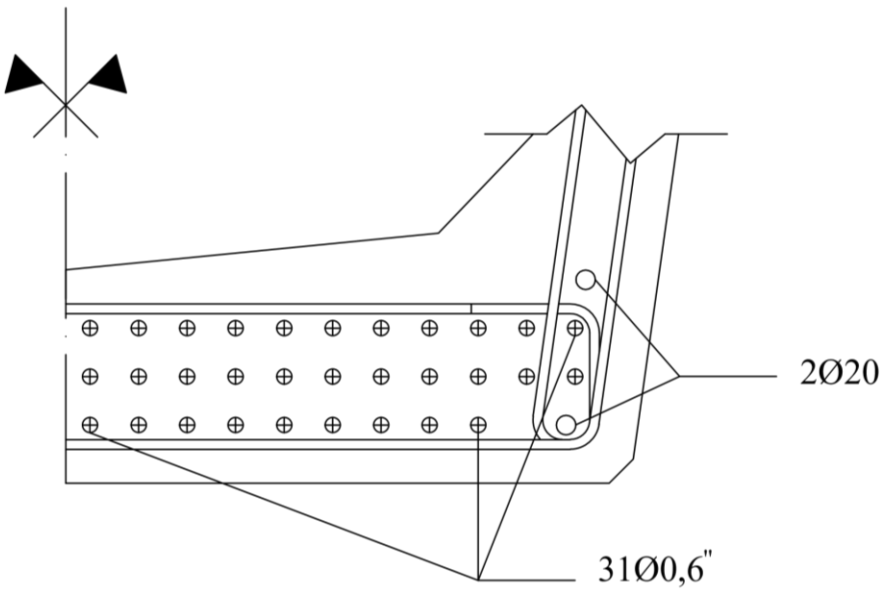
A.1.1. SECÇÃO 1,5



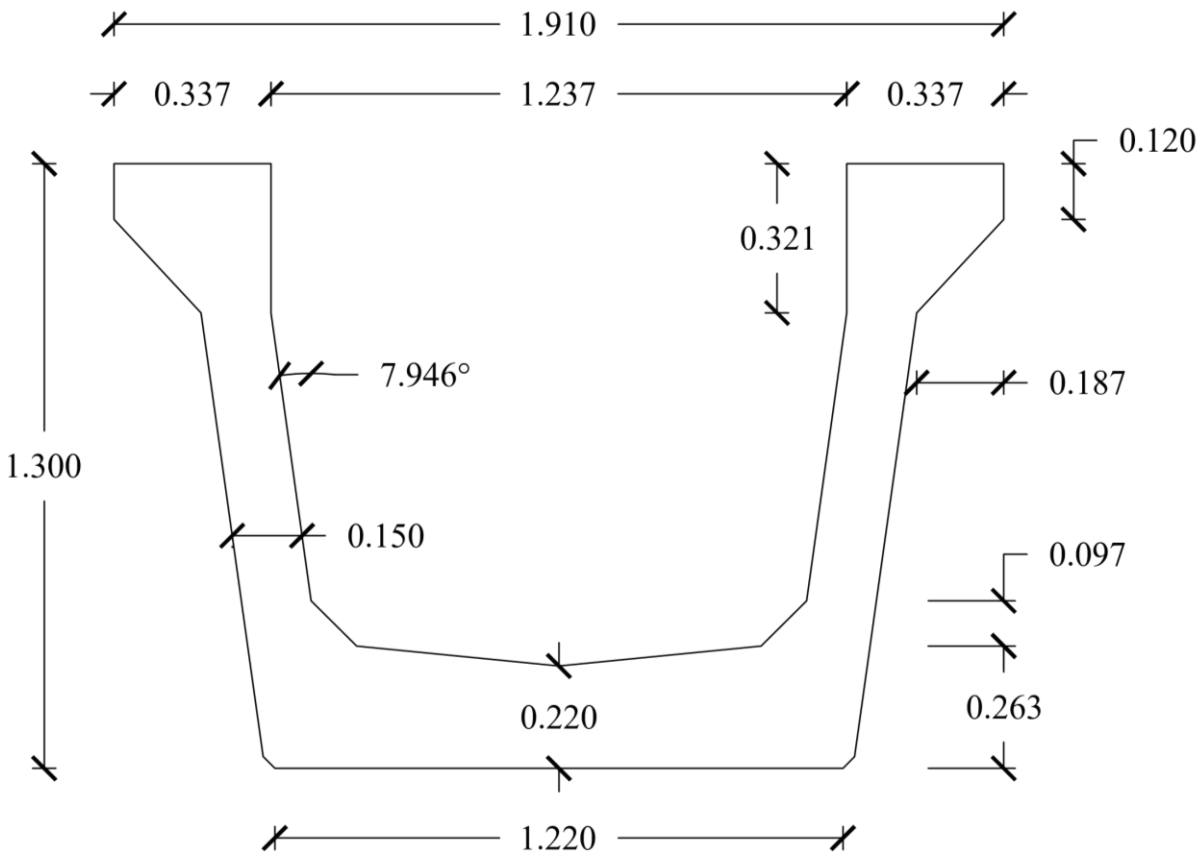


