



FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ESTUDO DA FASE DE APLICAÇÃO DE PRÉ- ESFORÇO EM TABULEIROS DE PONTES CONSTRUÍDOS TRAMO A TRAMO

Efeitos da deformabilidade do cimbra

DIOGO SOTTOMAYOR VASQUES DE CARVALHO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco

JULHO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

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

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

Aos meus Pais e Padrinho

A ciência compõe-se de erros,
que por sua vez são passos para a verdade

Júlio Verne

AGRADECIMENTOS

Ao entregar este trabalho para a conclusão do mestrado integrado em engenharia civil desejo expressar os meus sinceros agradecimentos a quem, de alguma forma, tornou possível não só a sua conclusão mas também a quem me acompanhou e ajudou ao longo do meu percurso académico.

Aos meus pais e irmãs, pela confiança e motivação que sempre demonstraram e que me ajudou a superar as fases mais difíceis. Agradeço-lhes acima de tudo o seu exemplo, e o esforço que fizeram para que a conclusão do curso fosse possível.

A toda a minha família, em particular ao meu Padrinho, pelo incondicional apoio e interesse que sempre demonstraram, a eles o meu muito obrigado.

Ao professor Pedro Pacheco, orientador científico deste trabalho, pela orientação e interesse manifestado no seu desenvolvimento. Agradeço-lhe o rigor e a forma amigável como sempre acompanhou o seu desenvolvimento. Não posso deixar de lhe agradecer todos os ensinamentos que me transmitiu durante o meu percurso académico, a ele devo parte da minha paixão por engenharia civil.

Ao engenheiro Pedro Borges, pela paciência e disponibilidade com que acompanhou o desenvolvimento deste trabalho. Agradeço-lhe o rigor e empenho que sempre demonstrou no esclarecimento de dúvidas que foram surgindo ao longo do estudo.

Não quero deixar de agradecer também a todos os meus colegas de curso pelas longas horas de estudo e conversas que tivemos, com elas aprendi muito. Agradeço-lhes também todos os momentos de diversão que me proporcionaram ao longo destes anos.

Ao meu amigo Sérgio pelo apoio técnico prestado durante a redacção deste documento. Sem ele, a conclusão deste trabalho não teria sido possível.

Por fim mas não menos importante, desejo agradecer à Daniela pela paciência e apoio que, ao longo destes anos, sempre demonstrou.

RESUMO

Na presente dissertação faz-se um estudo da fase de aplicação de pré-esforço em tabuleiros de pontes construídos tramo a tramo.

Expõe-se um modelo de cálculo que permite simular a fase de aplicação de pré-esforço e concluir sobre os esforços instalados no tabuleiro no final desta fase.

Com o intuito de avaliar a influência que a deformabilidade do cimbra tem sobre os esforços no tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço, o modelo é calculado para cimbras com diferente rigidez à flexão.

No final do trabalho apresentam-se curvas que relacionam a rigidez à flexão do cimbra com os esforços presentes no tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço.

PALAVRAS-CHAVE: Construção tramo a tramo, pré-esforço, deformabilidade do cimbra, esforços no tabuleiro, elementos de interacção cimbra-tabuleiro.

ABSTRACT

At the present dissertation, it has been conducted a study of the prestress application phase on bridges decks built span-by-span.

A calculation model is presented which allows simulating the prestress application phase and derive conclusions about installed efforts on the deck at the end of this phase.

Aiming to evaluate the influence that the scaffolding deformability has over the efforts on the deck at the end of the prestress application phase, the model is applied to a real case – the bridge over river Sousa – with simulations being made on which the unique variable parameter is the scaffolding bending stiffness.

At the end of this study, the curves establishing the relation between scaffolding bending stiffness and the efforts installed on the deck at the end of prestress application phase are presented.

Last but not least the conclusions about this work are exposed.

KEYWORDS: span-by-span construction, prestress, scaffolding deformability, efforts on the deck, scaffolding-deck interaction.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTO DO TRABALHO	1
1.2. PROBLEMA PROPOSTO	2
1.3. OBJECTIVOS	2
1.4. OPÇÕES FUNDAMENTAIS NO DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO	3
1.5. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO	3
2. SIMULAÇÃO DA APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO EM TABULEIROS DE PONTES CONSTRUÍDOS TRAMO A TRAMO	5
2.1. DESCRIÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO ADOPTADO	5
2.2. MODELO DE CÁLCULO DAS CARGAS EQUIVALENTES AO PRÉ-ESFORÇO	8
2.2.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO CABO	8
2.2.2. DETERMINAÇÃO DAS PERDAS DE TENSÃO NAS ARMADURAS	9
2.2.2.1. Perdas por atrito	9
2.2.2.2. Perdas por reentrada dos cabos nos órgãos de ancoragem	10
2.2.2.3. Perdas por deformação elástica do betão	11
2.2.3. DETERMINAÇÃO DAS ACÇÕES EQUIVALENTES	12
3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO	17
3.1. PONTE SOBRE O RIO SOUSA	17
3.1.1. DESCRIÇÃO GERAL	17
3.1.2. TRAÇADO DO PRÉ-ESFORÇO	19
3.1.3. MÉTODO CONSTRUTIVO	21
3.2. METODOLOGIA DE CÁLCULO	23
3.3. PERDAS NO PRÉ-ESFORÇO E CARGAS EQUIVALENTES	27
3.4. RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES	32

3.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	35
4. CONCLUSÕES	39
4.1. CONCLUSÃO DO TRABALHO	39
4.2. DESENVOLVIMENTO FUTURO	40
ANEXO A1 – PERDAS NO PRÉ-ESFORÇO E CARGAS EQUIVALENTES	41
ANEXO A2 – RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES.....	51
BIBLIOGRAFIA	63

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Esquema do modelo estrutural utilizado.....	6
Fig. 2.2 – Esquema dos modelos utilizados para quantificar os esforços.....	7
Fig. 2.3 – Diagrama $P(x)$ depois das perdas por atrito	10
Fig. 2.4 – Perdas de tensão devido ao escorregamento na ancoragem.....	11
Fig. 2.5 – Representação de um troço do cabo.....	14
Fig. 3.1 – Perfil longitudinal e secção transversal da ponte sobre o rio Sousa	17
Fig. 3.2 – Secção transversal da ponte utilizada no estudo	18
Fig. 3.3 – Evolução do módulo de elasticidade de um betão C35/45 com a idade	19
Fig. 3.4 – Traçado altimétrico dos cabos de pré-esforço	20
Fig. 3.5 – Disposição transversal dos cabos de pré-esforço	20
Fig. 3.6 – Composição das vigas metálicas que constituem o cimbra.....	22
Fig. 3.7 – Imagem da construção da ponte sobre o rio Sousa	23
Fig. 3.8 – Acção exercida pelo cimbra no tabuleiro.....	25
Fig. 3.9 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido apenas ao seu peso próprio	25
Fig. 3.10 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido apenas à acção vertical do cimbra	26
Fig. 3.11 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido ao seu peso próprio afectado de γ_{eq}	26
Fig. 3.12 - $P(x)$ após perdas instantâneas.....	28
Fig. 3.13 – Esforço axial introduzido pelo pré-esforço.....	29
Fig. 3.14 – Momentos concentrados nas extremidades introduzidos pelo pré-esforço.....	30
Fig. 3.15 – Cargas verticais distribuídas introduzidas pelo pré-esforço	31
Fig. 3.16 – Cargas verticais concentradas introduzidas pelo pré-esforço.....	32
Fig. 3.17 – Acção que o cimbra exerce sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço	33
Fig. 3.18 – Tensões instaladas no tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço ...	33
Fig. 3.19 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido à acção do cimbra	34
Fig. 3.20 – Deformada do tabuleiro devido à acção do cimbra.....	35
Fig. 3.21 – Curva de regressão K- $\gamma_{eq,m}$	35
Fig. 3.22 – Curva de regressão K- $\gamma_{eq,\delta}$	36
Fig. 3.23 – Tensões máximas e mínimas no tabuleiro em função de K.....	36

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 3.1 – Características geométricas da secção transversal.....	18
Quadro 3.2 – Módulo de elasticidade de um betão C35/45.....	19
Quadro 3.3 – Características dos troços dos cabos de pré-esforço	20
Quadro 3.4 – Cimbres utilizados no modelo	24
Quadro 3.5 – Valor de $P(x)$ nos pontos de inflexão	28
Quadro 3.6 – Cargas axiais distribuídas	29
Quadro 3.7 – Cargas verticais distribuídas	30
Quadro 3.8 – Cargas verticais concentradas	31

INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO DO TRABALHO

As pontes distinguem-se da maioria das obras de engenharia civil pela beleza estética e estrutural que lhes está associada. Para quem as estuda ou projecta, estas obras são também distintas da generalidade das obras de engenharia civil pela importância que o processo construtivo assume no projecto. Estas características fazem com que seja apaixonante estudar com mais pormenor os fenómenos associados à concepção e execução de pontes.

O fenómeno proposto para estudo prende-se com a distribuição de esforços durante a fase de aplicação de pré-esforço em tabuleiros construídos tramo a tramo com cimbres móveis autolanzáveis.

Existem publicações onde já é alertada a necessidade de se verificar os esforços instalados no cimbra e no tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço, antes de serem retiradas as cofragens.

No “manual de cimbres autolanzables”, recentemente publicado em Espanha, são propostas quatro combinações para verificar o estado limite último de rotura do cimbra. A última das quatro combinações prende-se com a situação de aplicação do pré-esforço. É referido, nessa publicação, que quando se introduz o pré-esforço num tramo do tabuleiro, parte do peso próprio do betão deixa de ser suportado pelo cimbra e passa a ser transmitido directamente do tabuleiro para o pilar. Nesta fase, pode haver zonas do cimbra que ficam sobrecarregadas devido à deformação do tabuleiro [1].

Na publicação espanhola “Diseño y utilización de cimbras” também é abordado o problema. Nesta publicação é referido que a flecha negativa introduzida pelo pré-esforço costuma ser muito pequena. Se o cimbra for muito elástico, pode não ficar totalmente descarregado. Neste caso uma parte importante do peso próprio do tabuleiro pode continuar a ser suportado pelo cimbra e o tabuleiro pode fissurar por excesso de pré-esforço [2].

Apesar destas publicações alertarem para a necessidade de se verificar os esforços que se desenvolvem na fase de aplicação do pré-esforço, ainda não existem estudos que apontem numericamente o valor desses mesmos esforços.

Nestas condições, a realização de um estudo que, de alguma forma, quantifique os esforços e deformações do tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço torna-se, sem dúvida, um trabalho com elevado interesse.

1.2 PROBLEMA PROPOSTO

O processo de construção de tabuleiros de pontes com auxílio de um cimbra autolanzável tem como fases principais a betonagem e a aplicação de pré-esforço. Este processo construtivo inicia-se pela montagem e colocação do cimbra. Esta estrutura apoia-se nos encontros e pilares da ponte e, eventualmente, na parte do tabuleiro anteriormente construído.

Depois de posicionado o cimbra, são ajustadas as cofragens e colocadas as armaduras (passiva e de pré-esforço) necessárias para a construção do tabuleiro. Em seguida, o tramo do tabuleiro em construção é betonado. Durante a betonagem, todo o peso do betão é suportado pelo cimbra. A introdução destes esforços faz com que esta estrutura se deforme. A deformada do cimbra nesta fase depende apenas do peso próprio do tabuleiro e da rigidez à flexão do cimbra. No final da betonagem, o cimbra exerce sobre o tabuleiro uma força igual e de sinal contrário ao carregamento a que foi sujeito.

Depois de betonado o tramo do tabuleiro em construção, é necessário esperar que se dê a cura do betão para que possa ser aplicado o pré-esforço. Quando o betão tiver a resistência necessária, definida em projecto, é então aplicado o pré-esforço.

O pré-esforço pode ser considerado como uma acção que pretende equilibrar parte do peso próprio do tabuleiro. As cargas introduzidas pelo pré-esforço são portanto tendencialmente ascendentes. Os esforços introduzidos pelo pré-esforço fazem com que o tabuleiro se deforme, sendo esta deformada oposta à deformada que ocorre durante a betonagem.

A rigidez à flexão do tabuleiro é normalmente maior que a do cimbra e as cargas ascendentes introduzidas pelo pré-esforço são normalmente menores que a carga do peso próprio do tabuleiro. Por isso, a deformada que ocorre durante a fase de aplicação de pré-esforço é menor que a que ocorre durante a betonagem. Desta forma, no final da fase de aplicação de pré-esforço o cimbra encontra-se ainda deformado e, portanto, continua a exercer uma acção ascendente sobre o tabuleiro.

A acção que o cimbra exerce sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço corresponde a uma percentagem do peso próprio do tabuleiro. Esta acção depende da deformada final do cimbra, que por sua vez depende da sua rigidez à flexão. Assim, impõem-se duas questões:

- Qual a percentagem de peso próprio suportado pelo tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço?
- Qual a influência da deformabilidade do cimbra nos esforços gerados no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço?

1.3 OBJECTIVOS

Exposto que está o problema, pretende-se nesta dissertação quantificar a percentagem de peso próprio do tabuleiro que este efectivamente suporta no final da fase de aplicação de pré-esforço. Tal como exposto anteriormente, o valor desta força depende da rigidez à flexão do cimbra. Assim, pretende-se calcular um coeficiente γ que indique a percentagem de peso próprio suportado pelo tabuleiro em função da rigidez do cimbra no final da fase de aplicação do pré-esforço.

Uma vez conhecida a acção que o cimbra exerce sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço é possível quantificar com rigor o estado de tensão do tabuleiro nesta fase. Assim, pretende-se quantificar este estado de tensão e verificar se os limites de tensões instaladas no tabuleiro não ultrapassam os limites regulamentares.

1.4 OPÇÕES FUNDAMENTAIS NO DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

Para a realização do estudo acima exposto foi necessário tecer algumas considerações que permitissem que os objectivos propostos fossem alcançados em tempo útil. Neste subcapítulo referem-se as opções tomadas no desenvolvimento do trabalho. Estas opções têm em vista a simplificação do trabalho sem, contudo, se esperar que alterem a expressividade dos resultados obtidos.

O estudo efectuado pretende apenas avaliar as consequências que o problema exposto no subcapítulo 1.2 possa trazer para o tabuleiro. Os esforços instalados no cimbra não são portanto objectivo de estudo nesta dissertação.

Um dos objectivos da presente dissertação é calcular um coeficiente que relacione a rigidez à flexão do cimbra com o peso próprio efectivamente suportado pelo tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço. A obtenção de uma curva adimensional que estabeleça essa relação é complicada de obter, uma vez que os parâmetros que influenciam os resultados são variadíssimos. Assim, neste estudo efectuou-se a análise do problema para um caso concreto. Os resultados obtidos são portanto referentes a uma obra específica, pretendendo-se essencialmente lançar o debate sobre este problema.

No estudo efectuado considerou-se que as forças de interacção entre o cimbra e o tabuleiro da ponte seriam apenas verticais. Desta forma, as forças de atrito que se desenvolvem entre estes dois elementos quer na fase de betonagem quer na fase de aplicação de pré-esforço foram desprezadas.

A cofragem do tabuleiro da ponte não foi considerada no estudo. Assim, a rigidez que este elemento confere ao conjunto, bem como os efeitos que possam ocorrer devido ao seu esmagamento, não são considerados.

Foram desprezados os efeitos que o endurecimento do betão pode criar ao longo do período da betonagem.

Na modelação da estrutura para estudar o problema proposto foram apenas considerados dois tramos do tabuleiro. Assim, a influência que os tramos do tabuleiro construídos anteriormente a estes possam ter na distribuição dos esforços não foi considerada. O estudo realizado também não é válido no que se refere ao primeiro e último tramo do tabuleiro a construir.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

O texto está organizado em 4 capítulos, sendo o presente um capítulo introdutório.

No capítulo 2 expõem-se o modelo estrutural utilizado para estudar a fase de aplicação de pré-esforço em tabuleiros de pontes construídas tramo a tramo. É também exposta a forma como são calculadas as cargas equivalentes ao pré-esforço.

No capítulo 3 são apresentadas, numa primeira parte, as características da ponte utilizadas neste estudo. Em seguida expõe-se a forma de cálculo utilizada, os resultados obtidos e a análise desses mesmos resultados.

No capítulo 4 expõem-se as conclusões a retirar do estudo efectuado bem como possíveis desenvolvimentos futuros para tornar este estudo mais rigoroso e genérico.

2

SIMULAÇÃO DA APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO EM TABULEIROS DE PONTES CONSTRUÍDOS TRAMO A TRAMO

2.1 DESCRIÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO ADOPTADO

No presente capítulo expõe-se o modelo estrutural utilizado para avaliar os esforços e deformações do tabuleiro presentes no final de cada fase de aplicação de pré-esforço.

O modelo adoptado procura simular a interacção existente entre o cimbra, o troço do tabuleiro em construção e o troço do tabuleiro anteriormente construído, podendo-se desta forma avaliar os esforços e deformações do tabuleiro da ponte no final da fase de aplicação de pré-esforço. O modelo aqui proposto é válido para tabuleiros de pontes cuja secção transversal bem como a disposição dos cabos de pré-esforço seja simétrica de forma a não serem desenvolvidos esforços de torção. Nestas condições o estudo do problema pode ser feito através de um estado plano de tensão.

A continuidade dos cabos de pré-esforço ao longo de todo o tabuleiro é um dos requisitos necessários para que se possa utilizar o modelo proposto. Nestas condições, durante a aplicação de pré-esforço no troço do tabuleiro em construção, os tramos do tabuleiro anteriormente construídos têm influência na distribuição dos esforços e, conseqüentemente, têm influência na deformabilidade do tramo em construção. Por simplificação, e porque o tramo anterior ao que está em construção é o que tem maior influência na distribuição dos esforços gerados pela acção do pré-esforço, este modelo considera apenas o tramo em construção e o tramo executado no ciclo de construção anterior.

Pretende-se, no estudo efectuado, estudar a aplicação de pré-esforço em tabuleiros com as características geométricas (área e inércia) constantes ao longo do seu desenvolvimento. Nestas condições, as características geométricas do tabuleiro a utilizar no modelo são as características reais da ponte em estudo. No que respeita a características mecânicas, devem ser considerados os módulos de elasticidade dos dois troços do tabuleiro correspondentes à sua idade. O módulo de elasticidade do tramo em estudo $E_i(t_i)$ e o módulo de elasticidade do tramo anteriormente construído $E_{i-1}(t_{i-1})$, onde:

i - é o número do tramo do tabuleiro em estudo

t_i - é a idade do tramo i na altura de aplicação do pré-esforço

t_{i-1} - é a idade do tramo $i-1$ na altura de aplicação do pré-esforço

$t_{i-1} - t_i$ - é o espaço de tempo entre a aplicação de pré-esforço de $i-1$ e i ou seja, é o tempo de duração de um ciclo de construção

Por simplificação os apoios do tabuleiro (pilares) são modelados como sendo infinitamente rígidos.

Tal como o tabuleiro, o cimbra é modelado através de elementos de barra. As características geométricas e mecânicas do cimbra são impostas de modo a obter a rigidez à flexão pretendida.

O cimbra apoia-se longitudinalmente em dois pontos. Na parte traseira apoia-se no 1/5 de vão do tramo do tabuleiro anteriormente construído através de barras de suspensão. Este apoio é modelado por uma única barra com as mesmas características (área e módulo de elasticidade) que as barras de suspensão reais. O contraventamento longitudinal do cimbra é modelado através de um “rigid link” (ligação infinitamente rígida) horizontal comandado pelo deslocamento do 1/5 de vão do tramo já construído. O apoio dianteiro do cimbra que se encontra fixo ao pilar dianteiro, é considerado, por simplificação, como infinitamente rígido.