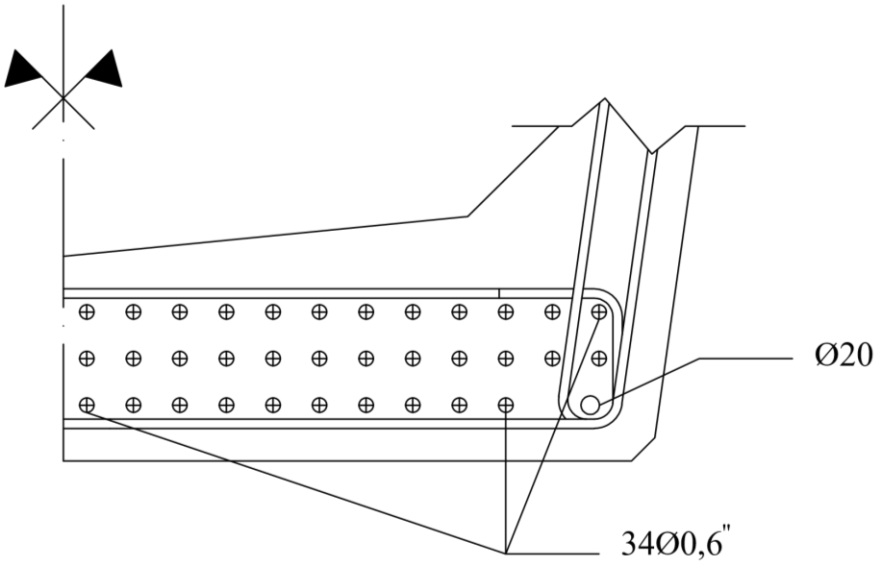
A.1.2. SECÇÃO 1,4



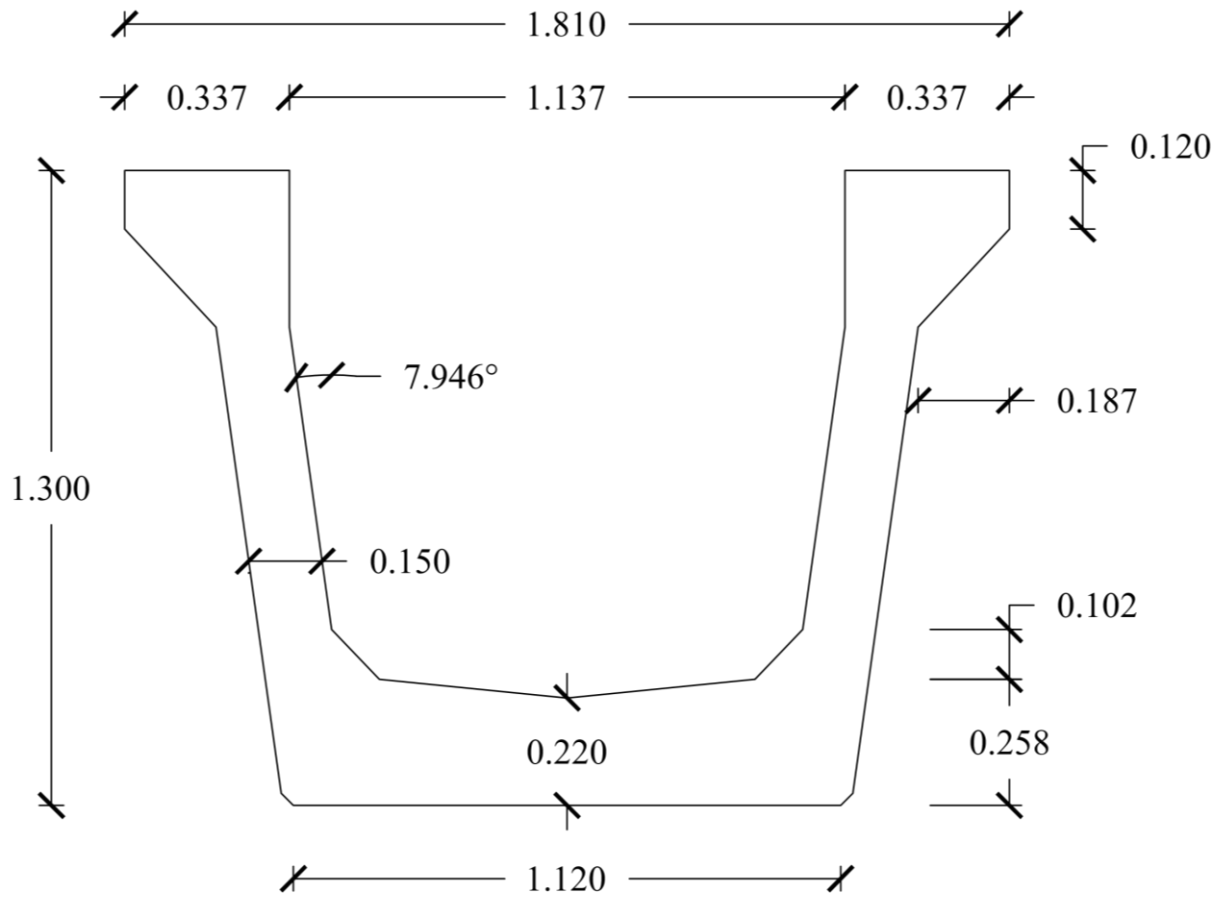


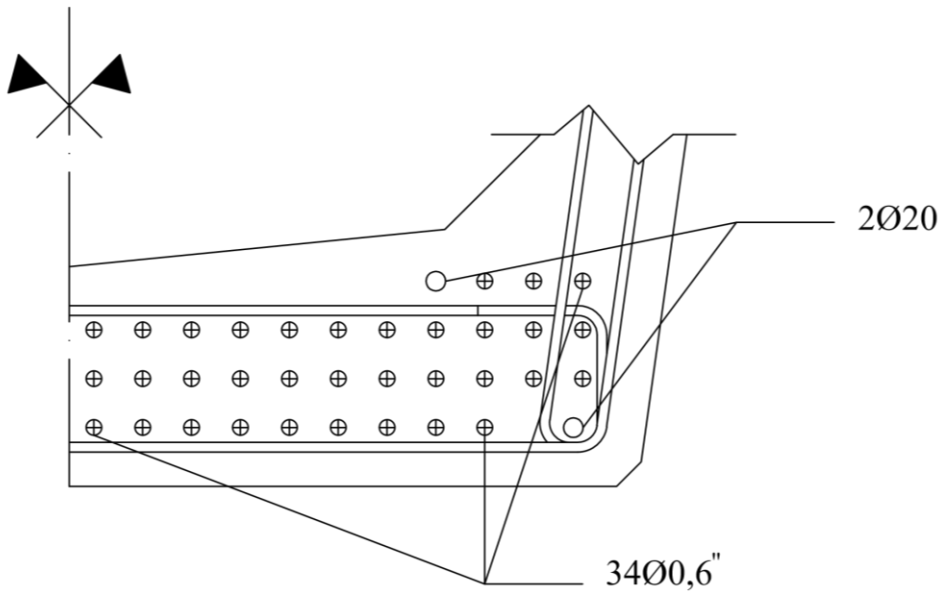
A.1.3. SECÇÃO 1,3 (1)