Uma vez que o principal objectivo desta dissertação é estudar a influência que a rigidez do cimbra tem nos esforços gerados no tabuleiro durante a fase de aplicação de pré-esforço, é necessário que o modelo permita quantificar os esforços que se desenvolvem devido à interacção entre estes dois elementos. Assim, na modelação o tabuleiro e o cimbra estão ligados por barras verticais muito rígidas axialmente. Estas barras, que na realidade não existem, funcionam então como elementos de interacção ente o cimbra e o tabuleiro. Através do esforço axial neles instalado é possível quantificar a força vertical exercida pelo cimbra no tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço. Neste modelo, o espaçamento entre os elementos de interacção é considerado constante ao longo do tramo do tabuleiro em estudo com excepção da zona do apoio traseiro. Nesta zona, por existir uma variação de esforços entre o cimbra e o tabuleiro mais brusca o espaçamento entre os elementos deve ser menor.

Na figura 2.1 representa-se esquematicamente o modelo estrutural utilizado:

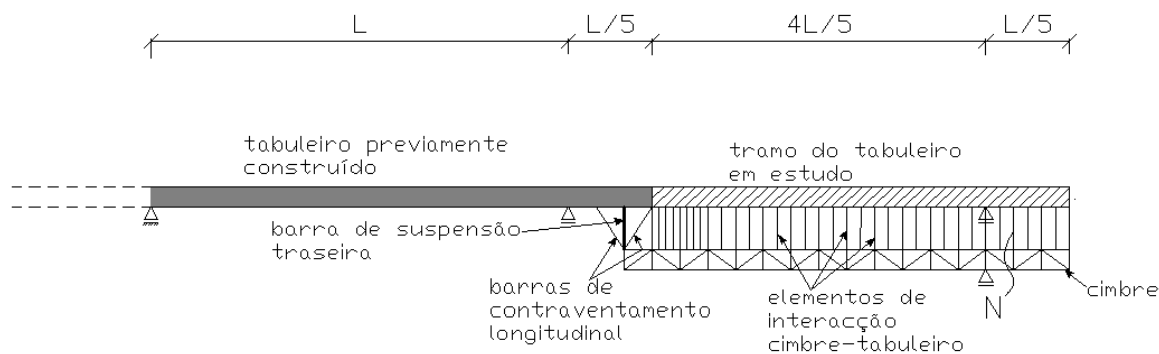


Fig. 2.1 – Esquema do modelo estrutural utilizado

Através deste modelo pretende-se calcular o peso próprio do tabuleiro que está a ser suportado pelo cimbra no final da fase de aplicação do pré-esforço (antes de ser retirada a cofragem). Esse peso pode ser avaliado através da análise do esforço axial instalado nos elementos de interacção cimbra-tabuleiro (N). A diferença de rigidez do tabuleiro entre a fase de betonagem e a fase de aplicação de pré-esforço implica que o cálculo dos esforços seja efectuado em duas fases, com modelos distintos. O

esforço axial final dos elementos de interacção cimbra-tabuleiro é então dado pela soma do esforço axial na fase de betonagem com o esforço axial na fase de aplicação do pré-esforço, tendo-se sempre o cuidado de verificar que $N \geq 0$.

O modelo utilizado para simular a betonagem é muito semelhante ao exposto na fig. 2.1. para simular a fase de aplicação do pré-esforço. A grande diferença reside no módulo de elasticidade dos dois tramos do tabuleiro. Uma vez que a betonagem é efectuada antes da aplicação do pré-esforço, o módulo de elasticidade do betão constituinte dos tramos sofre uma redução relativa a esse intervalo de tempo. O mesmo é dizer que o tramo em estudo tem um módulo de elasticidade nulo e o tramo anteriormente construído um módulo de elasticidade correspondente $t_{i-1} - t_i$ dias.

No modelo utilizado para simular a betonagem a carga aplicada no cimbra corresponde ao peso próprio do tramo do tabuleiro em estudo. É portanto uma carga uniformemente distribuída com um valor igual à área da secção transversal do tabuleiro multiplicada pelo peso volúmico do betão armado (25 KN/m^3). A aplicação destas cargas no modelo vai fazer com que os elementos de interacção cimbra-tabuleiro fiquem comprimidos. Por simplificação, a compressão instalada em cada elemento tem um valor igual à sua área de influência multiplicada pelo peso próprio do tabuleiro, ou seja, são desprezados os efeitos que o endurecimento do betão possa criar ao longo da betonagem. O esforço axial nos elementos de interacção é, portanto, independente da rigidez à flexão do cimbra.

No modelo utilizado para simular a fase de aplicação do pré-esforço utilizou-se o método das cargas equivalentes para avaliar os esforços introduzidos na estrutura pelo pré-esforço. Uma vez que o pré-esforço pretende equilibrar parte do peso próprio da estrutura, a força introduzida pelo pré-esforço é tendencialmente ascendente. Assim, a aplicação de pré-esforço provoca um esforço axial de tracção na grande maioria dos elementos de interacção cimbra-tabuleiro. Ao contrário do que acontece na betonagem, nesta fase, a rigidez do cimbra tem uma grande influência no esforço axial instalado nestes elementos.

Na figura 2.2 representa-se esquematicamente os dois modelos utilizados para quantificar o esforço axial instalado nos elementos de interacção no final da fase de aplicação do pré-esforço.

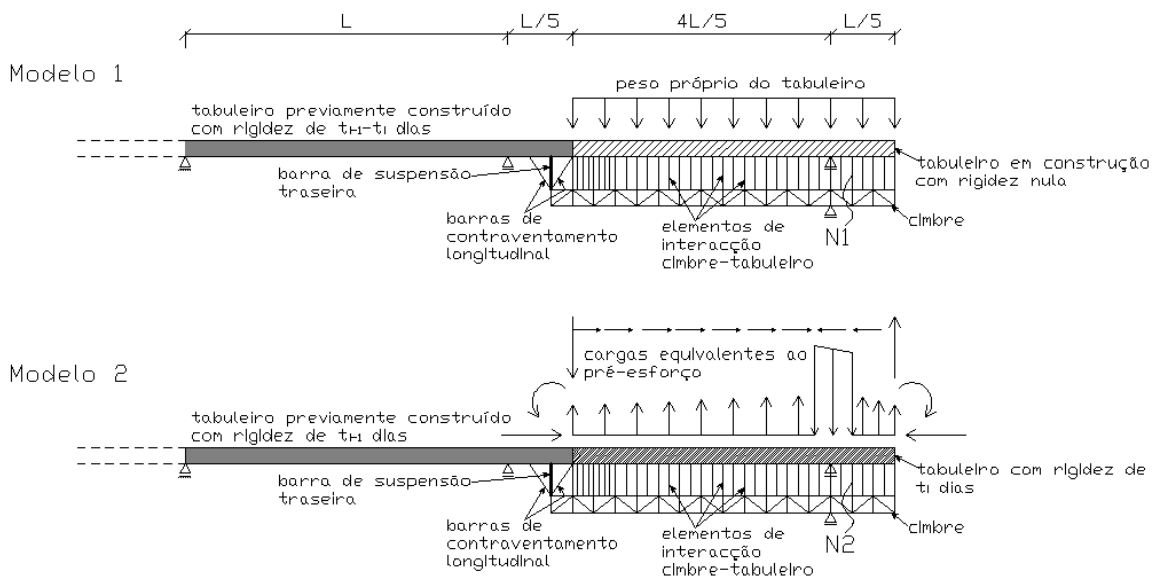


Fig. 2.2 – Esquema dos modelos utilizados para quantificar os esforços; modelo 1 (betonagem), modelo 2 (aplicação do pré-esforço)

O esforço axial instalado nos elementos de interacção é então calculado por sobreposição de efeitos ou seja, resulta da soma do esforço axial $N1$ com o esforço axial $N2$. Uma vez que o tabuleiro está apenas pousado sobre o cimbra, se o esforço axial final for de tracção, significa que o tabuleiro descola do cimbra quando se aplica o pré-esforço. Nesse caso a barra de interacção traccionada é retirada no modelo 2 e, no seu lugar, é colocada uma força ascendente no cimbra e uma força descendente no tabuleiro ambas de valor $N1$. Desta forma, garante-se que a soma dos esforços actuantes dos dois modelos é igual a zero nesse ponto do cimbra e, portanto, este não exerce qualquer força no tabuleiro. Procedendo de forma iterativa, o modelo 2 é recalculado até que nenhuma barra de interacção fique com esforços de tracção de valor absoluto superior à compressão calculada no modelo 1.

No final do processo iterativo, o esforço axial instalado em cada um dos elementos, obtido como sendo a soma de $N1$ com $N2$, representa a força que o cimbra exerce no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço.

O estado de tensão do tramo i do tabuleiro é dado apenas pelo modelo 2, depois de retiradas as barras de interacção onde o esforço axial resultante da sobreposição dos efeitos é de tracção.

2.2 MODELO DE CÁLCULO DAS CARGAS EQUIVALENTES AO PRÉ-ESFORÇO

O pré-esforço é uma técnica que consiste em introduzir numa estrutura um estado de tensão de compressão prévio capaz de melhorar a sua resistência ou o seu comportamento perante acções que provoquem tracção no betão. Este estado de tensão introduzido na estrutura é auto-equilibrado, ou seja, a sua introdução não provoca reacções nos apoios da estrutura a menos que esta seja hiperestática e, mesmo nestes casos, o somatório das reacções é nulo. Em peças lineares, os efeitos do pré-esforço podem ser facilmente analisados através das denominadas cargas equivalentes. Este método de análise consiste em determinar as cargas equivalentes ao pré-esforço e introduzi-las na estrutura como se de uma acção se tratasse.

A principal dificuldade da aplicação deste método de análise consiste na determinação das cargas equivalentes ao pré-esforço. Esta dificuldade é acrescida quando são consideradas as perdas de tensão que ocorrem na armadura de pré-esforço. Na presente dissertação utilizou-se uma metodologia proposta por Arêde e Fonseca [3] onde as cargas equivalentes são calculadas tendo em conta o traçado do cabo e a variação da força instalada ao longo do seu desenvolvimento. Esta metodologia consiste nos seguintes passos fundamentais:

1. Definição da geometria do cabo
2. Determinação das perdas de tensão da armadura de pré-esforço e consequentemente a obtenção da lei de variação das forças ao longo do cabo
3. Obtenção das acções equivalentes por aplicação da resistência dos materiais

2.2.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO CABO

Na presente dissertação são apenas tratados cabos com traçado recto ou parabólico ou seja, a geometria do cabo é constituída por curvas do 1º ou 2º grau com equações distintas ao longo do seu traçado. Desta forma a equação de cada curva é definida pela seguinte expressão:

$$y(x) = a_0 + a_1x + a_2x^2 \quad (2.1)$$

As equações que definem o traçado do cabo de pré-esforço devem ser calculadas para um referencial em que o eixo das abcissas coincide com o eixo baricêntrico do tabuleiro.

2.2.2. DETERMINAÇÃO DAS PERDAS DE TENSÃO NAS ARMADURAS

O problema em estudo na presente dissertação, tal como exposto no subcapítulo 1.2, dá-se na fase de esticamento dos cabos de pré-esforço. Nesta fase a perda de tensão nas armaduras deve-se exclusivamente ao atrito entre as armaduras e as bainhas, ao escorregamento nos dispositivos de amarração e á deformação elástica instantânea do betão. Estas perdas são denominadas de perdas instantâneas do pré-esforço.

2.2.2.1. Perdas por atrito

O cálculo das perdas por atrito entre as armaduras de pré-esforço e as bainhas foi feito tal como é preconizado no eurocódigo 2 [4]. A expressão regulamentar que permite quantificar estas perdas é a seguinte:

$$\Delta P\mu(x) = P_{m\acute{a}x} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (2.2)$$

Pelo que o valor da força de pré-esforço instalada é dada por:

$$P(x) = P_{m\acute{a}x} e^{(-\mu(\theta+kx))} \quad (2.3)$$

Em que:

- $P_{m\acute{a}x}$ – é o valor da força de esticamento dos cabos
- μ – é o coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a bainha
- k – é o desvio angular parasita por unidade de comprimento
- x – é a distância entre a secção considerada e a extremidade onde é aplicado o pré-esforço
- θ – é o somatório dos valores absolutos dos ângulos de desvio do traçado do cabo até à secção corrente

A expressão 2.3 introduz uma variação exponencial no valor de $P(x)$. No entanto convém, por facilidade de introdução da carga nos programas de cálculo, que do cálculo das cargas equivalentes resulte uma carga distribuída com variação linear, ou seja, é conveniente calcular a variação de $P(x)$ por troços lineares. Assim, o valor de $P(x)$ após as perdas por atrito é calculado para os pontos extremos de cada curva do cabo. Admite-se depois que a variação de $P(x)$ entre estes pontos é linear. No final desta fase obtém-se um diagrama de variação de $P(x)$ com o seguinte aspecto:

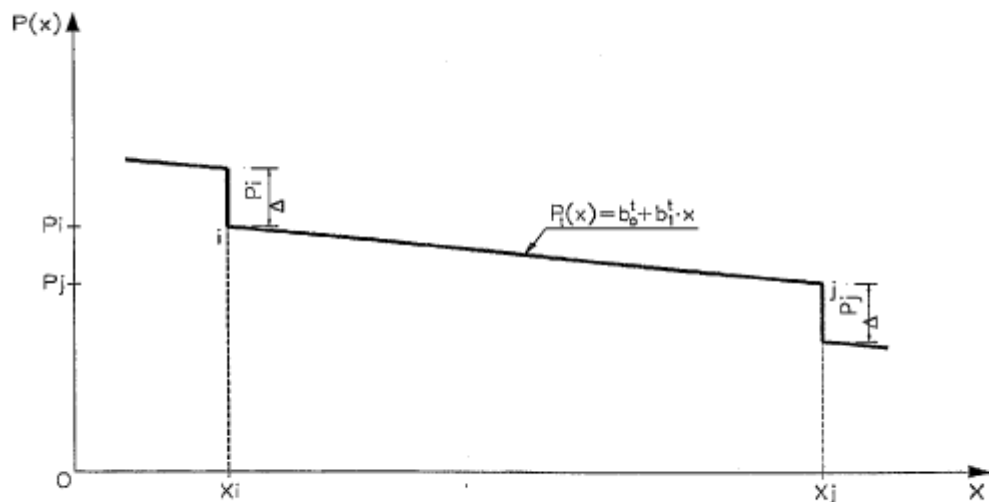


Fig.2.3 – Diagrama $P(x)$ depois das perdas por atrito [3]

2.2.2.2. Perdas por reentrada dos cabos nos órgãos de ancoragem

Estas perdas de tensão na armadura de pré-esforço ocorrem junto de cada extremidade onde há aplicação de pré-esforço. De facto, quando a força instalada no cilindro hidráulico é transmitida para os órgãos de ancoragem os cordões de pré-esforço e as cunhas experimentam um escorregamento na placa de ancoragem. O movimento de reentrada na ancoragem que tem sinal contrário àquele que gerou a tracção no cabo provoca um atrito de sinal inverso ao precedente. Desta forma o declive do diagrama $P(x)$ influenciado pela reentrada nos órgãos de ancoragem é simétrico ao da fase anterior.

No diagrama seguinte apresenta-se de forma esquemática a variação de tensão no cabo devido ao escorregamento na ancoragem.

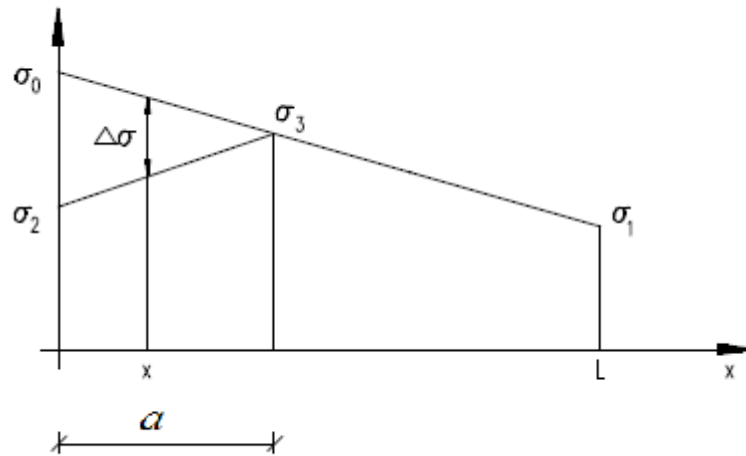


Fig.2.4 – Perdas de tensão devido ao escorregamento na ancoragem [5]

Um elemento do cabo de comprimento dx sofre um encurtamento devido à variação de tensão $\Delta\sigma$ de: $(dx \times \Delta\sigma)/Ep$ e o escorregamento por reentrada na ancoragem, Δs , é dado pelo integral destes encurtamentos:

$$\Delta s = -\int_0^a \frac{\Delta\sigma}{Ep} \cdot dx \quad (2.4)$$

O valor de Δs é fornecido nos documentos técnicos do sistema de pré-esforço e depende do tipo de ancoragem e do processo de pré-esforço utilizado. Assim sendo, a única incógnita da equação 3.4 é o valor de a que representa o comprimento de influência do escorregamento. Manipulando a expressão 2.4 conclui-se que:

$$Ep \cdot \Delta s = -\int_0^a \Delta\sigma \cdot dx = \text{Área}(\sigma_0\sigma_2\sigma_3) \quad (2.5)$$

Desta forma é possível calcular o comprimento do cabo de pré-esforço que sofre uma diminuição de tensão devido à reentrada nos órgãos de ancoragem. Uma vez que este comprimento pode afectar mais que uma curva da geometria do cabo é frequente calcular o seu valor de forma iterativa.

2.2.2.3. Perdas por deformação elástica instantânea do betão

Estas perdas ocorrem numa armadura de pré-esforço quando as armaduras vizinhas são postas em tensão. De facto, quando a força instalada no cilindro hidráulico é transmitida para a peça de betão

este sofre um encurtamento elástico. Este encurtamento da peça de betão é responsável pela perda de tensão das armaduras de pré-esforço que já estavam colocadas.

A quantificação destas perdas pode ser feita através da seguinte expressão [5]:

$$\Delta\sigma_{p0,e}(x) = -\frac{1}{2} \cdot \frac{n-1}{n} \cdot \frac{E_p}{E_{c,j}} \cdot \sigma_{c,p}(x) \quad (2.6)$$

Em que:

- n - é o número de armaduras idênticas sucessivamente traccionadas
- E_p - é o módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço
- $E_{c,j}$ - é o módulo de elasticidade do betão à idade em que é aplicado o pré-esforço
- $\sigma_{c,p}(x)$ - é a tensão de compressão do betão devida à actuação do pré-esforço total e das restantes acções permanentes mobilizáveis ao nível do centro de gravidade da armadura de pré-esforço

A tensão de compressão no betão é um dos problemas em estudo. De facto, a rigidez do cimbra influencia a tensão a que o betão fica sujeito na fase de esticamento dos cabos de pré-esforço. Por ser desconhecida a tensão de compressão do betão e por as acções do pré-esforço serem opostas às acções das restantes cargas permanentes, por simplificação a tensão de compressão considerada foi apenas devida ao esforço axial introduzido pelo pré-esforço. Esta aproximação aqui introduzida não traz qualquer implicação na análise pois as perdas devido à deformação elástica instantânea do betão são normalmente pequenas.

2.2.3. DETERMINAÇÃO DAS ACÇÕES EQUIVALENTES

Considerando uma peça de eixo rectilíneo desligada do exterior, a aplicação do pré-esforço (admitindo que a inclinação do cabo é desprezável) provoca os seguintes esforços:

- Momento flector

$$M(x) = P(x) \cdot y(x) \quad (2.7)$$

- Esforço transversal

$$V(x) = \frac{dM}{dx} = \frac{dP}{dx} \cdot y(x) + P(x) \cdot \frac{dy}{dx} \quad (2.8)$$

- Esforço axial

$$N(x) = P(x) \quad (2.9)$$

Os mesmos esforços seriam desenvolvidos se a peça fosse solicitada pelas seguintes acções exteriores:

- Força transversal (distribuída ao longo da peça)

$$s(x) = -\frac{dV}{dx} = -\frac{d^2P}{dx^2} \cdot y(x) - 2 \cdot \frac{dP}{dx} \cdot \frac{dy}{dx} - P(x) \cdot \frac{d^2y}{dx^2} \quad (2.10)$$

onde $s(x)$ é positivo no sentido negativo do eixo dos yy .