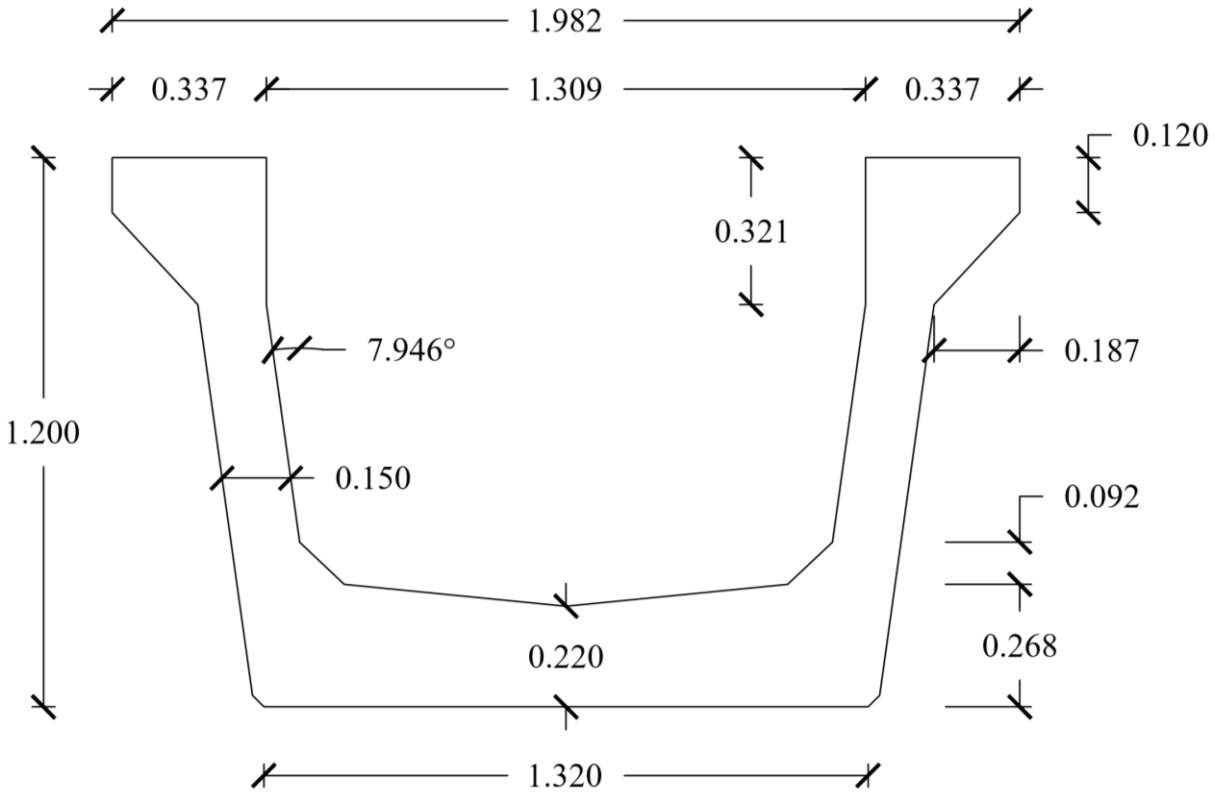


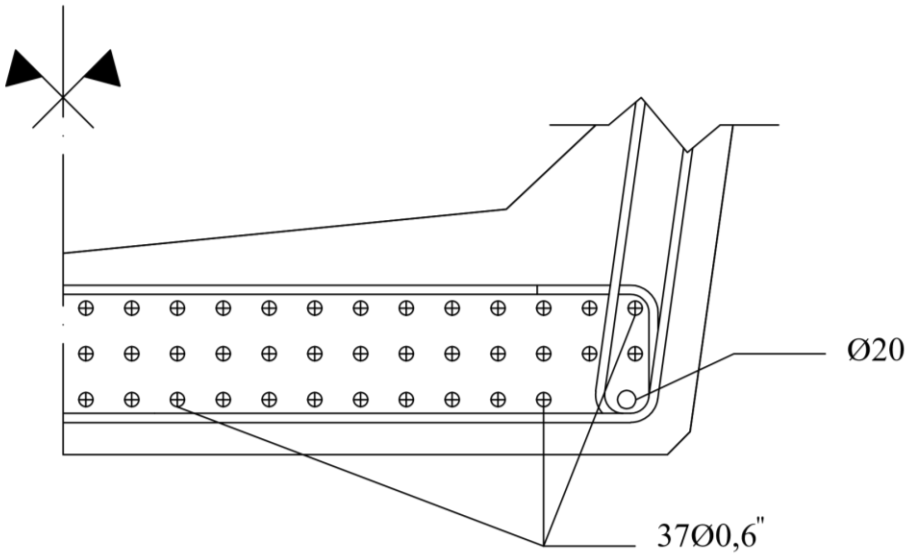
A.1.4. SECÇÃO 1,3 (2)



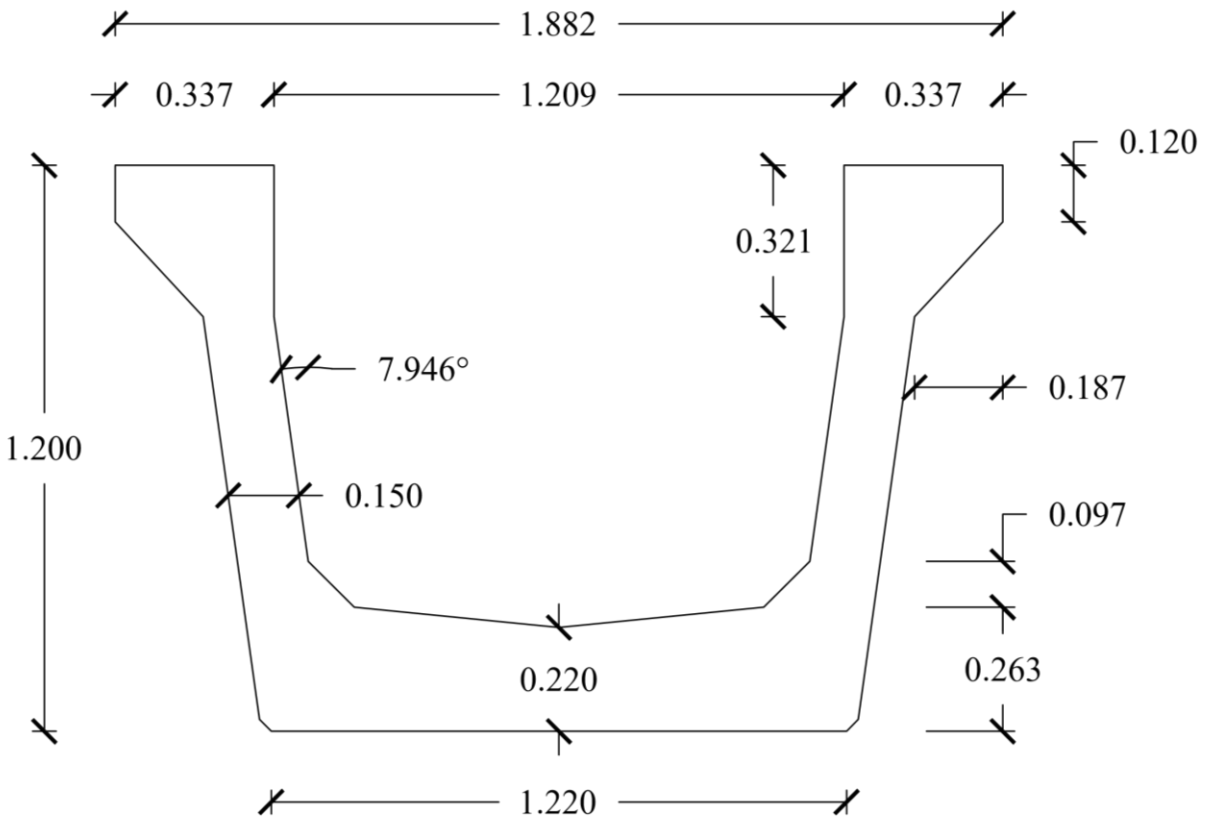


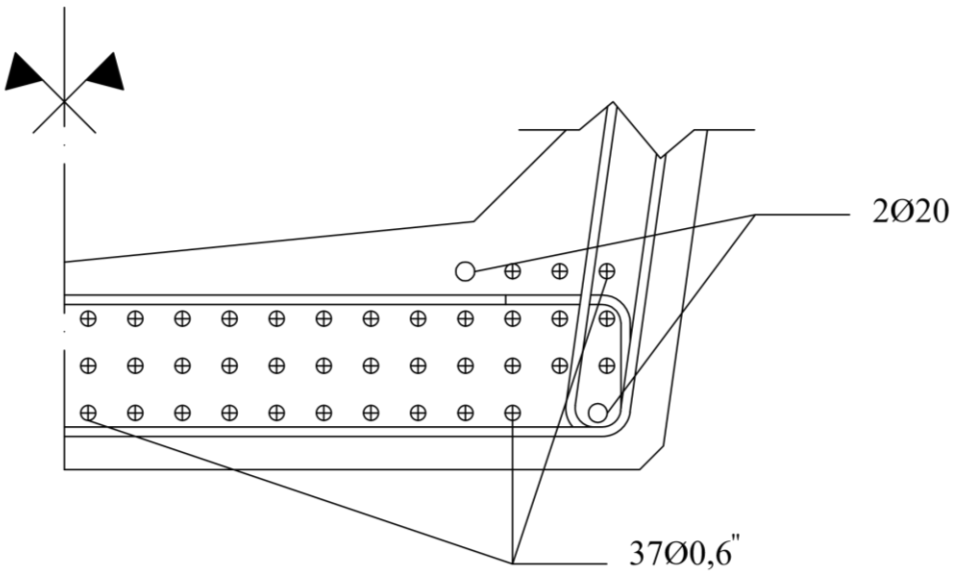
A.1.5. SECÇÃO 1,2 (1)