- Força axial

$$p(x) = \frac{dP}{dx} \quad (2.11)$$

onde $p(x)$ é positivo no sentido positivo do eixo dos xx .

- Forças concentradas nas extremidades

Esquerda:

$$\begin{cases} M_E = M(x_E) \\ V_E = V(x_E) \\ N_E = N(x_E) \end{cases} \quad (2.12)$$

Direita:

$$\begin{cases} M_D = -M(x_E) \\ V_D = -V(x_E) \\ N_D = -N(x_E) \end{cases} \quad (2.13)$$

A partir do conhecimento das equações que definem as curvas de cada troço do cabo e as rectas que definem o diagrama de variação de pré-esforço, o cálculo das cargas equivalentes ao pré-esforço pode ser feito a partir das expressões 3.10 a 3.13. Este cálculo deve ser feito troço por troço.

Considere-se então um dado troço t do cabo definido à esquerda e à direita pelos pontos i e j , respectivamente, tal como está ilustrado na figura 3.

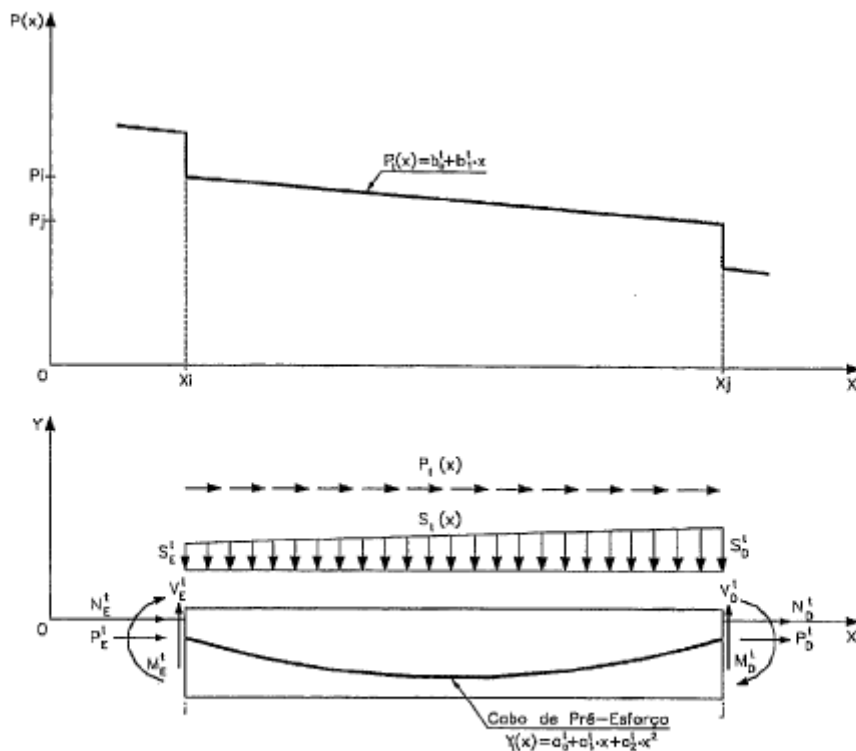


Fig.2.5 – Representação de um troço do cabo [3]

Para os diagramas de pré-esforço tem-se:

$$P_t(x) = b_0^t + b_1^t \cdot x \quad (2.14)$$

$$\frac{dP_t}{dx} = b_1^t \quad (2.15)$$

$$\frac{d^2P_t}{dx^2} = 0 \quad (2.16)$$

$$P_E = P_t(x_i) \quad (2.17)$$

$$P_D = P_t(x_j) \quad (2.18)$$

E para o traçado do cabo tem-se:

$$y_t(x) = a_0^t + a_1^t x + a_2^t x^2 \quad (2.19)$$

$$y_t'(x) = a_1^t + 2 \cdot a_2^t x \quad (2.20)$$

$$y_t'' = 2 \cdot a_2^t \quad (2.21)$$

$$y_E = y_t(x_i) \quad (2.22)$$

$$y_D = y_t(x_j) \quad (2.23)$$

$$y'_E = y_t'(x_i) \quad (2.24)$$

$$y'_D = y_t'(x_j) \quad (2.25)$$

Aplicando as expressões acima referidas obtêm-se as seguintes cargas equivalentes:

- Forças concentradas nas extremidades

Esquerda:

$$\begin{cases} M_E = P_E \cdot y_E \\ V_E = b_1^t \cdot y_E + P_E \cdot y'_E \\ N_E = P_E \end{cases} \quad (2.26)$$

Direita:

$$\begin{cases} M_D = -P_D \cdot y_D \\ V_D = -b_1^t \cdot y_D - P_D \cdot y'_D \\ N_D = -P_D \end{cases} \quad (2.27)$$

- Forças distribuídas (força transversal trapezoidal)

$$s_t(x) = -2 \cdot b_1^t \cdot (a_1^t + 2 \cdot a_2^t \cdot x) - (b_0^t + b_1^t \cdot x) \cdot 2 \cdot a_2^t \quad (2.28)$$

- Forças axiais

$$p(x) = b_1^t \quad (2.29)$$

As forças concentradas em E e D devem ser sobrepostas às que correspondem ao mesmo ponto do cabo, nos troços $t-1$ e $t+1$ contíguos a t . Após essa sobreposição resultam os verdadeiros valores das forças concentradas nos vários pontos da peça, que, em conjunto com as cargas distribuídas $s(x)$ e $p(x)$ constituem o sistema de acções equivalentes ao cabo de pré-esforço.

O sistema final tem de ser autoequilibrado, mas a aplicação da condição de equilíbrio a uma situação em que o diagrama de pré-esforço varia segundo troços rectilíneos (com a consequente descontinuidade dos declives) implica que surjam forças concentradas em pontos onde tal não seria de esperar.

EXEMPLO DE APLICAÇÃO

3.1. PONTE SOBRE O RIO SOUSA

3.1.1. DESCRIÇÃO GERAL

A ponte em estudo na presente dissertação situa-se em Lousada, Portugal, sobre o rio Sousa. A ponte faz parte da Auto-Estrada A11 que estabelece a ligação entre a cidade de Guimarães e o nó do IP4/A4.

Os 450 metros de desenvolvimento total da ponte são compostos por 15 tramos, todos iguais, com 30 metros de vão. O tabuleiro, de secção transversal constante, apoia-se num alinhamento de 4 pilares a cada 30 metros. A ponte desenvolve-se com troços em clotóide e curva circular, sendo o menor raio que ocorre na ponte da ordem dos 1000 metros.

A secção transversal da ponte é constituída por dois tabuleiros separados entre si de 0,1 metros. A solução adoptada para a secção transversal de cada tabuleiro consiste numa laje vigada com duas longarinas de baixo cutelo. Esta simplicidade estrutural deve-se à dimensão relativamente pequena dos vãos e à necessidade de conceber uma secção simples para facilitar o processo construtivo com betonagem *in situ*. A largura de cada tabuleiro é de 15 metros e a altura das longarinas é aproximadamente de 1,25 metros [6]. Na figura 3.1 representa-se esquematicamente o perfil longitudinal e a secção transversal da ponte sobre o rio Sousa.

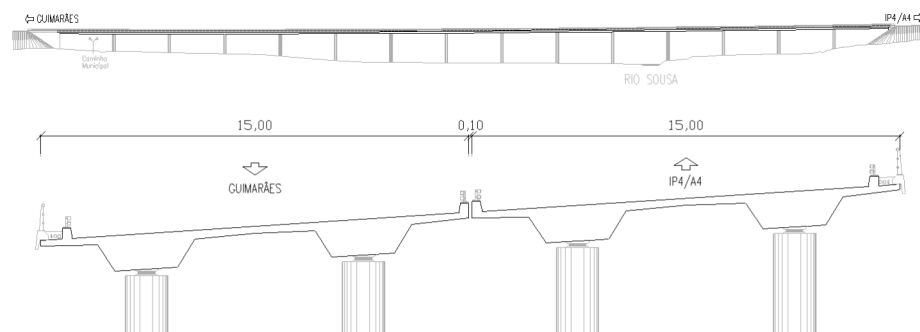


Fig.3.1 – Perfil longitudinal (em cima) e secção transversal (em baixo) da ponte sobre o rio Sousa [6]

A secção transversal utilizada neste estudo está representada na figura 3.2. Por simplificação, no estudo foi considerada a secção transversal na posição horizontal.

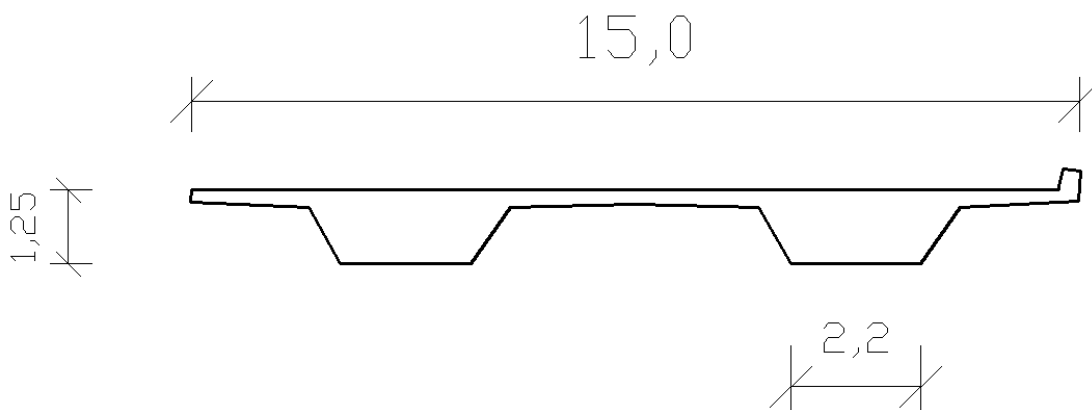


Fig.3.2 – Seção transversal da ponte utilizada no estudo

As características geométricas da seção transversal do tabuleiro em estudo estão indicadas no quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Características geométricas da seção transversal

Área	9,643	m^2
Inércia, x	1,3133	m^4

A classe do betão que constitui o tabuleiro é C35/45. O módulo de elasticidade é calculado a partir da expressão 3.1 [4].

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}(28)} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (3.1)$$

onde,

$f_{cm}(t)$ - é a resistência média à compressão do betão a uma idade t em dias

$f_{cm}(28)$ - é a resistência média do betão aos 28 dias

E_{cm} - é o módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias

Na figura 3.3 está representado o módulo de elasticidade de um betão da classe C35/45 em função da sua idade.

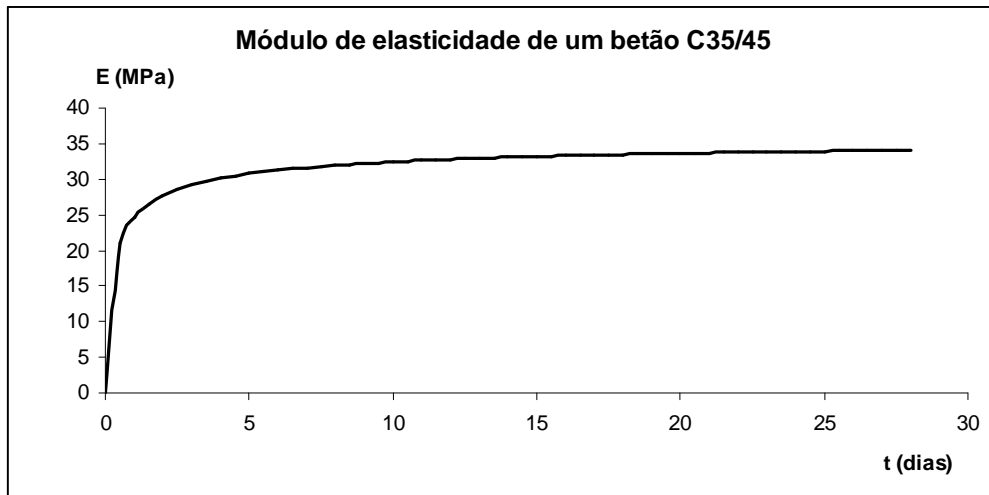


Fig.3.3 – Evolução do módulo de elasticidade de um betão C35/45 com a idade

Considerando que o pré-esforço do tabuleiro é aplicado a uma idade (t_i) de cura do betão de 3 dias, e que o ciclo de construção ($t_{i-1} - t_i$) dura 7 dias, e necessário retirar do gráfico acima representado o valor do módulo de elasticidade para os 3 dias (t_i), 7 dias ($t_{i-1} - t_i$) e 10 dias (t_{i-1}).

Quadro 3.2 – Módulo de elasticidade de um betão C35/45 [MPa]

E_c (3 dias)	29,2
E_c (7 dias)	31,6
E_c (10 dias)	32,4

O valor do módulo de elasticidade do betão aos 28 dias de idade é de 34,1 MPa. Aos 3 dias de idade o módulo de elasticidade do betão equivale aproximadamente a 85% desse valor, o que confirma a rápida evolução do módulo de elasticidade do betão com o tempo. Essa rápida evolução é facilmente constatada na figura 3.3.

3.1.2. TRAÇADO DO PRÉ-ESFORÇO

A solução de pré-esforço adoptada para a ponte em estudo é constituída por 8 cabos de pré-esforço contínuos ao longo de todo o tabuleiro com excepção dos tramos extremos do tabuleiro onde a solução passa pela existência de 10 cabos de forma a fazer face a um maior momento positivo. A continuidade dos cabos é garantida pela existência de acopladores em cada junta de betonagem.

A geometria do traçado do pré-esforço é constituída apenas por curvas do 1º e 2º grau. A excentricidade máxima da armadura de pré-esforço é de 63 cm. Na figura 3.4 está representado o traçado altimétrico dos cabos de pré-esforço relativo a uma das longarinas de um tramo intermédio (entre dois alinhamentos de pilares) do tabuleiro, onde estão presentes 4 cabos.

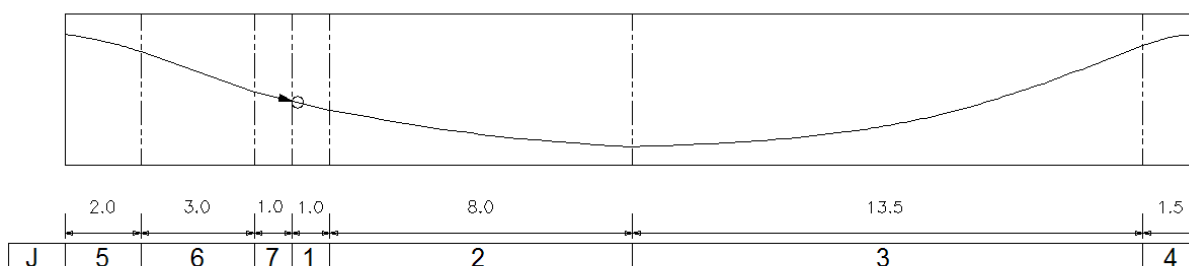


Fig.3.4 – Traçado altimétrico dos cabos de pré-esforço

O traçado dos cabos representados em cima, diz respeito a um troço do tabuleiro entre dois alinhamentos de pilares. O tramo do tabuleiro em estudo está compreendido entre as juntas de betonagem situadas a 1/5 do vão. Para mais facilmente se identificar o troço do cabo estes estão identificados por um número (J). A contagem dos troços do cabo de pré-esforço inicia-se na junta de betonagem ou seja, no início do tramo do tabuleiro em estudo.

No quadro 3.3 estão representadas as características dos troços que compõem o traçado dos cabos de pré-esforço.

Quadro 3.3 – Características dos troços do cabo de pré-esforço

J	$x_{i,J}$	$x_{f,J}$	a_0	a_1	a_2
1	0	1	-0,250	-0,0760	0,00000
2	1	9	-0,326	-0,0760	0,00475
3	9	22,5	-0,630	0,0000	0,00459
4	22,5	24	0,218	0,1240	-0,04133
5	24	26	0,300	0,0000	-0,03600
6	26	29	0,156	-0,1440	0,01133
7	29	30	-0,174	-0,0760	0,00000

As características dos troços referem-se a um referencial cujo eixo das abcissas coincide com o eixo baricêntrico do tabuleiro e o eixo das ordenadas contém o ponto inicial ($x_{i,J}$) de cada troço.

Na figura 3.5 está representado um corte da secção transversal do tabuleiro onde se pode observar a disposição dos cabos nas longarinas numa secção que inclui os pontos altos do traçado do pré-esforço.

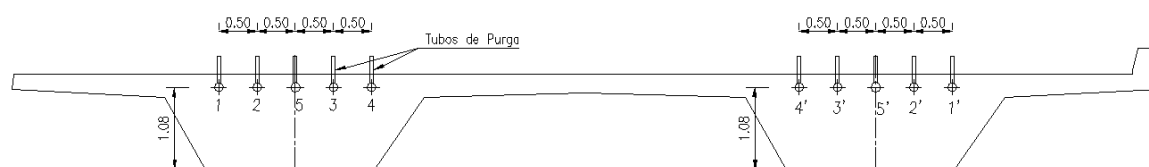


Fig.3.5 – Disposição transversal dos cabos de pré-esforço [6]

A armadura de pré-esforço utilizada é uma armadura Y1860S7 e os cordões que compõem os cabos têm uma secção nominal de $1,4 \text{ cm}^2$. Cada um dos cabos de pré-esforço dos tramos intermédios é constituído por 22 cordões o que perfaz uma área total de $30,8 \text{ cm}^2$. Os cabos são tensionados a partir da extremidade em consola do tabuleiro (junta de betonagem) com uma força de esticamento de 4297 KN.

3.1.3. MÉTODO CONSTRUTIVO

A ponte sobre o rio Sousa estudada na presente dissertação foi construída tramo a tramo com recurso a um cimbra móvel inferior. A particularidade do processo construtivo desta ponte, única até à data, é que o cimbra utilizado na sua construção é um cimbra que utiliza pré-esforço orgânico. Não sendo objectivo desta dissertação descrever exhaustivamente todos os componentes deste tipo de cimbres, não se expõem ao pormenor o funcionamento desta nova tecnologia. No entanto, faz-se uma breve descrição deste método de construção de tabuleiros de pontes, tentando abordar essencialmente os aspectos inovadores introduzidos por esta nova tecnologia, o pré-esforço orgânico.

No processo de construção tramo a tramo o tabuleiro é construído numa única direcção com as juntas de betonagem na zona de momentos nulos ou seja, perto do $1/5$ de vão.

O cimbra é posicionado no vão do tabuleiro a construir, apoiando-se nos dois pilares do tramo a construir. O cimbra terá um comprimento que permita executar de uma vez $4/5$ do vão mais $1/5$ do vão seguinte, ficando, nesta fase, o $1/5$ do vão seguinte a funcionar como estrutura em consola.

A betonagem de cada tramo é realizada de forma contínua, a toda a largura do tabuleiro. A betonagem do 1º troço inicia-se junto do pilar, betonando equilibradamente para cada um dos lados até atingir um comprimento de $L/5$ de cada lado, prosseguindo-se em seguida à betonagem até ao tabuleiro anteriormente construído.

O pré-esforço é aplicado assim que o betão atinja a resistência mecânica especificada no projecto de execução de pré-esforço. O esticamento dos cabos é feito a partir da extremidade do tabuleiro em consola. Depois de aplicado o pré-esforço procede-se então à descofragem do tramo e, de seguida, o cimbra avança para o vão seguinte.

Adoptando o mesmo faseamento e a mesma progressão são construídos os tramos seguintes até que o tabuleiro fique totalmente construído.

Resumindo, são seis as fases principais na construção de tabuleiros tramo a tramo, a saber:

- Esticamento dos cabos de pré-esforço
- Abertura das cofragens
- Avanço do cimbra
- Fecho das cofragens e respectiva correcção na sua altimetria e inclinação transversal
- Transporte e colocação das armaduras passivas pré-moldadas e de pré-esforço
- Betonagem do tramo

A cadência de trabalhos deve ser constante. A velocidade de execução que permite obter um maior rendimento é de ciclos semanais. As tarefas devem ser realizadas da seguinte forma:

- 2ª Feira – Esticamento dos cabos
- 3ª Feira – Avanço do cimbra
- 4ª e 5ª Feira – Colocação da armadura
- 6ª Feira – Betonagem
- Sábado e Domingo – Cura do betão

Tal como dito anteriormente, a ponte sobre o rio Sousa teve a particularidade de ser construída com um cimbra que utiliza pré-esforço orgânico. Expõem-se em seguida de forma sumária o funcionamento deste tipo de cimbra.