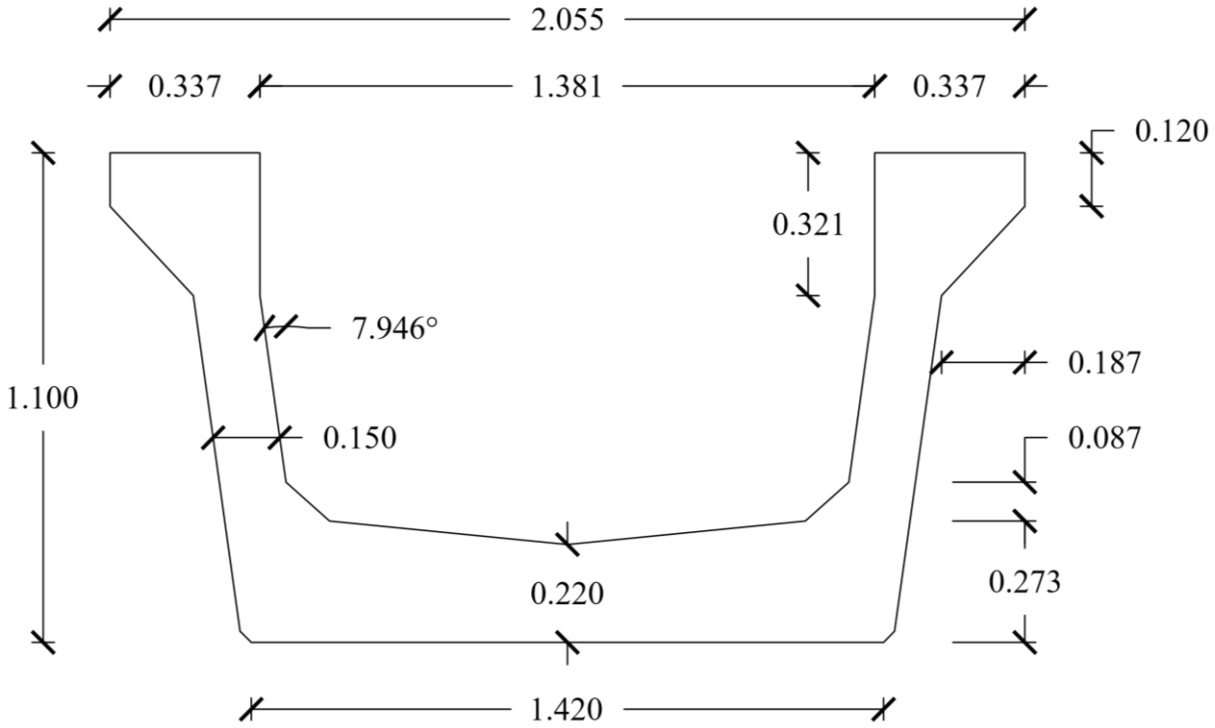


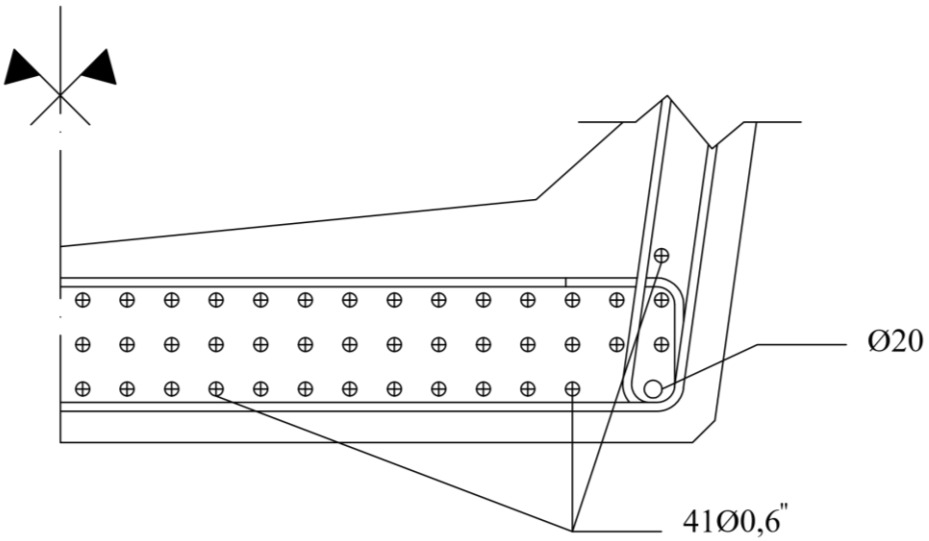
A.1.6. SECÇÃO 1,2 (2)





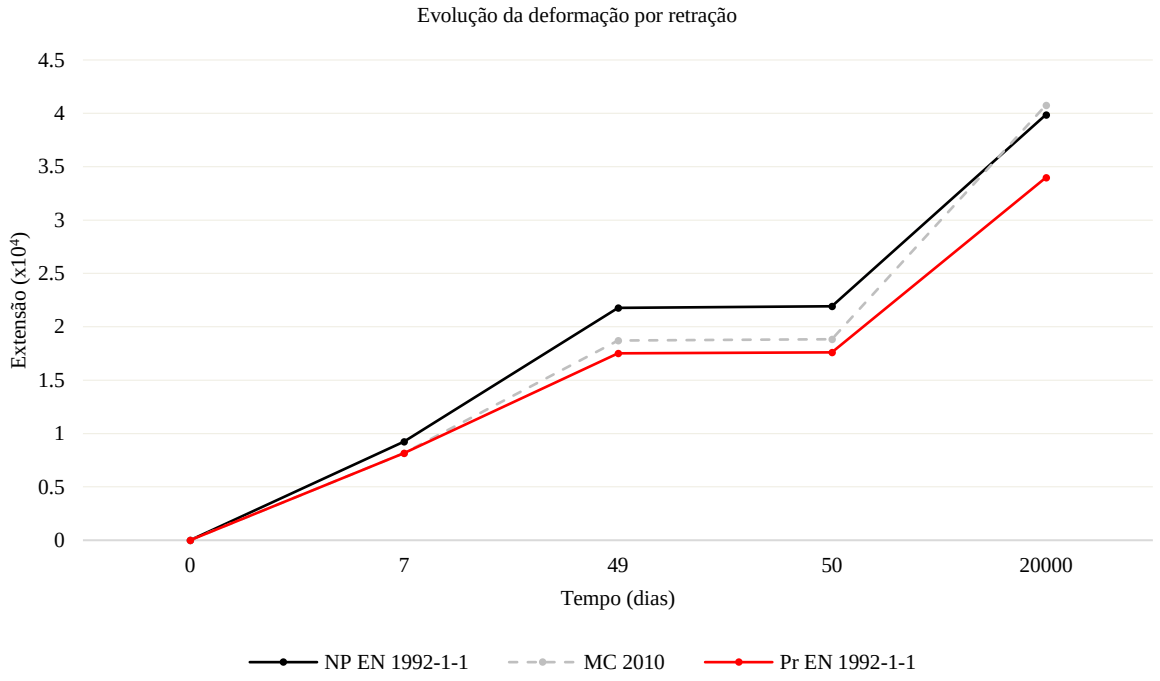
A.1.7. SECÇÃO 1,1





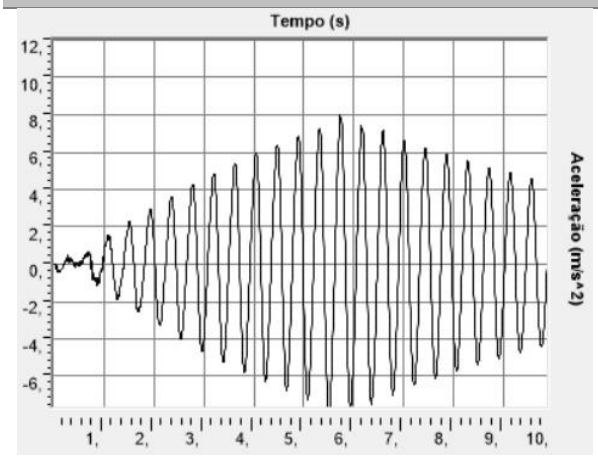
ANEXO A.2

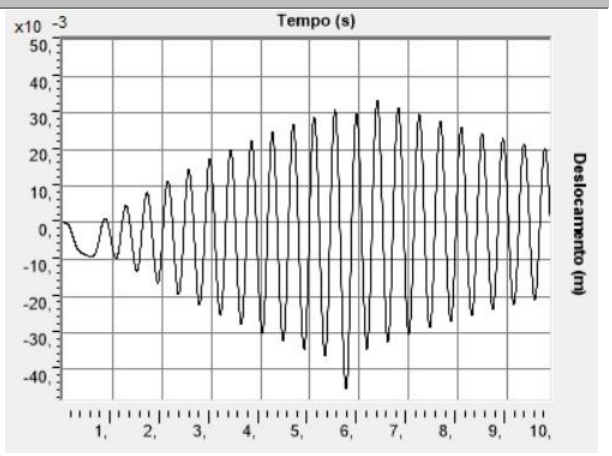
Norma	$\varphi(50,7)$	$\varphi(20\,000,7)$	$\varphi(20\,000,7)$