A estrutura metálica do cimbra é composta por quatro vigas principais que, nesta solução particular, se apoiam no pilar traseiro e no pilar dianteiro do tramo em construção. O comprimento total do cimbra é de 64 metros. O corpo principal das vigas tem um comprimento de 40 metros e ambos os narizes de lançamento têm um comprimento de 12 metros. Assim, é possível executar de uma só vez um vão da ponte (22 metros) mais 1/5 do vão seguinte (8 metros).

Cada uma das vigas é constituída por a viga metálica propriamente dita, por dois conjuntos de cabos de pré-esforço não aderentes, por um conjunto de sensores de deslocamento vertical da viga e por uma unidade de controlo electrónica. Os cabos de pré-esforço estão ancorados entre o pilar da frente e a junta do 1/5 do vão. Uma das ancoragens é passiva e a outra, que esta ligada à unidade de controlo é uma ancoragem orgânica (activa). A composição de cada uma das quatro vigas que constituem o cimbra está representada na figura 3.6.

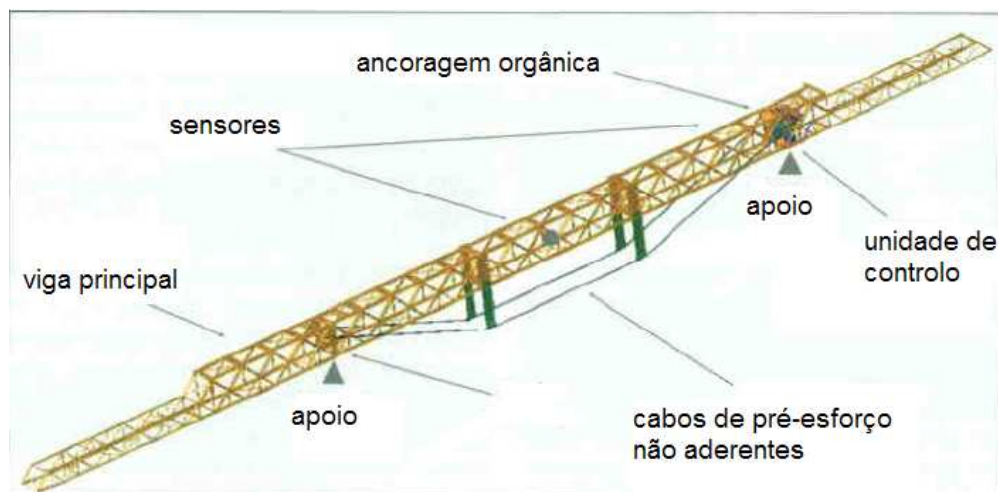


Fig.3.6 – Composição das vigas metálicas que constituem o cimbra [7]

A força nos cabos de pré-esforço é controlada activamente durante o processo de betonagem do tabuleiro. Quando a viga metálica é carregada o deslocamento vertical resultante desse carregamento é medido pelos sensores que por sua vez enviam essa informação para a unidade de controlo. Este dispositivo, através de um algoritmo, indica a tensão que deve ser aplicada à armadura de pré-esforço de modo a anular a flecha introduzida pelo carregamento. Os cabos são tensionados automaticamente

pela ancoragem orgânica. Assim, a flecha que ocorre na viga metálica nunca ultrapassa um valor pré-definido no algoritmo de controlo.

A utilização deste sistema de pré-esforço orgânico (OPS) permite que a rigidez à flexão do cimbra varie ao longo das várias etapas da construção do tabuleiro consoante a carga que lhe está aplicada. Este método garante ainda que a rigidez à flexão máxima possível de obter seja tal que a flecha a meio vão do cimbra, nesta aplicação particular, nunca ultrapassa valores da ordem dos $L_{vão}/6000$ e na consola de 1/5 de vão, em que nesta aplicação particular não existe pré-esforço orgânico, a deformação é da ordem dos $L_{consola}/1000$. Para além destas vantagens, a utilização desta tecnologia permite que a estrutura metálica seja mais leve que as soluções tradicionais. Na figura 3.7 está representada uma imagem da construção da ponte sobre o rio Sousa. Na imagem é possível observar as quatro vigas metálicas que constituem o cimbra bem como os cabos de pré-esforço não aderentes. É ainda possível constatar a esbelteza das vigas que constituem o cimbra.



Fig.3.7 – Imagem da construção do tabuleiro da ponte sobre o rio Sousa [7]

3.2. METODOLOGIA DE CÁLCULO

Tendo como objectivo avaliar a influência que a rigidez do cimbra tem sobre os esforços presentes no tabuleiro no final da aplicação do pré-esforço, o modelo apresentado no subcapítulo 2.1 foi calculado para 5 casos em que o único parâmetro variável foi a rigidez do cimbra.

A rigidez de um cimbra é usualmente avaliada pela flecha máxima que ocorre durante a fase de betonagem. Por sua vez a flecha é definida pelo quociente entre o comprimento do vão (L) e um valor a definir (K). Ou seja, a flecha que define a rigidez do cimbra é dada pela seguinte expressão:

$$f = \frac{L}{K} \quad (3.2)$$

Os valores considerados para a rigidez à flexão do cimbra ($E_c I_c / L$) foram tais que garantissem que a flecha que ocorre durante a fase de betonagem fosse a seguinte:

Quadro 3.4 – Cimbres utilizados no modelo

Rigidez à flexão do cimbra	f (m)
L/200	0,15
L/400	0,075
L/600	0,05
L/800	0,0375
L/1000	0,030

Nota: O valor de L representa o vão da ponte (30 m) e não o vão de apoio do cimbra.

No subcapítulo 2.1 explanou-se que a força que o cimbra exerce sobre o tabuleiro é dada pela compressão instalada nos elementos de interacção cimbra-tabuleiro. A existência de tais esforços significa que o tabuleiro apenas suporta parte do seu peso próprio.

No cálculo das acções actuantes para a combinação frequente, definido no Eurocódigo 2 [4], a parcela relativa às cargas permanentes aparece com o seu valor característico, sem ser afectada de nenhum coeficiente.

O facto de o cimbra exercer uma acção ascendente sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço implica que nem todo o peso próprio do tabuleiro pode ser considerado no cálculo das acções actuantes. Importa agora saber que percentagem de peso próprio é possível considerar no cálculo das acções.

Constatou-se, pelos resultados obtidos, que a acção que o cimbra exerce sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço é uma acção variável ao longo do seu desenvolvimento (Figura 3.8).



Fig.3.8 – Acção exercida pelo cimbre no tabuleiro

Assim, conclui-se que não é possível obter apenas um coeficiente γ que quantifique a percentagem de peso próprio efectivamente suportado pelo tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço, mas antes uma lei de variação do coeficiente $\gamma(x)$ ao longo do desenvolvimento do tabuleiro.

Com o objectivo de simplificar a análise, tentou-se obter um coeficiente equivalente (γ_{eq}) através da seguinte definição:

1. Calculou-se o diagrama de momentos e o respectivo momento máximo ($M_{máx}^{pp}$) instalado no tabuleiro devido à acção exclusiva de todo o seu peso próprio (Figura 3.9). Este valor é independente do cimbre que se utiliza. Para o tabuleiro em estudo com um peso próprio de 241 KN/m o momento máximo positivo assume um valor de 17494 KNm.

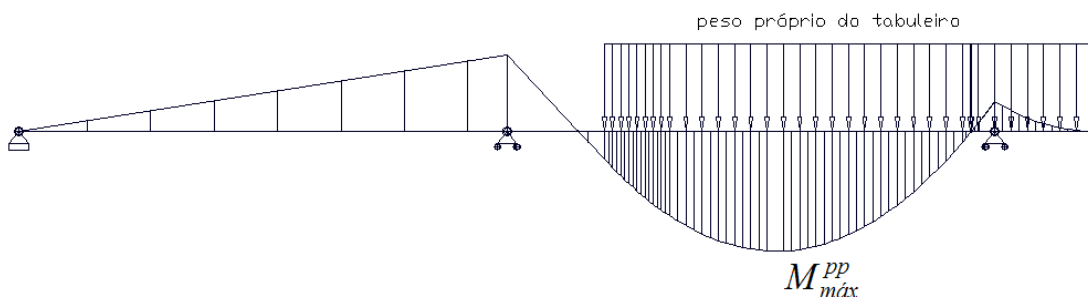


Fig.3.9 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido apenas ao seu peso próprio

2. Calculou-se o diagrama de momentos e o respectivo momento máximo ($M_{máx}^{cimbrea}$) instalado no tabuleiro devido à acção exclusiva que o cimbre exerce sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço (Figura 3.10). Este diagrama, ao contrario do diagrama representado em 1 depende da rigidez à flexão do cimbre.

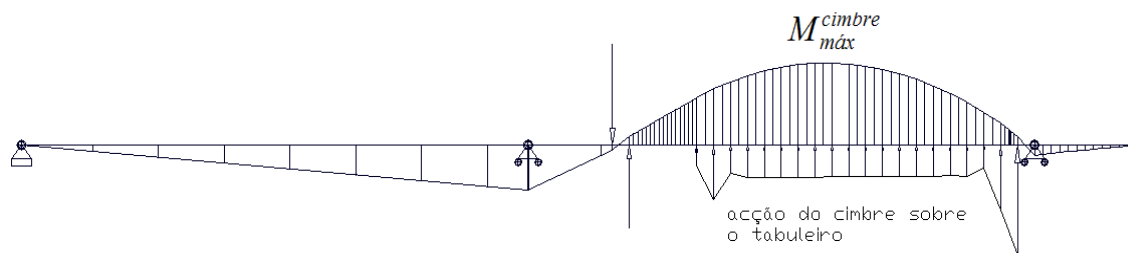


Fig.3.10 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido à acção vertical do cimbra

3. O somatório dos diagramas apresentados em 1 e 2 representa o momento total (devido ao peso próprio efectivo) instalado no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço. O momento máximo resultante da soma dos diagramas expostos em 1 e 2 ($M_{máx}^{pp+cimbra}$) poderia ser obtido se se aplicasse uma acção única no tabuleiro relativa ao seu peso próprio, sendo este afectado de um coeficiente γ_{eq} . Na figura 3.11 está representado o diagrama de momentos instalado no tabuleiro quando se aplica essa acção.

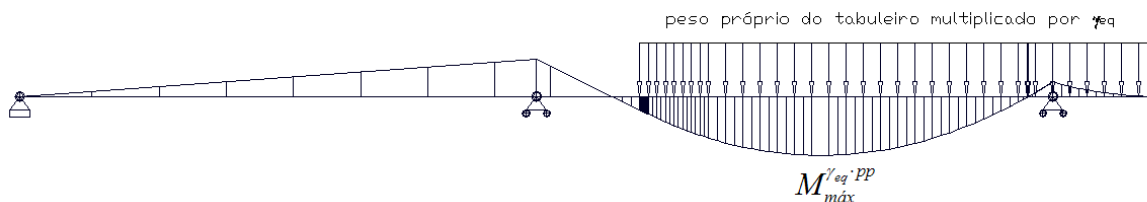


Fig.3.11 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido ao seu peso próprio afectado de γ_{eq}

O momento máximo do diagrama representado na figura 3.10 ($M_{máx}^{\gamma_{eq} \cdot PP}$) é então igual ao momento máximo resultante da soma dos diagramas de momentos representados em 1 e 2 ($M_{máx}^{pp+cimbra}$).

O coeficiente γ_{eq} é calculado pela expressão:

$$\gamma_{eq} = \frac{M_{máx}^{pp+cimbra}}{M_{máx}^{pp}} \quad (3.3)$$

Calculando o coeficiente γ_{eq} relativo aos 5 modelos efectuados é possível obter uma curva que relacione o coeficiente γ_{eq} com a rigidez de cada cimbra. Com esta curva, é possível calcular a percentagem de peso próprio suportado pelo tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço para cimbres com uma rigidez onde o denominador K que define a sua flecha está compreendido entre os valores de 200 e 1000.

Uma análise semelhante à acima exposta para os momentos máximos foi feita em relação ao deslocamento máximo do tabuleiro. Analogamente, o coeficiente γ_{eq} nesta análise é dado pela expressão:

$$\gamma_{eq} = \frac{\delta_{máx}^{pp+cimbra}}{\delta_{máx}^{pp}} \quad (3.4)$$

O deslocamento máximo no tabuleiro ($\delta_{máx}^{pp}$) devido apenas ao seu peso próprio é de 3,75 cm.

Para distinguir o coeficiente γ_{eq} calculado numa análise de momentos e numa análise de deformações os respectivos coeficientes passam a ser designados por:

$\gamma_{eq,m}$ - quando a análise é realizada em relação aos momentos máximos

$\gamma_{eq,\delta}$ - quando a análise é realizada em relação ao deslocamento máximo

3.3. PERDAS NO PRÉ-ESFORÇO E CARGAS EQUIVALENTES

A força de esticamento dos cabos de pré-esforço ($P_{máx}$) é de 4297 KN, com um total de 8 cabos a força de esticamento assume um valor de 34376 KN. Tal como exposto no subcapítulo 2.2, as perdas consideradas para o presente estudo foram apenas as perdas instantâneas que ocorrem na armadura de pré-esforço. A força final presente na armadura de pré-esforço ($P(x)$) está representada na figura 3.12. No anexo A1 está exposto com maior detalhe o cálculo das perdas no pré-esforço e o cálculo das cargas equivalentes.

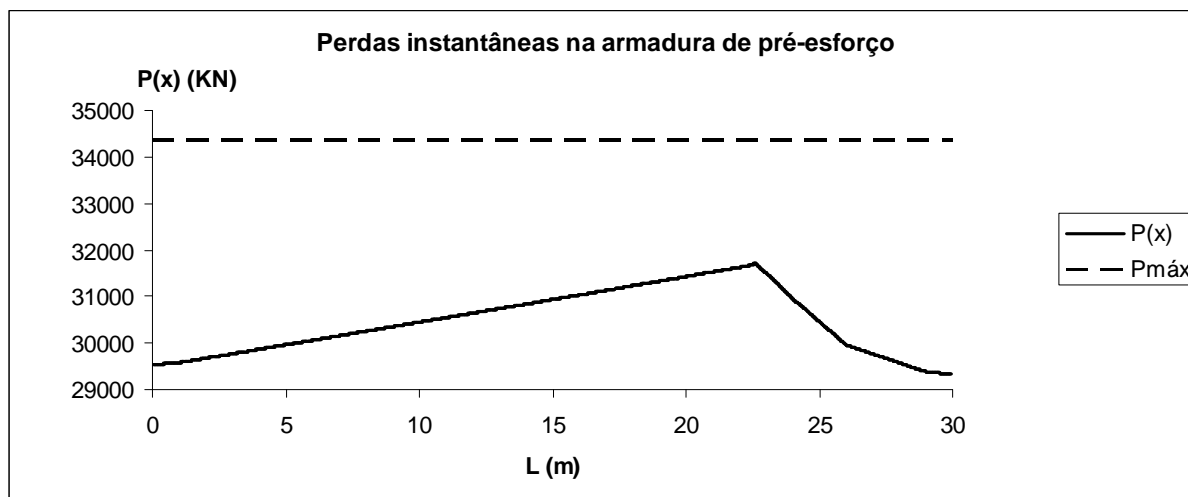


Fig.3.12 – $P(x)$ após perdas instantâneas

O valor da força $P(x)$ nos pontos de inflexão dos cabos de pré-esforço está representado no quadro 3.5.

Quadro 3.5 – Valor de $P(x)$ nos pontos de inflexão

x (m)	$P(x)$ (KN)
0	29534,4
1	29576,1
9	30350,8
22,5	31674,9
22,59	31710,5
24	30967,8
26	29964,3
29	29380,0
30	29327,5

No quadro 3.5 aparece um ponto (22,59) que não é um ponto de inflexão do traçado do cabo. Este ponto surge no cálculo das cargas equivalentes devido à influência da reentrada dos cabos de pré-esforço nos órgãos de ancoragem. Este ponto situa-se no troço 4 do cabo de pré-esforço. Para manter a mesma nomenclatura que foi utilizada em cima, os troços do cabo continuam a ter a mesma designação (1,2,3,...) com exceção do troço 4. Este troço passa a ser designado por 4.1 e 4.2, para valores de x compreendidos entre [22,5;22,59] e [22,59;24] respectivamente.

As cargas equivalentes ao pré-esforço com o traçado definido no subcapítulo 3.2 e com a força $P(x)$ representada no quadro 3.4 são as seguintes:

1. Esforço axial

O esforço axial é composto por uma carga concentrada em cada uma das extremidades do tabuleiro e por uma carga axial distribuída ao longo de todo o tabuleiro. As cargas concentradas são as seguintes:

$$\begin{cases} P^{esq} = 29534,4 \\ P^{dir} = -29327,5 \end{cases} \quad [KN]$$

As cargas axiais distribuídas estão representadas no quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Cargas axiais distribuídas

J	$x_{i,J}$ (m)	$x_{f,J}$ (m)	p (KN/m)
1	0	1	41,7
2	1	9	96,8
3	9	22,5	98,1
4.1	22,5	22,59	395,4
4.2	22,59	24	-526,7
5	24	26	-501,7
6	26	29	-194,8
7	29	30	-52,5

Na figura 3.13 está representado esquematicamente o esforço axial introduzido pelo pré-esforço no tramo do tabuleiro em estudo.

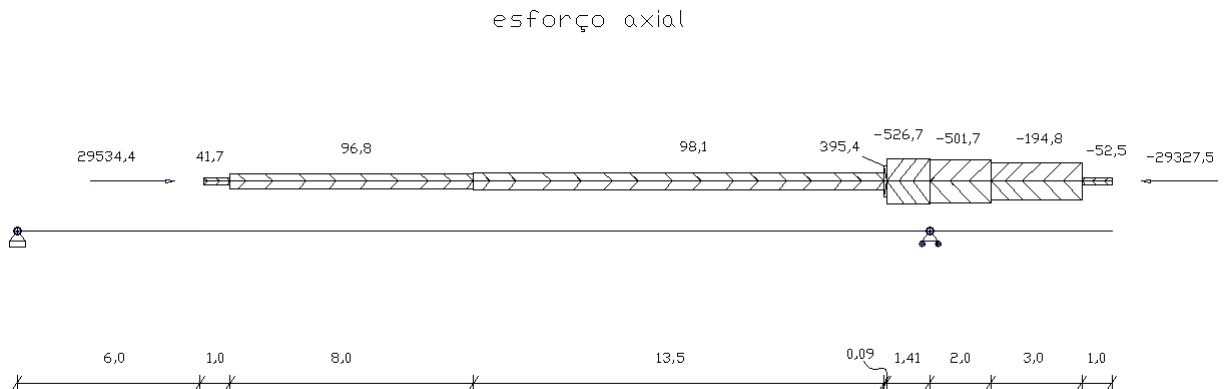


Fig.3.13 – Esforço axial introduzido pelo pré-esforço; unidades: KN, KN/m, m

2. Momentos concentrados nas extremidades

Os momentos flectores resultam de uma excentricidade da armadura em relação ao centro de gravidade do tabuleiro. Na ponte em estudo a excentricidade dos cabos nas extremidades do tabuleiro é de 0,25 metros. O momento flector assume então os seguintes valores:

$$\begin{cases} M_y^{esq} = -7383,6 \\ M_y^{dir} = -7331,9 \end{cases} \quad [KNm]$$

Os momentos flectores introduzidos pelo pré-esforço no tabuleiro estão representados na figura 3.14.

momentos concentrados nas extremidades

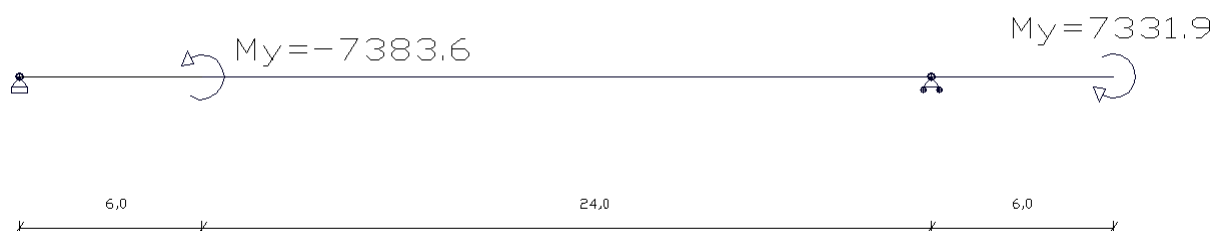


Fig.3.14 – Momentos concentrados nas extremidades devido ao pré-esforço; unidades: KNm, m

3. Cargas verticais distribuídas

As cargas verticais distribuídas, tal como exposto no subcapítulo 2.2 são cargas trapezoidais. Os valores das cargas nas extremidades estão representados no quadro 3.7. Em cada troço a variação da carga é linear.

Quadro 3.7 – Cargas verticais distribuídas

J	$x_{i,J} (m)$	$x_{f,J} (m)$	$s_i (KN/m)$	$s_f (KN/m)$
1	0	1	6,3	6,3
2	1	9	-266,3	-288,3
3	9	22,5	-278,8	-315,3
4.1	22,5	22,59	2520,4	2529,2
4.2	22,59	24	2744,2	2560,0
5	24	26	2229,7	2012,9
6	26	29	-735,3	-695,5
7	29	30	-8,0	-8,0

As cargas verticais distribuídas estão representadas esquematicamente na figura 3.15.

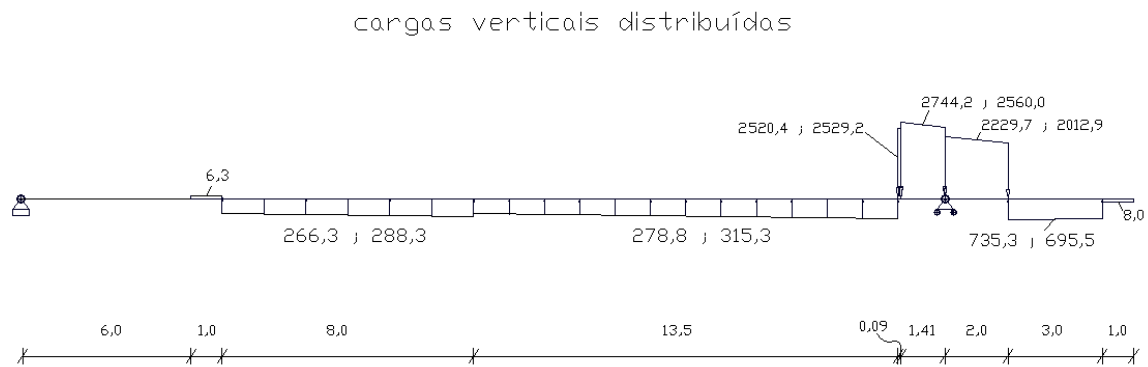


Fig.3.15 – Cargas verticais distribuídas introduzidas pelo pré-esforço; unidades: KN/m, m

4. Cargas verticais concentradas

As cargas verticais concentradas aparecem nos pontos de concordância do traçado do cabo devido à variação do declive da força $P(x)$. Os valores obtidos para o pré-esforço em estudo estão representados no quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Cargas verticais concentradas

x (m)	V (KN)
0	-2255,0
1	-18,0
9	-0,8
22,5	61,5
22,59	-200,9
24	7,5
26	47,9
29	-24,7
30	2215,8

Na figura 3.16 estão representadas as cargas verticais concentradas devido ao pré-esforço.

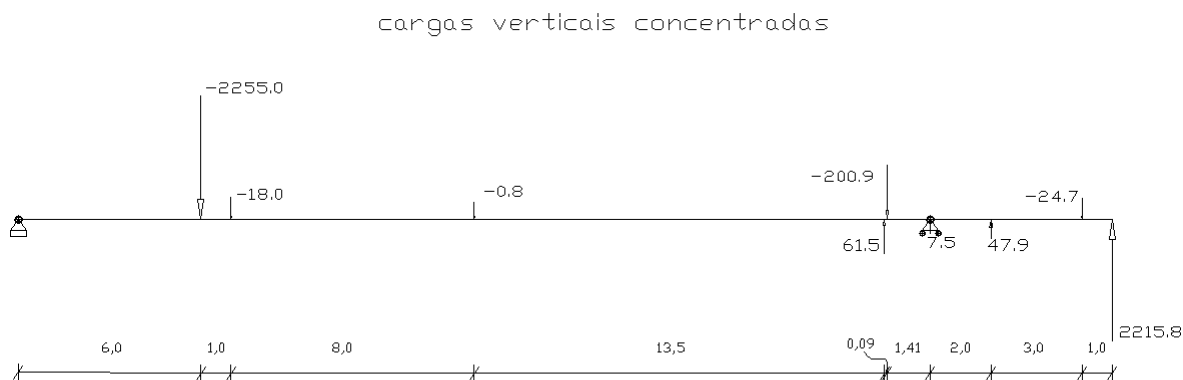


Fig.3.16 – Cargas verticais concentradas introduzidas pelo pré-esforço; unidades: KN, m

3.4. RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES

Para não estender em demasia o corpo de texto com os resultados das simulações, apresentam-se apenas os resultados obtidos com um cimbra de deformada $L/400$. Os restantes resultados estão representados no anexo A3.

Tendo efectuado as iterações necessárias até que nenhum dos elementos de interacção cimbra-tabuleiro do modelo 2 fique com tracção superior à compressão obtida no modelo 1, calculou-se a força vertical que o cimbra exerce sobre o tabuleiro e as tensões instaladas no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço.

Os elementos de interacção foram modelados através de barras verticais com uma área de 10 m^2 e uma inércia de 1 cm^2 . Assim, garante-se que estes elementos transmitem apenas esforços verticais entre o cimbra e o tabuleiro. O espaçamento entre os elementos é de 1 metro excepto nos primeiros 4 metros do tramo do tabuleiro em estudo onde o espaçamento é de 0,5 metros.

Na figura 3.17 estão representadas as forças de compressão instaladas nas barras verticais. Esta força é o resultado da soma do modelo 1 com o modelo 2 e, tal como foi exposto anteriormente, representa a força que o cimbra exerce sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço.

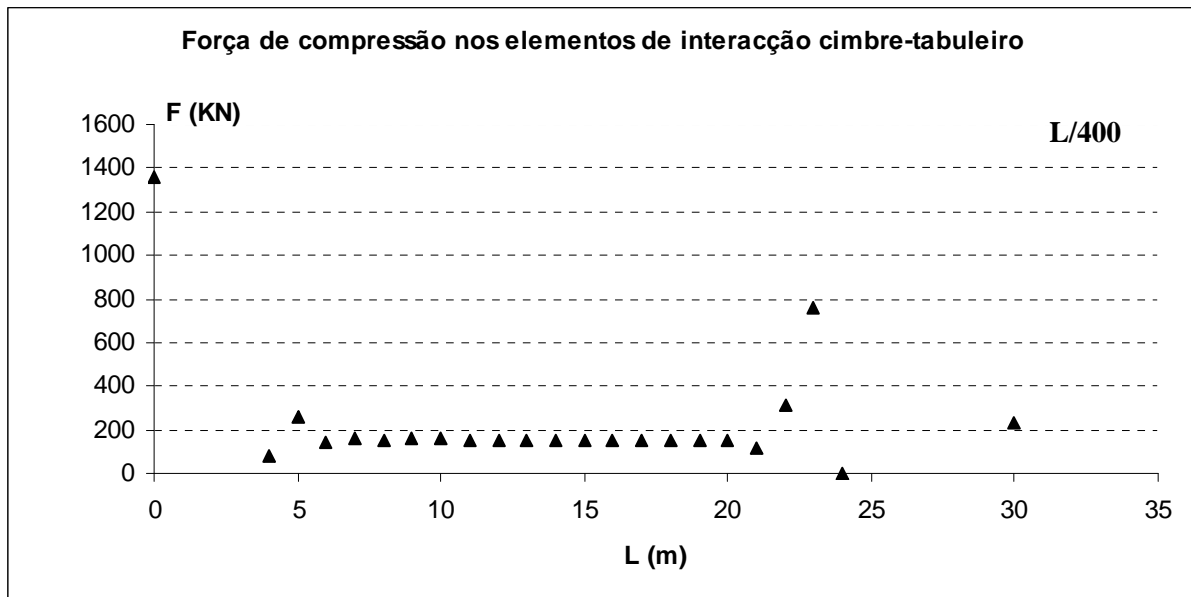


Fig.3.17 – Acção que o cimbre exerce sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço

Um dos resultados mais importantes a retirar do modelo são as tensões instaladas no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço. Estes valores são obtidos, tal como exposto no subcapítulo 2.1, apenas através do modelo 2 depois de efectuadas as iterações necessárias para garantir que nenhum dos elementos de interação cimbre –tabuleiro fique traccionado. As tensões instaladas no tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço quando se utiliza um cimbre com deformada L/400 estão representadas a figura 3.18.

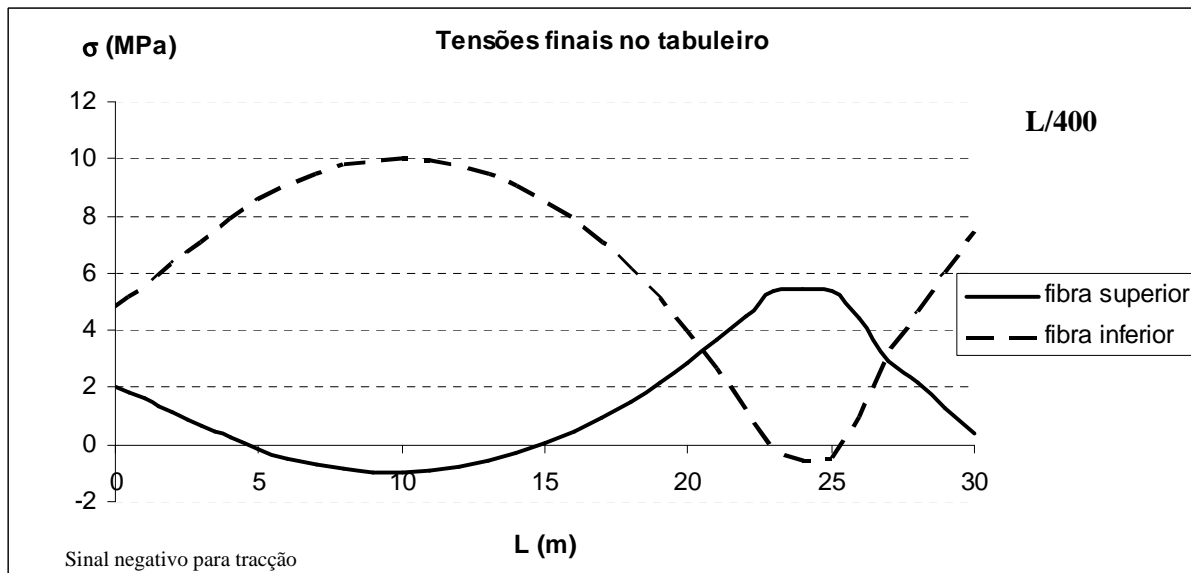


Fig.3.18 – Tensões instaladas no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço

As tensões máximas e mínimas ocorrem sensivelmente aos 10 metros do tabuleiro. Os valores são os seguintes:

$$\begin{cases} \sigma_{m\acute{a}x} = 10,02 \\ \sigma_{m\acute{i}n} = -0,96 \end{cases} [MPa]$$

O diagrama de momentos no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço devido à acção do cimbra está representado na figura 3.19. O momento máximo ($M_{m\acute{a}x}^{cimbra}$) devido a esta acção assume um valor de 10029 KNm.

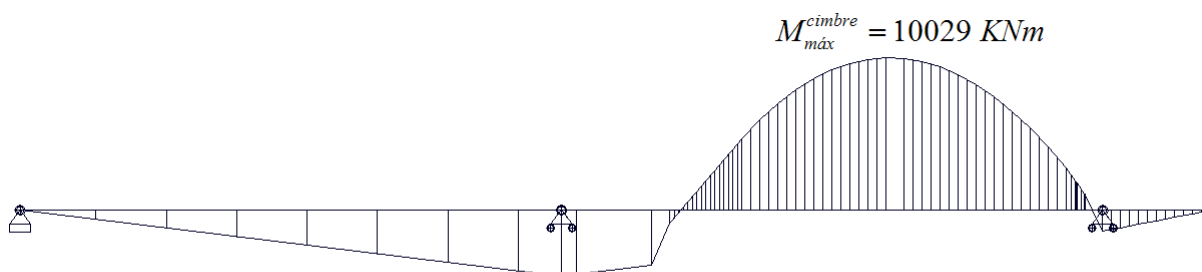


Fig.3.19 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido à acção do cimbra

Da soma dos diagramas calculados para a acção do peso próprio do tabuleiro e para a acção do cimbra no final da fase da aplicação de pré-esforço ($M_{m\acute{a}x}^{pp+cimbra}$) resulta um momento máximo de 8108 KNm. Nestas condições o coeficiente $\gamma_{eq,m}$ assume um valor de:

$$\gamma_{eq,m} = \frac{M_{m\acute{a}x}^{pp+cimbra}}{M_{m\acute{a}x}^{pp}} = \frac{8108}{17494} = 0,464 \quad (3.5)$$

Na análise efectuada em relação ao deslocamento máximo que ocorre no tabuleiro obteve-se, devido à acção exclusiva do cimbra um deslocamento vertical máximo de 1,96 cm. A deformada do tabuleiro devido à acção exclusiva do cimbra no final da fase de pré-esforço está representado na figura 3.20.

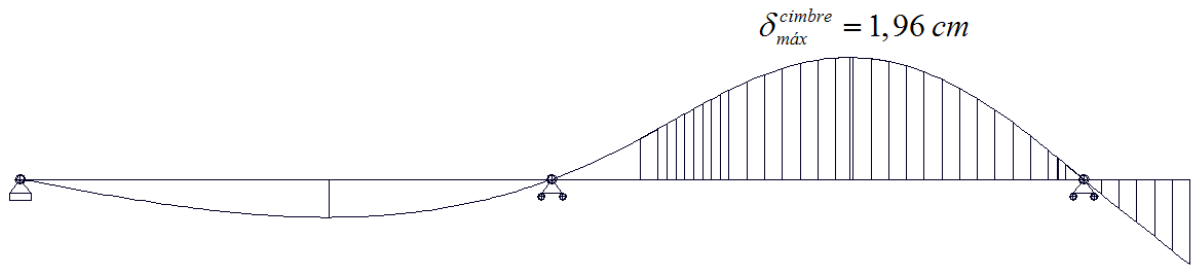


Fig.3.20 – Deformada do tabuleiro devido à acção do cimbre

O deslocamento máximo do tabuleiro ($\delta_{máx}^{pp+cimbre}$) resultante da soma dos deslocamentos obtidos para a acção do seu peso próprio e da acção do cimbre no final da fase de aplicação de pré-esforço assume um valor de 1,83 cm. Nestas condições o coeficiente $\gamma_{eq,\delta}$ assume um valor de:

$$\gamma_{eq,\delta} = \frac{\delta_{máx}^{pp+cimbre}}{\delta_{máx}^{pp}} = \frac{1,83}{3,75} = 0,487 \quad (3.6)$$

3.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Dos resultados obtidos para o coeficiente $\gamma_{eq,m}$ nas 5 simulações efectuadas calculou-se a curva de regressão que relaciona os valores de $\gamma_{eq,m}$ com o denominador K que define a flecha do cimbre. A curva obtida, bem como a sua expressão matemática, estão representadas na figura 3.21.

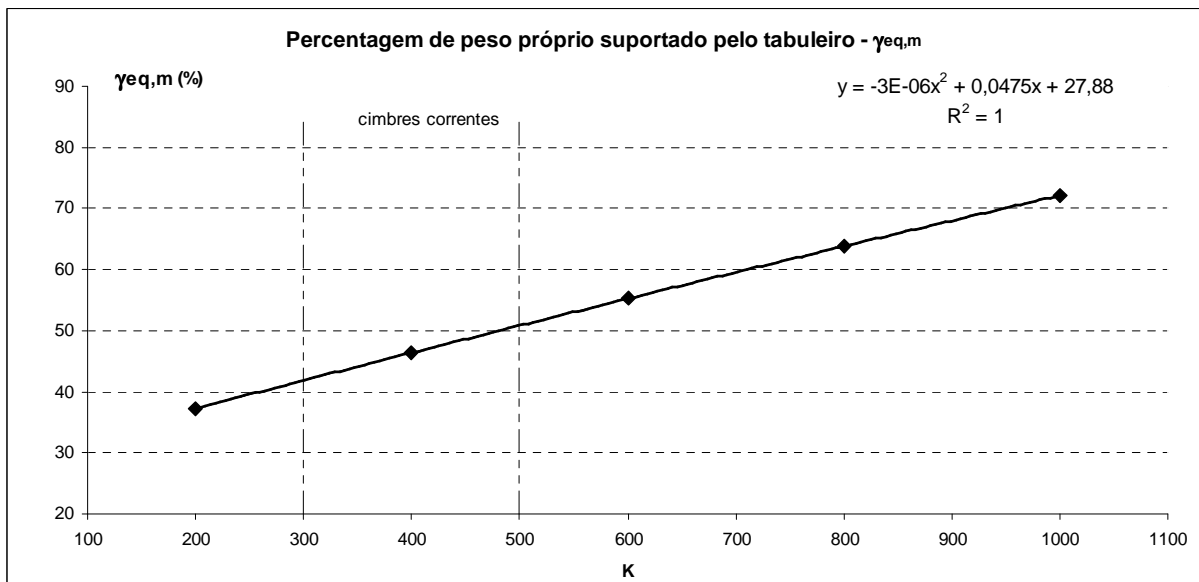


Fig.3.21 – Curva de regressão K- $\gamma_{eq,m}$

A curva obtida na análise efectuada em relação ao deslocamento máximo do tabuleiro, bem como a sua expressão matemática, estão representadas na figura 3.22.

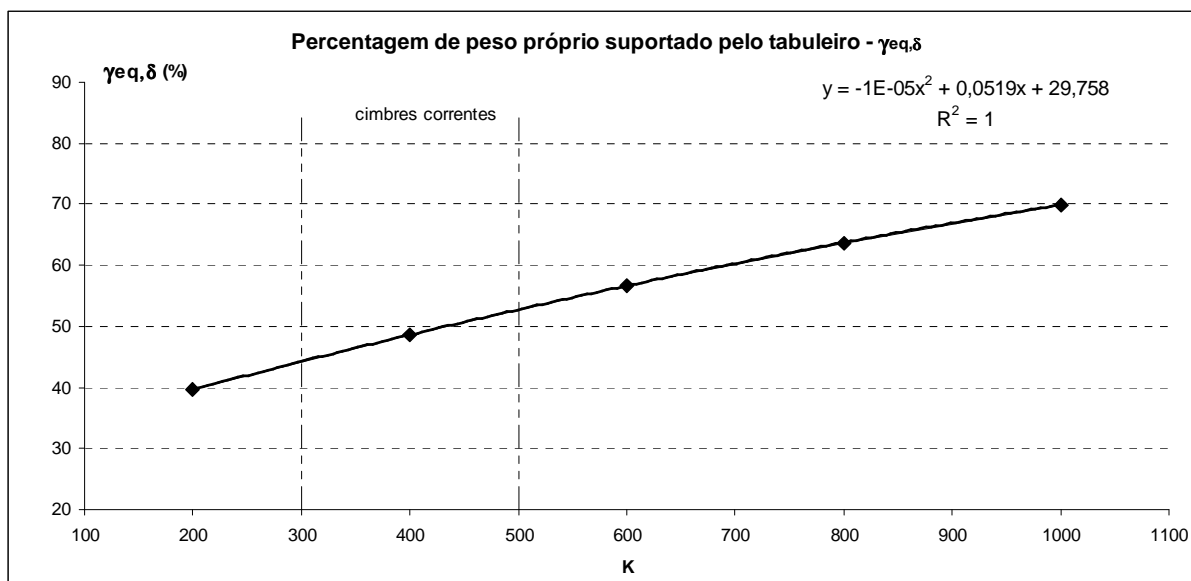


Fig.3.22 – Curva de regressão K- $\gamma_{eq,\delta}$

Com o objectivo de saber qual a tensão máxima e mínima instalada no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço calculou-se as curvas de regressão que traduzem esses valores em função do denominador da expressão da flecha do cimbra (K). As curvas obtidas estão representadas na figura 3.23.