NP EN 1992-1-1	0.4168	0.8767	0.6598
MC2010	0.3907	0.8180	0.6053
Pr EN 1992-1-1	0.3907	0.8180	0.6053



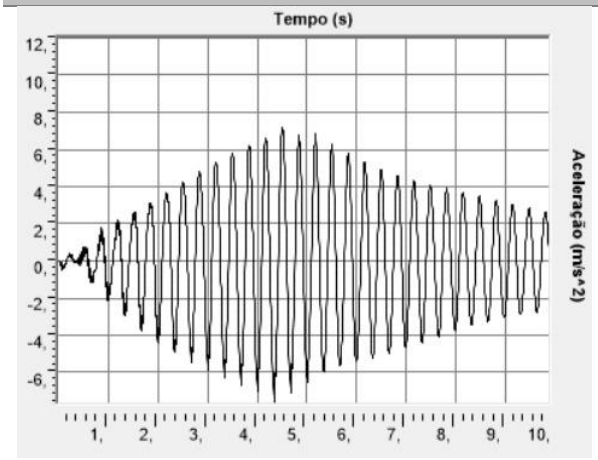
ANEXO A.3

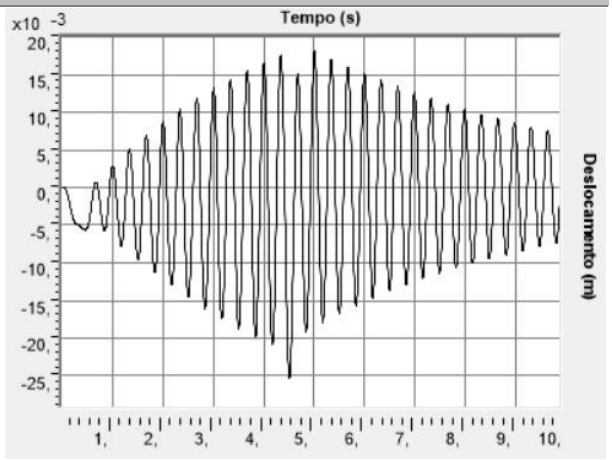
Secção 1,1 m





Secção 1,5 m





Secção 1,7 m