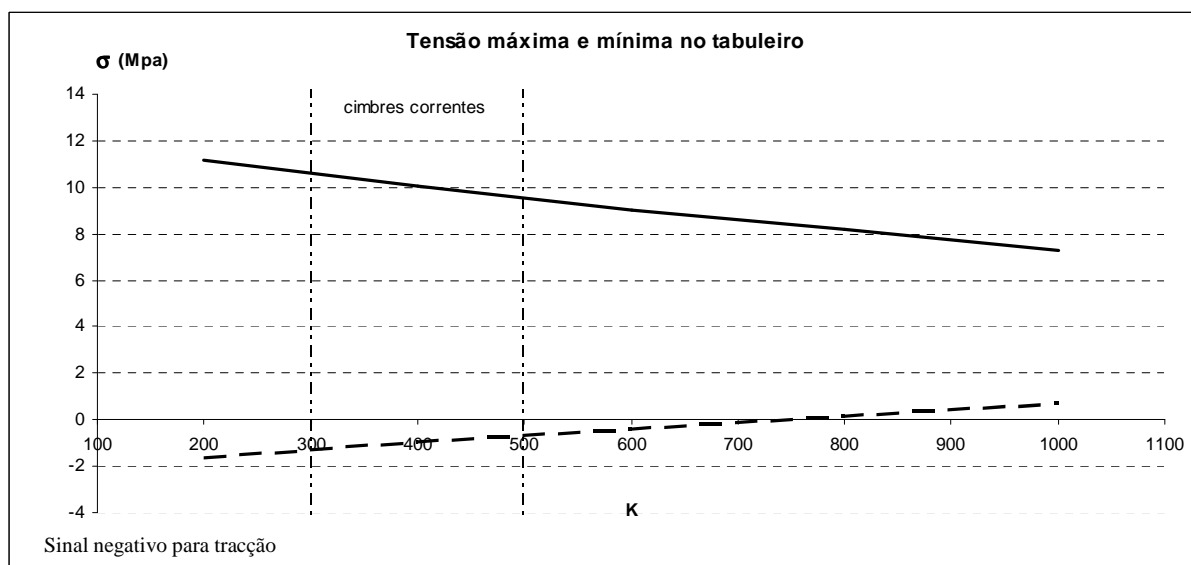


Fig.3.23 – Tensões máximas e mínimas no tabuleiro em função de K

As tensões máxima e mínima ocorrem, tal como exposto na figura 3.17, sensivelmente aos 10 metros de desenvolvimento do tramo do tabuleiro. A aplicação do pré-esforço é feita 3 dias após a betonagem.

O betão com essa idade ainda não sofreu a cura necessária para que a sua resistência seja máxima. Assim, para saber quais as consequências que os esforços calculados têm no tabuleiro, é necessário calcular a resistência à compressão e tracção do betão utilizado (C35/45) aos 3 dias de idade.

A resistência à tracção do betão é calculada pela expressão:

$$fctm(t) = fctm(28) \beta_{cc}(t) \quad (3.7)$$

Onde,

$fctm(t)$ - é a resistência do betão à tracção a uma idade t dias

$fctm(28)$ - é a resistência do betão à tracção aos 28 dias de idade. Para um betão da classe C35/45 este valor vale 3,2 MPa.

$\beta_{cc}(t)$ - é um coeficiente que depende da idade do betão

O valor de $\beta_{cc}(t)$ é calculado a partir da expressão da seguinte expressão:

$$\beta_{cc}(t) = e^{\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}} \quad (3.8)$$

s - é um valor que depende do tipo de cimento. Nos cálculos efectuados considerou-se que o cimento utilizado seria um cimento da classe N. Assim, o valor de s é de 0,25.

O valor de $fctm(t)$ calculado para os 3 dias de idade de um betão C35/45 é de 1,9 MPa.

A resistência à compressão de um betão para idades inferiores a 28 dias é calculada pela seguinte expressão [4]:

$$fcm(t) = \beta_{cc}(t) \times fcm \quad (3.9)$$

$\beta_{cc}(t)$ - é um coeficiente que depende da idade do betão, calculado pela expressão (3.8)

fcm - é a resistência média do betão aos 28 dias de idade

A resistência média de um betão da classe C35/45 aos 3 dias de idade (altura em que é aplicado o pré-esforço) assume um valor de 25,7 MPa.

A compressão do betão na altura em que é aplicado o pré-esforço deve ser limitada para o seguinte valor [4]:

$$\sigma_c \leq 0,6 \times f_{ck}(t) \quad (3.10)$$

Onde,

$f_{ck}(t)$ - é o valor característico de resistência à compressão do betão na idade t , este valor é calculado pela seguinte expressão:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 [MPa] \quad (3.11)$$

Assim, a tensão de compressão no betão na altura de aplicação de pré-esforço não deve ser maior que:

$$\sigma_c \leq 0,6 \times (25,7 - 8) = 10,6 [MPa] \quad (3.12)$$

CONCLUSÕES

4.1. CONCLUSÃO DO TRABALHO

As conclusões a retirar do estudo efectuado devem ter sempre presente que se trata de um estudo onde foi abordado um caso prático. Os resultados obtidos são válidos apenas para as características da ponte estudada. No entanto, é possível retirar algumas conclusões do estudo, uma vez que os resultados obtidos permitem tirar ilações sobre a ordem de grandeza dos parâmetros em estudo.

Os resultados obtidos indicam que efectivamente uma percentagem do peso próprio do tabuleiro continua a ser suportada pelo cimbra no final da fase de aplicação do pré-esforço. Essa percentagem depende, de entre outros factores, da rigidez à flexão do cimbra.

No caso prático estudado a percentagem de peso próprio que efectivamente é suportada pelo tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço varia entre os 35 e 70% para valores do denominador K , que define o valor máximo de deformação do cimbra, compreendidos entre 200 e 1000 respectivamente.

Ficou claro que quanto maior for a rigidez à flexão do cimbra, maior será a percentagem de peso próprio suportada pelo tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço. Todavia, mesmo para cimbres com uma rigidez à flexão muito elevada ($K=1000$) há sempre uma percentagem de peso próprio do tabuleiro considerável que continua a ser suportada pelo cimbra no final da fase de aplicação de pré-esforço.

As tensões instaladas no tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço também dependem da rigidez à flexão do cimbra utilizado. Para cimbres mais flexíveis as tensões instaladas no tabuleiro serão mais elevadas (em valor absoluto).

No caso concreto em estudo, a tensão máxima de compressão (para um cimbra com deformada $L/200$) é aproximadamente 11 MPa. O valor limite da tensão de compressão para um betão da classe C35/45 é de 10,6 MPa. Conclui-se, portanto, que no caso prático em estudo a utilização de um cimbra com deformada $L/200$ traria problemas de compressão excessiva no final da fase de aplicação de pré-esforço.

Os valores de tensões calculados referem-se, tal como dito anteriormente, apenas a este caso em estudo. Noutras situações, os valores de compressão no tabuleiro podem ser ainda maiores. Nestes casos, mesmo utilizando cimbra correntes poderá haver problemas de compressão excessiva no tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço.

Os valores obtidos para a tensão mínima instalada no tabuleiro são próximos de 1,5 MPa (tracção). Ao contrário do que acontece para a tensão máxima de compressão este valor não ultrapassa os limites

regulamentares. No entanto, é de prever que noutras situações isso não aconteça e que o tabuleiro possa mesmo fissurar em zonas onde, durante a utilização, estará submetido a esforços de compressão (fibra superior do meio vão).

Do estudo efectuado é também possível concluir, através dos gráficos onde se representa o esforço axial nos elementos de interacção cimbra-tabuleiro, que no final da fase de aplicação de pré-esforço as zonas do cimbra junto aos apoios ficam sobrecarregadas.

4.1. DESENVOLVIMENTO FUTURO

Embora o estudo efectuado permita retirar algumas conclusões sobre os esforços que se desenvolvem entre o cimbra e o tabuleiro no final da fase de aplicação de pré-esforço ainda há muito trabalho a desenvolver sobre esta matéria. Neste estudo foi apenas avaliada a influência que a deformabilidade do cimbra tem nesses mesmos esforços. No entanto, existem muitas outras variáveis, tais como a rigidez à flexão e a área do tabuleiro, o pré-esforço, entre outras, que influenciam os resultados obtidos.

O estudo futuro sobre esta matéria passa por analisar as consequências que essas variáveis têm nos esforços finais do tabuleiro da ponte no final da fase de aplicação do pré-esforço. O objectivo final poderá ser obter uma curva, ou mesmo um ábaco, adimensional que permita estimar o peso próprio do tabuleiro que é possível interessar na verificação de segurança no final da fase de aplicação de pré-esforço.

A1

**PERDAS NO PRÉ-ESFORÇO E
CARGAS EQUIVALENTES**

i) CÁLCULO DAS PERDAS NO PRÉ-ESFORÇO

No subcapítulo 2.2 já foi apresentada a forma como são calculadas as perdas instantâneas que ocorrem na armadura de pré-esforço. No presente anexo, pretende-se expor os cálculos efectuados completando assim a informação contida no corpo do texto deste documento.

As perdas por atrito na armadura de pré-esforço são calculadas, tal como exposto no subcapítulo 2.2, pela expressão seguinte:

$$\Delta P\mu(x) = P_{m\acute{a}x} \left(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}\right) \quad (A1.1)$$

O da força de esticamento de cada cabo ($P_{m\acute{a}x}$) é de 4297 KN. O coeficiente de atrito (μ) considerado tem um valor de 0,19. O desvio angular parasita (k) considerado no estudo tem um valor de 0,0075/m. O ângulo de desvio (θ) varia consoante a secção que se está a considerar.

No quadro A1.1 estão representados os valores obtidos no cálculo das perdas por atrito nos pontos de inflexão da armadura de pré-esforço .

Quadro A1.1 – Perdas por atrito

x (m)	θ (rad)	$\Delta P\mu(x)$ (KN)	$P(x)$ (KN)
0	0,536	578,2	3718,8
1	0,536	572,9	3724,1
9	0,460	475,4	3821,6
22,5	0,336	308,6	3988,4
24	0,214	206,5	4090,5
26	0,069	80,2	4216,8
29	0,000	6,6	4290,4
30	0,000	0,0	4297,0

Através dos valores representados no quadro, é possível representar a força no cabo de pré-esforço em função da sua ordenada. Essa representação encontra-se na figura A1.1.

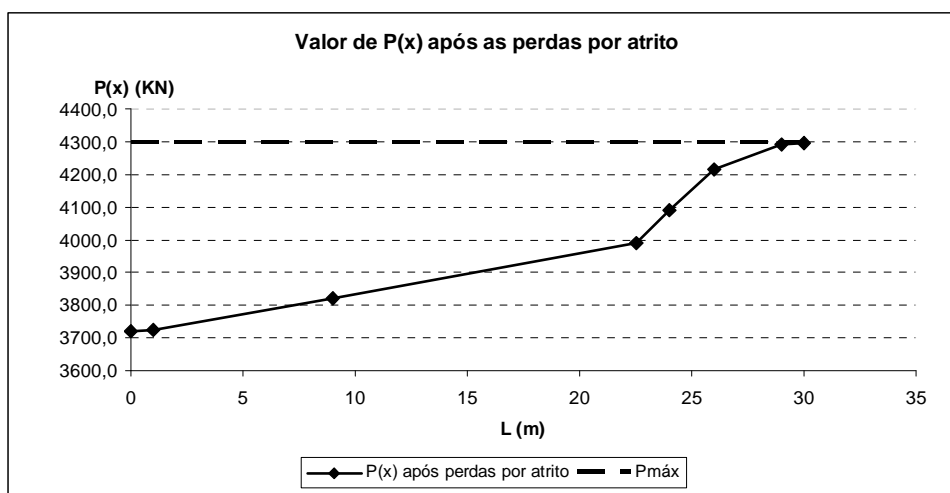


Fig.A1.1 – Valor de $P(x)$ num cabo de pré-esforço após as perdas por atrito

Tendo calculado as perdas por atrito, é possível calcular as perdas que ocorrem devido à reentrada dos cabos nos órgãos de ancoragem. Para calcular estes valores é necessário calcular a distância a que é influenciada por este fenómeno. Para calcular essa distância é necessário resolver o seguinte integral:

$$Ep \cdot \Delta s = - \int_0^a \Delta \sigma \cdot dx \quad (A1.2)$$

O módulo de elasticidade (Ep) da armadura de pré-esforço é de 190 GPa. O escorregamento dos cabos nas cunhas (Δs) considerado foi de 5 mm.

Nestas condições, tendo em conta o estado de tensão da armadura após as perdas por atrito, o comprimento de influência da reentrada dos cabos nos órgãos de ancoragem (Δs) é de 7,41 metros. O ponto que limita a influência de reentrada nos órgãos de ancoragem não coincide com nenhum ponto de inflexão do traçado do pré-esforço. Por isso, é necessário acrescentar esse mesmo ponto no cálculo do valor de $P(x)$.

No quadro A1.2 estão representados os valores de $P(x)$ após as perdas por reentrada nos órgãos de ancoragem.

Quadro A1.2 – Valor de $P(x)$ após as perdas por reentrada nos órgãos de ancoragem

x (m)	$P(x)$ (KN)
0	3718,8
1	3724,1
9	3821,6
22,5	3988,4
22,59	3992,8
24	3899,3
26	3773,0
29	3699,4
30	3692,8

Analogamente ao efectuado para as perdas por atrito representa-se na figura A1.2 o diagrama representativo de $P(x)$ após as perdas por reentrada dos cabos nos órgãos de ancoragem..

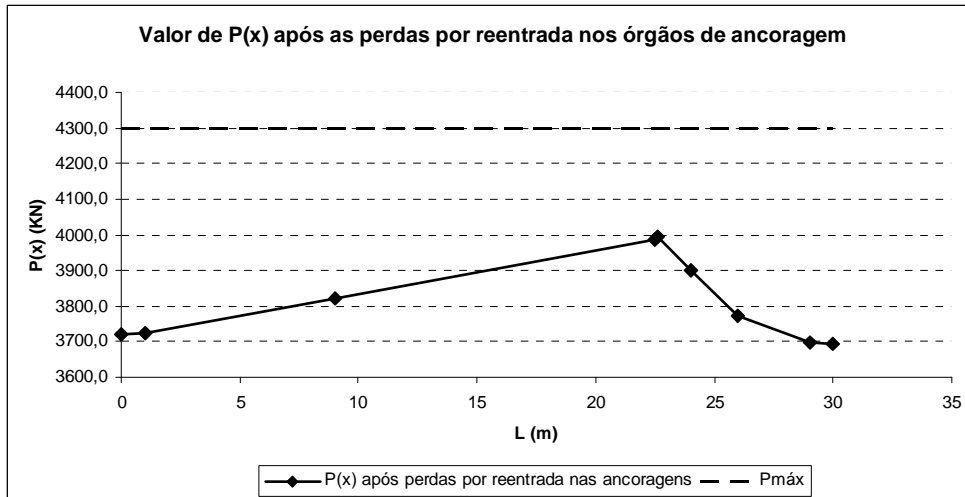


Fig.A1.2 – Valor de $P(x)$ num cabo de pré-esforço após as perdas por reentrada nos órgãos de ancoragem

Finalmente é necessário calcular as perdas de tensão na armadura de pré-esforço devido à deformação elástica do betão. A quantificação destas perdas é feita através da seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{p0,e}(x) = -\frac{1}{2} \cdot \frac{n-1}{n} \cdot \frac{E_p}{E_{c,j}} \cdot \sigma_{c'p}(x) \quad (A1.3)$$

O módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço já foi acima referido, o módulo de elasticidade do betão foi calculado para os três dias de idade tendo-se obtido um valor de 29,2 MPa. O coeficiente n representa o número de cabos sucessivamente traccionados, que no caso em estudo é igual a 8. O valor de $\sigma_{c'p}(x)$ varia consoante a secção. Assim, no quadro A1.3 estão representados os valores obtidos para as perdas por deformação elástica do betão.

Quadro A1.3 – Valor de $P(x)$ após as perdas por reentrada nos órgãos de ancoragem

x (m)	$\sigma_{c'p}(x)$	$\Delta P(x)$ (KN)	$P(x)$ (KN)
0	3085,2	27,0	3691,8
1	3089,6	27,1	3697,0
9	3170,5	27,8	3793,8
22,5	3308,8	29,0	3959,4
22,59	3312,5	29,0	3963,8
24	3234,9	28,4	3871,0
26	3130,1	27,4	3745,5
29	3069,1	26,9	3672,5
30	3063,6	26,9	3665,9

Na figura A1.3 está representado o diagrama de após as perdas por deformação elástica do betão. Este gráfico corresponde ao valor final de $P(x)$ após as perdas instantâneas.

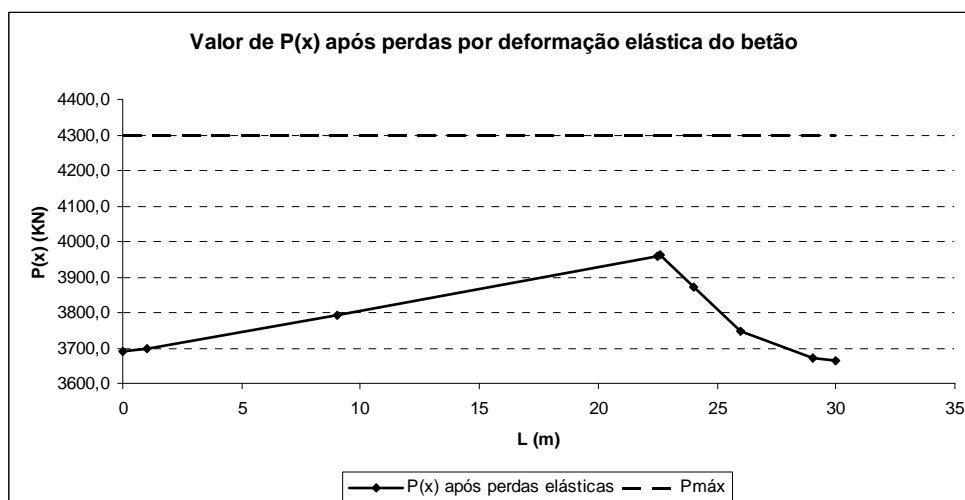


Fig.A1.3 – Valor de $P(x)$ num cabo de pré-esforço após as perdas por deformação elástica do betão

ii) CÁLCULO DAS CARGAS EQUIVALENTES AO PRÉ-ESFORÇO

Dos resultados obtidos para as perdas instantâneas do pré-esforço é possível calcular as equações que definem o valor de $P_t(x)$ em cada troço. Tal como referido no subcapítulo 2.2, a equação de $P_t(x)$ é definida da seguinte forma:

$$P_t(x) = b_0^t + b_1^t \cdot x \quad (\text{A1.4})$$

No quadro A1.4 estão representados os valores que definem as equações de $P_t(x)$.

Quadro A1.4 – Valor das características de $P_t(x)$

J	$x_{i,J} (m)$	$x_{f,J} (m)$	b_0^t	b_1^t
1	0	1	29534,4	41,70
2	1	9	29576,1	96,83
3	9	22,5	30350,8	98,08
4.1	22,5	22,59	31674,9	395,45
4.2	22,59	24	31710,5	-526,74
5	24	26	30967,8	-501,73
6	26	29	29964,3	-194,76
7	29	30	29380,0	-52,50

A equação que define a geometria do traçado do cabo tem o seguinte aspecto:

$$y(x) = a_0 + a_1x + a_2x^2 \quad (\text{A1.5})$$

As características do traçado do cabo, também expostas no subcapítulo 3.1.2 estão representadas no quadro A1.5. Neste quadro é considerada a divisão do troço 4 em 4.1 e 4.2.

Quadro A1.5 – Valor das características $y(x)$

J	$x_{i,J} (m)$	$x_{f,J} (m)$	a_0	a_1	a_2
1	0	1	-0,250	-0,0760	0,00000
2	1	9	-0,326	-0,0760	0,00475
3	9	22,5	-0,630	0,0000	0,00459
4.1	22,5	22,59	0,207	0,1240	-0,04133
4.2	22,59	24	0,218	0,1166	-0,04133
5	24	26	0,300	0,0000	-0,03600
6	26	29	0,156	-0,1440	0,01133
7	29	30	-0,174	-0,0760	0,00000

As características das equações de $P_i(x)$ e de $y(x)$ expostas nos quadros A1.4 e A1.5 respectivamente, foram calculadas em relação a um sistema de eixos com a origem situada, para cada equação, no ponto de abcissa $x_{i,J}$ sendo a ordenada nula ao nível do eixo baricêntrico do tabuleiro da ponte em estudo.

Tendo calculado as equações de $P(x)$ e de $y(x)$, a partir das expressões apresentadas no subcapítulo 2.2 é possível calcular as cargas equivalentes ao pré-esforço para cada troço do cabo.

Com excepção dos troços extremos do traçado de pré-esforço, o esforço axial e os momentos flectores concentrados nas extremidades de cada troço anulam-se. Para os troços extremos o cálculo do esforço axial e de momentos aplicados é feito da seguinte forma:

- Extremidade esquerda

$$\begin{cases} M_E = P_E \cdot y_E \\ N_E = P_E \end{cases} \quad (A1.6)$$

- Extremidade direita

$$\begin{cases} M_D = -P_D \cdot y_D \\ N_D = -P_D \end{cases} \quad (A1.7)$$

O valor de P_E corresponde ao $P(xi)$ do troço entre [1], enquanto que o valor de P_D corresponde ao $P(xf)$ do troço entre [7]. No quadro A1.6 estão representados os valores obtidos.

Quadro A1.6 – Esforço axial e momentos flectores concentrados nas extremidades do tabuleiro

	<i>N (KN)</i>	<i>M (KNm)</i>
<i>Esq.</i>	29534,4	-7383,6
<i>Dir.</i>	-29380,0	-7331,9

O esforço axial varia ao longo de cada troço do cabo de pré-esforço. A variação de cada troço é linear e o seu valor é dado simplesmente por:

$$p(x) = b_1^t \quad (\text{A1.8})$$

O valor do esforço axial distribuído em cada troço está representado no quadro A1.7.

Quadro A2.1 – Esforço axial distribuído em cada troço do traçado do cabo

<i>J</i>	$x_{i,J} \text{ (m)}$	$x_{f,J} \text{ (m)}$	<i>N (KN/m)</i>
1	0	1	41,7
2	1	9	96,8
3	9	22,5	98,1
4.1	22,5	22,59	395,4
4.2	22,59	24	-526,7
5	24	26	-501,7
6	26	29	-194,8
7	29	30	-52,5

O cálculo das cargas verticais distribuídas é feito através da seguinte expressão:

$$s_i(x) = -2 \cdot b_1^t \cdot (a_1^t + 2 \cdot a_2^t \cdot x) - (b_0^t + b_1^t \cdot x) \cdot 2 \cdot a_2^t \quad (\text{A1.9})$$

Através da expressão acima exposta é possível calcular o valor da carga vertical distribuída introduzida pelo pré-esforço. Esta carga é trapezoidal, logo a sua variação em cada troço é linear. Assim, conhecendo o seu valor nas extremidades de cada troço a carga vertical distribuída fica completamente caracterizada. No quadro A1.8 representa-se o valor da carga vertical distribuída nas extremidades de cada troço do traçado do cabo.

Quadro A1.8 – Cargas verticais distribuídas em cada troço

J	$x_{i,J} (m)$	$x_{f,J} (m)$	$s_i (KN/m)$	$s_f (KN/m)$
1	0	1	6,3	6,3
2	1	9	-266,3	-288,3
3	9	22,5	-278,8	-315,3
4.1	22,5	22,59	2520,4	2529,2
4.2	22,59	24	2744,2	2560,0
5	24	26	2229,7	2012,9
6	26	29	-735,3	-695,5
7	29	30	-8,0	-8,0

Por fim, falta apenas quantificar as cargas verticais concentradas que aparecem nas extremidades de cada troço. Estas cargas surgem devido à diferença de declives dos diagramas de $P_i(x)$ em cada troço. No quadro A1.9 está representado o valor das cargas verticais concentradas obtidas nas extremidades de cada troço.

Quadro A1.9 – Cargas verticais concentradas nas extremidades de cada troço

J	$x_{i,J} (m)$	$x_{f,J} (m)$	$s_i (KN/m)$	$s_f (KN/m)$
1	0	1	-2255,0	2261,4
2	1	9	-2279,4	61,0
3	9	22,5	-61,8	-3948,0
4.1	22,5	22,59	4009,5	-3782,3
4.2	22,59	24	3581,4	158,0
5	24	26	-150,5	4393,1
6	26	29	-4345,2	2199,0
7	29	30	-2223,7	2215,8

Os valores representados no quadro A1.9 referem-se às cargas concentradas nas extremidades de cada troço do traçado do cabo. Na realidade, a força vertical a considerar em cada ponto deve ser a soma das forças da extremidade dos dois troços que contêm esse ponto. Assim, no quadro A1.10 estão representados as cargas verticais efectivamente consideradas.

Quadro A1.10 – Cargas verticais concentradas nos pontos de inflexão

x	$V (KN)$
0	-2255,0
1	-18,0
9	-0,8
22,5	61,5
22,59	-200,9
24	7,5
26	47,9
29	-24,7
30	2215,8

A2

RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES

No presente anexo expõem-se os resultados das simulações efectuadas. No corpo de texto do trabalho já foram apresentados os resultados relativos à simulação com um cimbra de deformada $L/400$. Assim, neste anexo apenas se expõem os resultados relativos às restantes simulações.

i) CIMBRE COM DEFORMADA $L/200$

Depois de efectuadas as iterações necessárias para garantir que nenhum dos elementos de interacção cimbra-tabuleiro fica com esforços de tracção, o esforço axial instalado nesses elementos no final da fase de aplicação do pré-esforço assume os valores representados na figura A2.1.

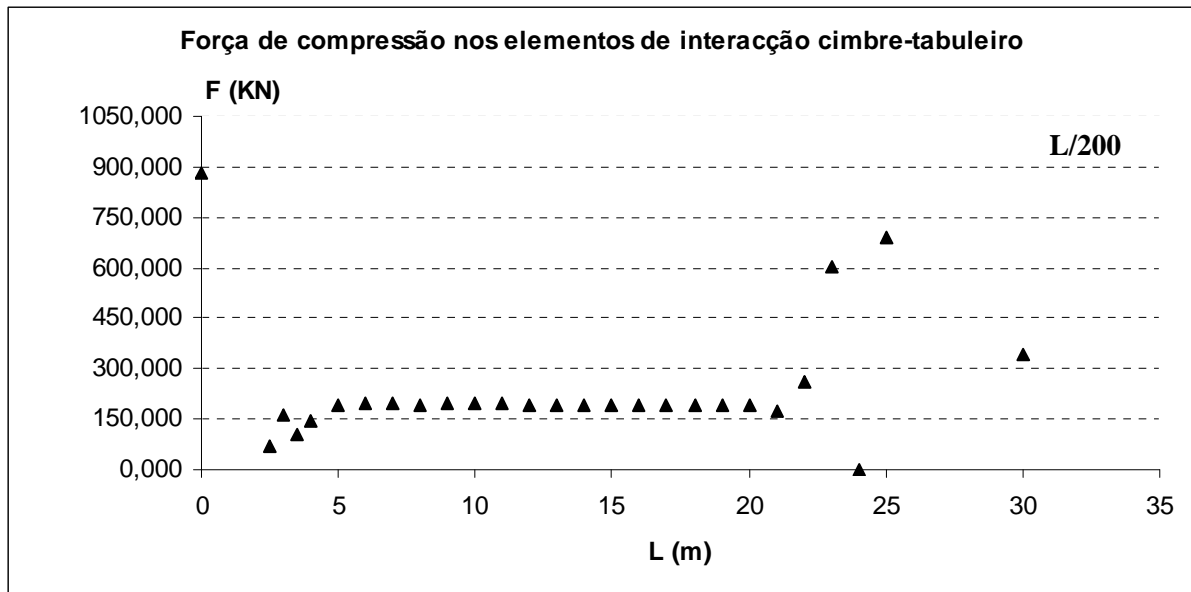


Fig.A2.1 – Acção que o cimbra exerce sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço

As tensões máximas e mínimas ao longo do tabuleiro estão representadas na figura A2.2.

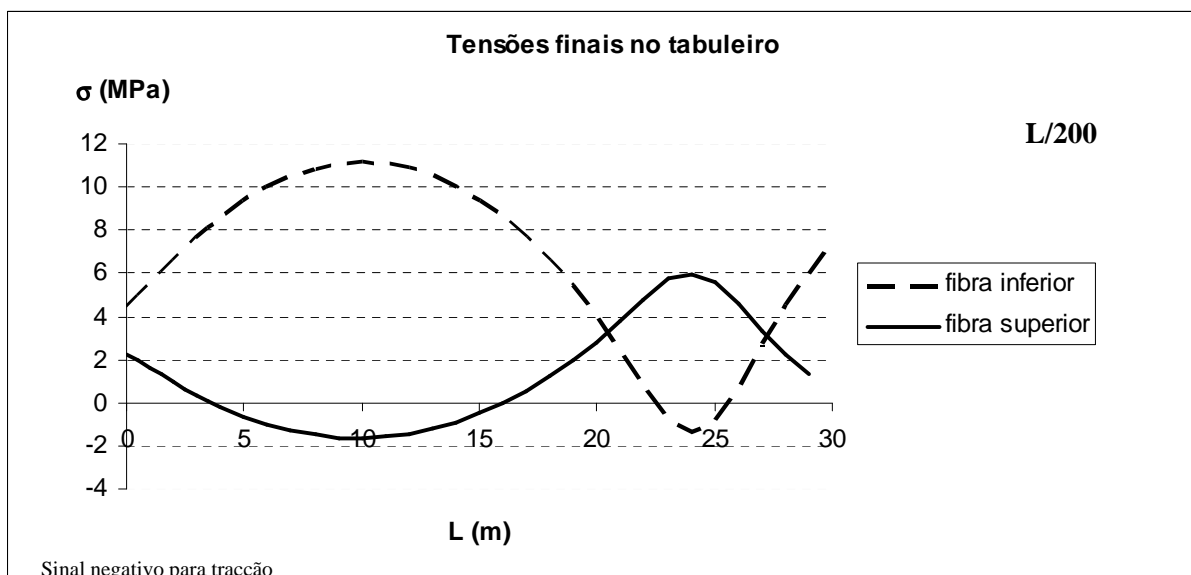


Fig.A2.2 – Tensões instaladas no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço

As tensões máximas e mínimas ocorrem aproximadamente aos 10 metros do tabuleiro. Os valores são os seguintes:

$$\begin{cases} \sigma_{máx} = 11,2 \\ \sigma_{mín} = -1,6 \end{cases} [MPa]$$

O diagrama de momentos no final da fase de aplicação de pré-esforço devido exclusivamente à acção que o cimbra exerce sobre ele está representado na figura A2.3.

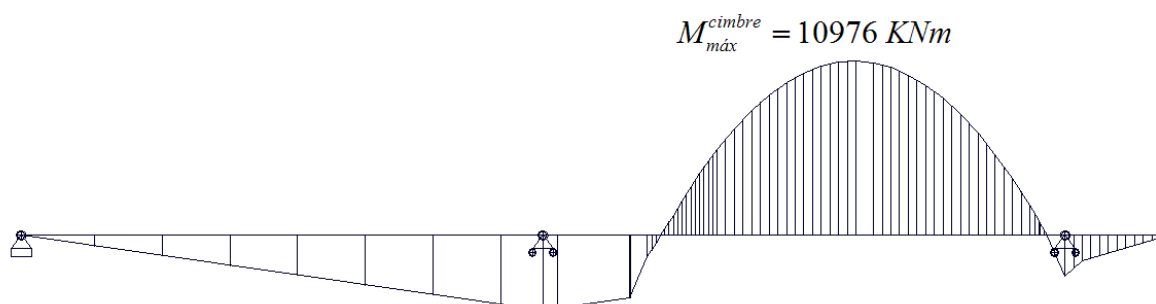


Fig.A2.3 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido à acção do cimbra

Da soma do diagrama acima representado com o diagrama de momentos devido à acção exclusiva do peso próprio do tabuleiro resulta um momento máximo de 6518 KNm. Nestas condições o coeficiente $\gamma_{eq,m}$ assume um valor de:

$$\gamma_{eq,m} = \frac{6518}{17494} = 0,373 \quad (A2.1)$$

A deformada do tabuleiro devido à acção exclusiva do cimbra está representada na figura A2.4.

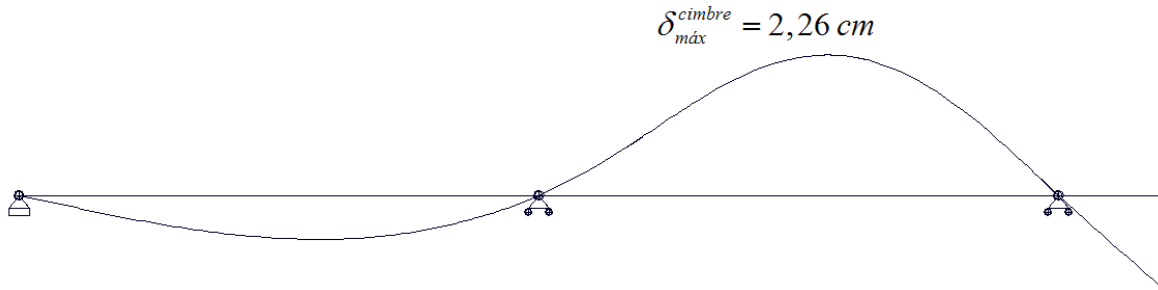


Fig.A2.4 – Deslocamento máximo no tabuleiro devido à acção do cimbra

A soma das deformadas do tabuleiro devido à acção do cimbra e devido à acção do peso próprio do tabuleiro resulta num deslocamento máximo de 1,49 cm. Assim o coeficiente $\gamma_{eq,\delta}$ assume o seguinte valor:

$$\gamma_{eq,\delta} = \frac{1,49}{3,75} = 0,396 \quad (\text{A2.2})$$

ii) CIMBRE COM DEFORMADA L/600

O esforço axial instalado nos elementos de interacção cimbra-tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço na simulação efectuada com um cimbra de deformada L/600 está representado na figura A2.5.

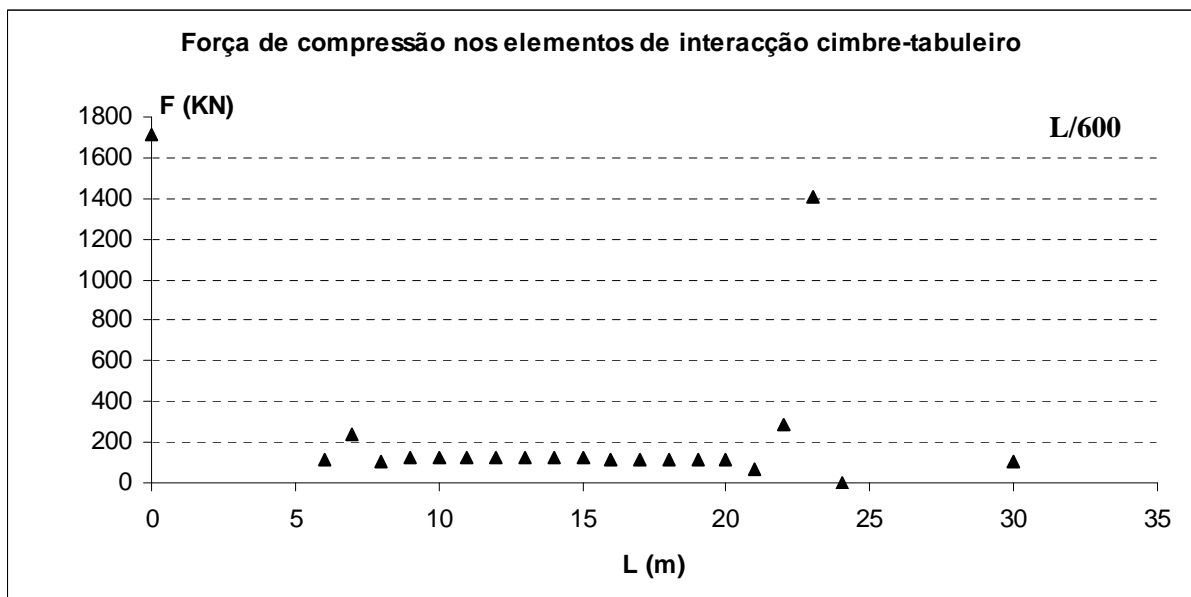


Fig.A2.5 – Acção que o cimbra exerce sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço

As tensões máximas e mínimas ao longo do tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço estão representadas na figura A2.6.

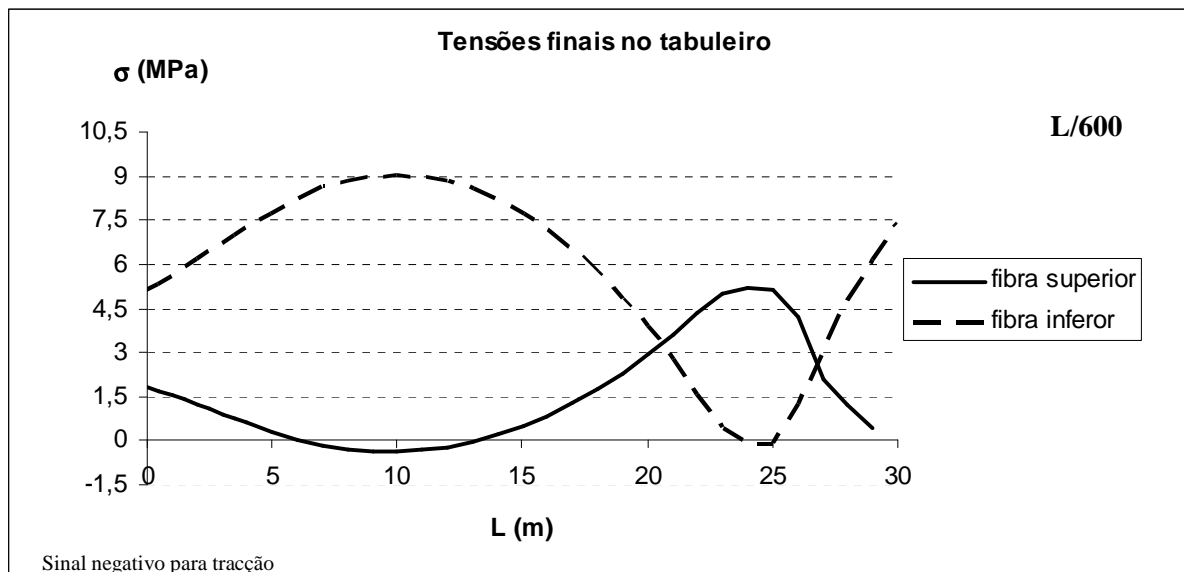


Fig.A2.6 – Tensões instaladas no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço

As tensões máximas e mínimas no tabuleiro são as seguintes:

$$\begin{cases} \sigma_{m\acute{a}x} = 9,0 \\ \sigma_{m\grave{i}n} = -0,4 \end{cases} [MPa]$$

O diagrama de momentos no tabuleiro devido à acção exclusiva do cimbre no final da fase de aplicação de pré-esforço está representado na figura A2.7.

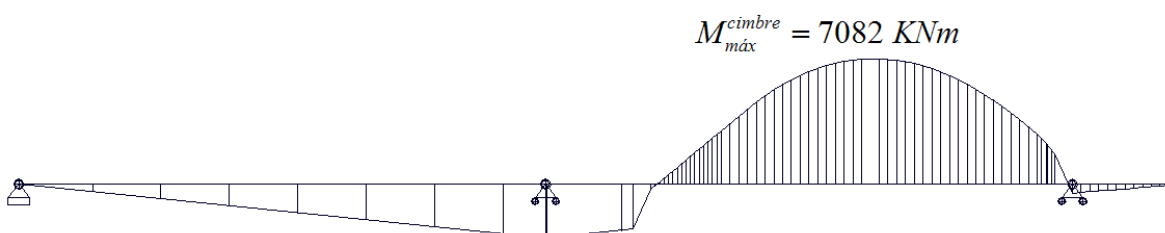


Fig.A2.7 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido à acção do cimbre

Da soma do diagrama acima representado com o diagrama de momentos devido ao peso próprio do tabuleiro resulta um momento máximo de 9665 KNm. Assim o coeficiente $\gamma_{eq,m}$ vale:

$$\gamma_{eq,m} = \frac{9665}{17494} = 0,552 \quad (A2.3)$$

A deformada do tabuleiro devido à acção do cimbra no final da fase de aplicação do pré-esforço está representada na figura A2.8.

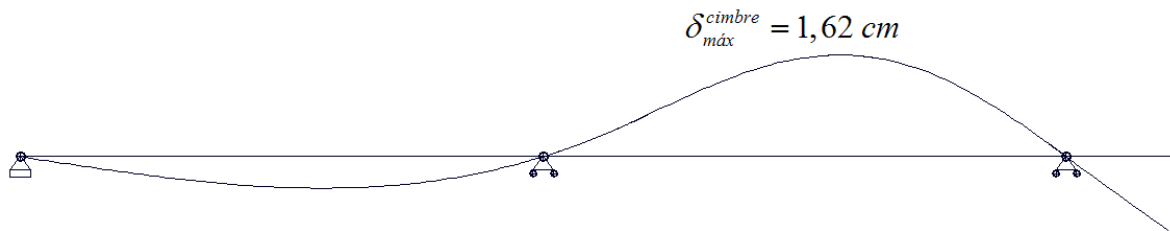


Fig.A2.8 – Deslocamento máximo no tabuleiro devido à acção do cimbra

O deslocamento máximo no tabuleiro devido à acção do peso próprio e à acção do cimbra no final da fase de aplicação de pré-esforço é de 2,13 cm. Assim, o coeficiente $\gamma_{eq,\delta}$ vale:

$$\gamma_{eq,\delta} = \frac{2,13}{3,75} = 0,567 \quad (A2.4)$$

iii) CIMBRE COM DEFORMADA L/800

O esforço axial instalado nos elementos de interacção cimbra-tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço na simulação efectuada com um cimbra de deformada L/800 está representado na figura A2.9.

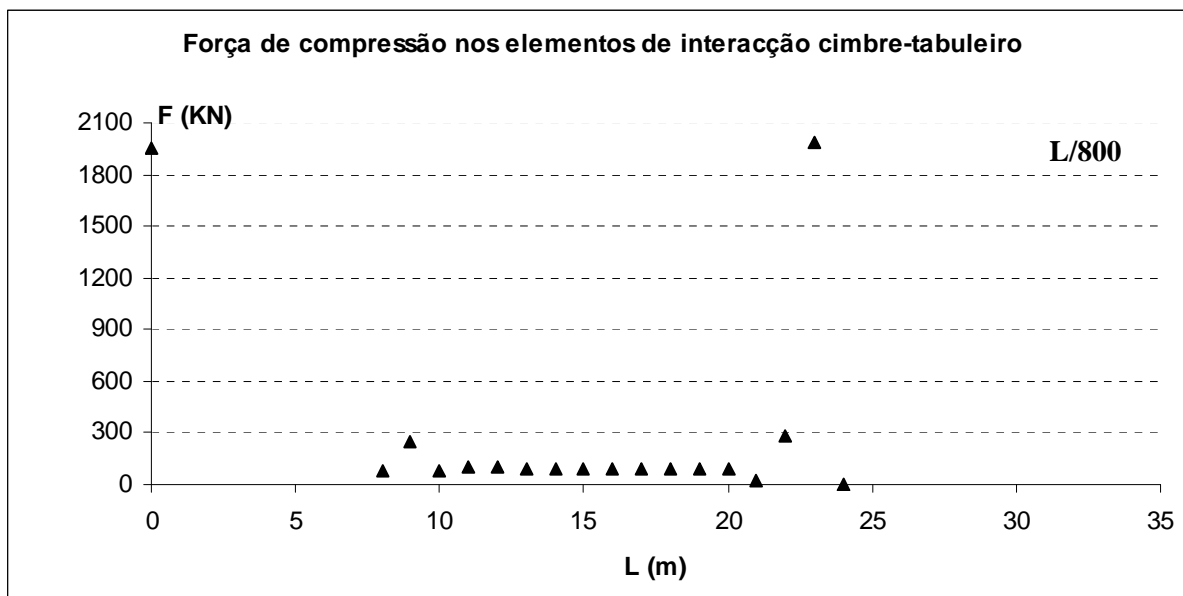


Fig.A2.9 – Acção que o cimbra exerce sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço

As tensões máximas e mínimas ao longo do tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço estão representadas na figura A2.10.

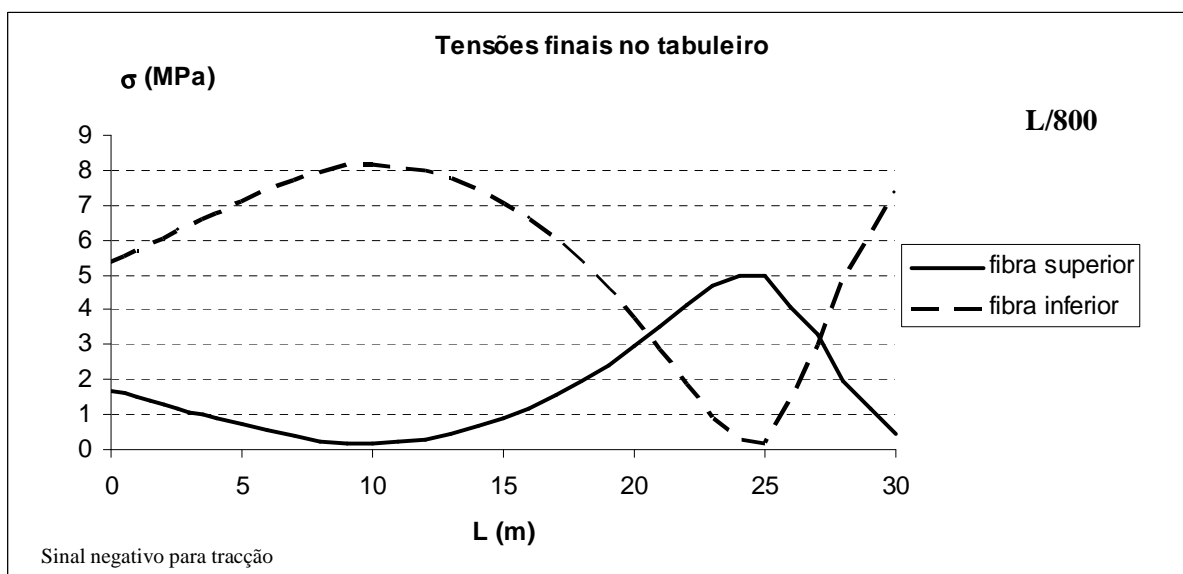


Fig.A2.10 – Tensões instaladas no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço

As tensões máximas e mínimas no tabuleiro são as seguintes:

$$\begin{cases} \sigma_{m\acute{a}x} = 8,2 \\ \sigma_{m\grave{m}n} = 0,2 \end{cases} [MPa]$$

O diagrama de momentos no tabuleiro devido à acção exclusiva do cimbra no final da fase de aplicação de pré-esforço está representado na figura A2.11.

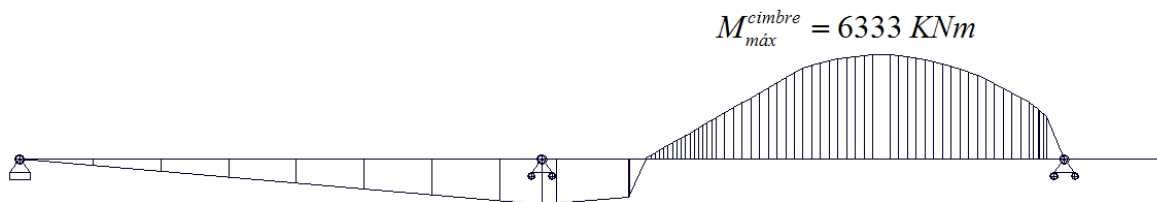


Fig.A2.11 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido à acção do cimbra

Da soma do diagrama acima representado com o diagrama de momentos devido ao peso próprio do tabuleiro resulta um momento máximo de 11161 KNm. Assim o coeficiente $\gamma_{eq,m}$ vale:

$$\gamma_{eq,m} = \frac{11161}{17494} = 0,638 \quad (\text{A2.5})$$

A deformada do tabuleiro devido à acção do cimbra no final da fase de aplicação do pré-esforço está representada na figura A2.12.

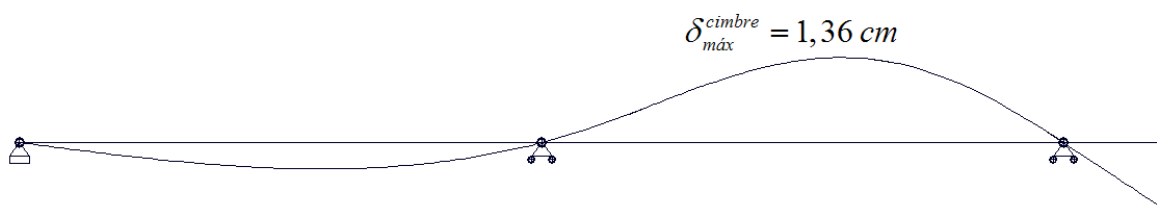


Fig.A2.12 – Deslocamento máximo no tabuleiro devido à acção do cimbra

O deslocamento máximo no tabuleiro devido à acção do peso próprio e à acção do cimbra no final da fase de aplicação de pré-esforço é de 2,39 cm. Assim, o coeficiente $\gamma_{eq,\delta}$ vale:

$$\gamma_{eq,\delta} = \frac{2,39}{3,75} = 0,637 \quad (\text{A2.6})$$

iv) CIMBRE COM DEFORMADA L/1000

O esforço axial instalado nos elementos de interacção cimbre-tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço na simulação efectuada com um cimbre de deformada L/1000 está representado na figura A2.13.

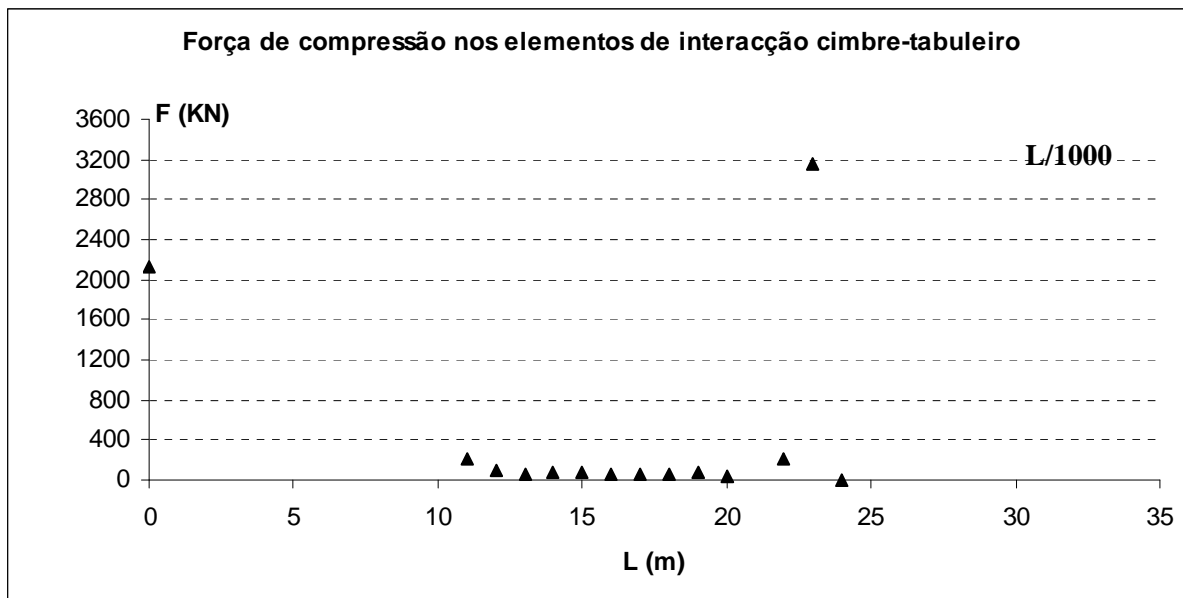


Fig.A2.13 – Acção que o cimbre exerce sobre o tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço

As tensões máximas e mínimas ao longo do tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço estão representadas na figura A2.14.

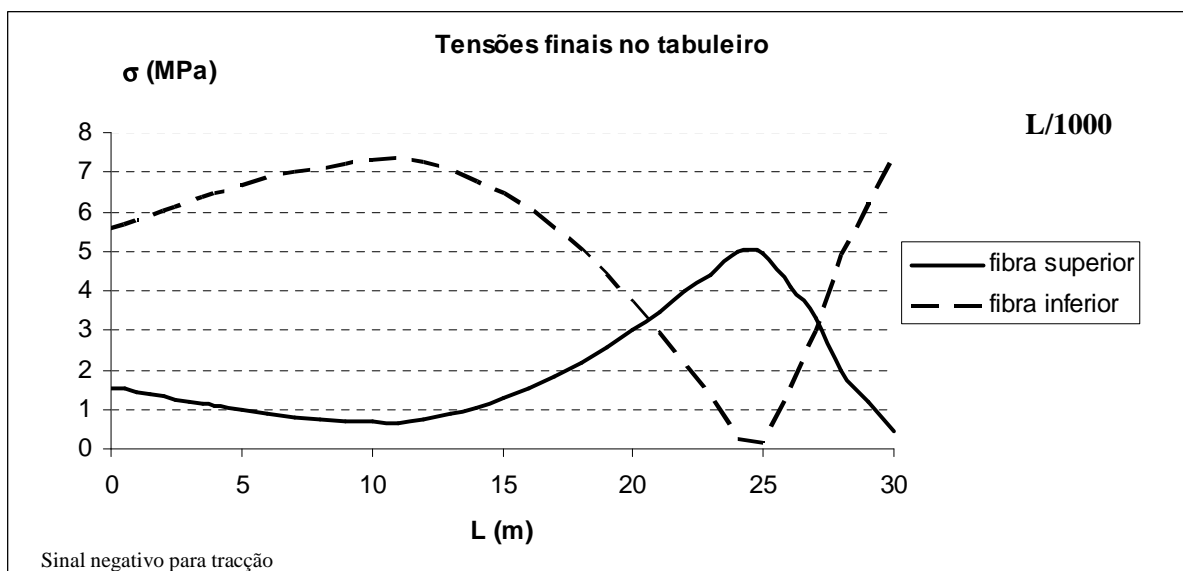


Fig.A2.14 – Tensões instaladas no tabuleiro no final da fase de aplicação do pré-esforço

As tensões máximas e mínimas no tabuleiro são as seguintes:

$$\begin{cases} \sigma_{máx} = 7,3 \\ \sigma_{mín} = 0,7 \end{cases} [MPa]$$

O diagrama de momentos no tabuleiro devido à acção exclusiva do cimbra no final da fase de aplicação de pré-esforço está representado na figura A2.15.

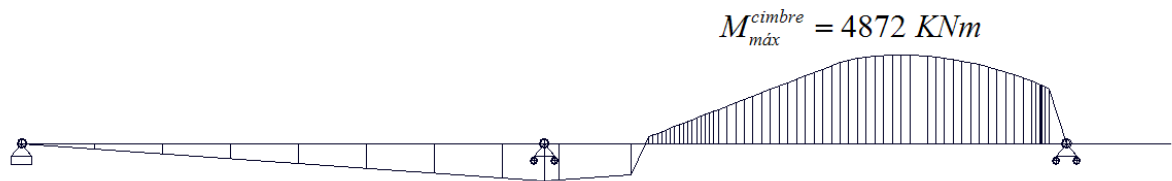


Fig.A2.15 – Diagrama de momentos no tabuleiro devido à acção do cimbra

Da soma do diagrama acima representado com o diagrama de momentos devido ao peso próprio do tabuleiro resulta um momento máximo de 12622 KNm. Assim o coeficiente $\gamma_{eq,m}$ vale:

$$\gamma_{eq,m} = \frac{12622}{17494} = 0,721 \quad (A2.7)$$

A deformada do tabuleiro devido à acção do cimbra no final da fase de aplicação do pré-esforço está representada na figura A2.16.

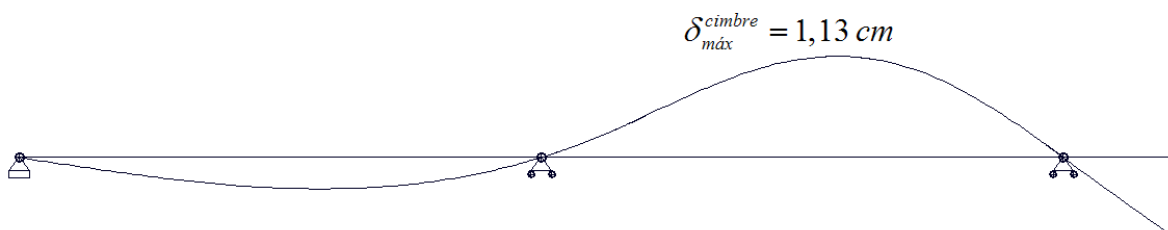


Fig.A2.16 – Deslocamento máximo no tabuleiro devido à acção do cimbra

O deslocamento máximo no tabuleiro devido à acção do peso próprio e à acção do cimbra no final da fase de aplicação de pré-esforço é de 2,62 cm. Assim, o coeficiente $\gamma_{eq,\delta}$ vale:

$$\gamma_{eq,\delta} = \frac{2,62}{3,75} = 0,699 \quad (A2.8)$$

BIBLIOGRAFIA

- [1] *Manual de cimbras autolanzables*, Confederación Nacional de la Construcción, Madrid, 2007
- [2] *Diseño y Utilización de Cimbras*, Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2005
- [3] Adão da Fonseca, A., Arêde, A., *Determinação das acções equivalentes e das perdas em cabos de pré-esforço*, 2º Encontro sobre Estruturas Pré-Esforçadas, Grupo Português de Pré-Esforçado, Porto, 1998
- [4] Eurocódigo 2, *Projecto de Estruturas de Betão, parte 1-1 – Regras gerais e regras para edifícios (EN 1992-1-1)*, Comité Europeu para a Normalização (CEN), Abril de 2004
- [5] Figueiras, J., *Dimensionamento de Estruturas de Betão Pré-Esforçado*, FEUP, Porto, Junho de 1993
- [6] Lisconcebe, *Projecto de execução da Ponte sobre o rio Sousa, 2004*
- [7] Pacheco, P., Guerra, A., Borges, P., Coelho, H., *A Scaffolding System strengthened with Organic Prestressing – The first of a new Generation of Structures*, Structural Engineering International, Vol. 17, Nr. 4, IABSE, pg. 314-321, 2007
- [8] Eurocode, *Bases of structural design (prEN 1990)*, European Committee for Standardization (CEN), 2001
- [9] Eurocode 2, *Design of Concrete Structures, part 2 – Concrete Bridges (ENV 1992-2 : 1996)*, European Committee for Standardization (CEN)
- [10] Adão da Fonseca, A., *Construção de Pontes – Métodos e Tecnologias*, Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Pontes do curso de Engenharia civil, FEUP, 1991
- [11] António Baptista, M., *Análise diferida de pontes construídas tramo a tramo com cimbres autoportantes e autolanzáveis*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 1995