

**DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS EM
TABULEIROS DE PONTES DE BETÃO
ARMADO CONSTRUÍDOS TRAMO A
TRAMO
- ESTUDO DE UM CASO CONCRETO -**

GILBERTO CASTRO ALVES

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

Orientador: Professor Doutor António Manuel Adão da Fonseca

Co-Orientador: Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco

SETEMBRO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

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 - 2008/2009 - 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.

A meus Pais e Irmã

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar gostaria de expressar o meu profundo agradecimento ao Professor Doutor António Adão da Fonseca, meu orientador científico, pelos sábios ensinamentos transmitidos que muito contribuíram para levar a bom porto a execução desta tese.

Ao meu co-orientador, Professor Doutor Pedro Pacheco, agradeço toda a liberdade concedida, atenção e interesse dedicado ao meu trabalho.

Ao Engenheiro Pedro Borges agradeço pelos momentos de discussão e pela visão crítica e objectiva que muito contribuiu para a clarificação de questões que surgiram no decurso do trabalho.

Agradeço aos meus amigos e colegas da Faculdade de Engenharia que sempre me incentivaram e apoiaram no sentido de concluir com êxito esta etapa, em especial ao Engenheiro Nuno Queirós pelas longas horas de trabalho passadas em conjunto.

E por fim uma palavra à Diana pelo apoio incondicional em todos os momentos.

RESUMO

A aplicação de uma nova tecnologia a um processo construtivo clássico permite, não só o alargamento do seu campo de aplicação, como também lhe impõem um conjunto de novos desafios. Um exemplo evidente desta questão surge associado à aplicação da metodologia construtiva tramo a tramo com cimbra autolançável para a construção de pontes de grande vão, possível graças à recente tecnologia do pré-esforço orgânico (OPS).

Neste trabalho analisa-se o faseamento construtivo de uma ponte de grande vão que será realizada com recurso à referida metodologia construtiva. O estudo centra-se na evolução da resposta estrutural do tabuleiro durante a construção.

Para introduzir as implicações do processo construtivo, no tipo de solicitações impostas ao tabuleiro e nas soluções de pré-esforço escolhidas, apresenta-se um breve resumo dos métodos construtivos de pontes betonadas *in situ*.

A identificação das fenómenos relevantes para o estudo do processo construtivo de uma ponte construída com a metodologia analisada ocupa um lugar central no trabalho desenvolvido, dando especial ênfase ao estudo do comportamento diferido do betão, do pré-esforço e das acções aplicadas pelo cimbra autolançável. A integração de toda esta informação permitiu a realização de um modelo computacional que simula todo o processo construtivo.

Os resultados obtidos são relevantes para o planeamento detalhado da execução da obra e demonstram que a metodologia construtiva tramo a tramo com cimbra autolançável, quando aplicada à construção de pontes de grande vão, pode levar a que a fase construtiva se torne condicionante para a concepção do tabuleiro e para a definição da solução de pré-esforço a adoptar.

PALAVRAS CHAVE: Pontes, Métodos Construtivos, Tabuleiro, Tramo a Tramo, Faseamento Construtivo.

ABSTRACT

The appliance of a new technology to a classical constructive process allows not only the enlargement of its application domain but also a set of new challenges. A paradigmatic example of this issue is the appliance of the span-by-span constructive methodology with the movable scaffolding system to the construction of large span bridges, which became possible because of the recent organic prestressing technology.

In this work it is analysed the constructive phases of a large span bridge, which will be executed using the mentioned constructive methodology. The focal point of this study is the structural response progression of the deck during its construction.

In order to introduce the construction procedures implications, in the compelled solicitations to the deck and in the prestress chosen solutions, a brief resume of the constructive methods of post casted concreted bridges is presented.

The identification of the pertinent measures to the constructive sequence study of a bridge built with the mentioned methodology, given special attention to the study of the concrete time dependent behavior, of the prestress and of the applied actions by the scaffolding, assumes a crucial role in the context of the developed work. The integration of all this data allowed the development of a computational model which simulates all the constructive sequence.

The results of this study are important to the detailed planning of the construction carried out. Furthermore, they reveal that the span-by-span constructive methodology with the movable scaffolding system, when applied to the construction of large span bridges, can become conditioning phase to the deck conception and to the definition of the prestress solution to adopt.

KEY WORDS: Bridges, Construction Methods, Span by Span, Deck, Construction Sequence.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABELAS	XVII

1 INTRODUÇÃO 1

1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVO DO TRABALHO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2

2 APRESENTAÇÃO DOS MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES DE MÉDIO OU GRANDE VÃO CONSTRUÍDAS EM BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO BETONADAS *IN SITU*. 3

2.1. NOTA PRÉVIA	3
2.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES DE MÉDIO OU GRANDE VÃO BETONADAS <i>IN SITU</i> .. 3	
2.2.1. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO COM CIMBRE FIXO	3
2.2.1.1. Descrição do método.....	3
2.2.1.2. Equipamentos	4
2.2.1.3. Influência no comportamento estrutural	5
2.2.2. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO COM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL.....	7
2.2.2.1. Descrição do método.....	7
2.2.2.2. Cimbres autolançáveis convencionais	8
2.2.2.3. Cimbres autolançáveis com OPS	9
2.2.2.4. Influência no comportamento estrutural	11
2.2.3. DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS	12
2.2.3.1. Descrição do método.....	12
2.2.3.2. Equipamentos	13
2.2.3.3. Influência no comportamento estrutural	14
2.2.4. AVANÇOS SUCESSIVOS	15
2.2.4.1. Descrição do método.....	15

2.2.4.2. Equipamentos	16
-----------------------------	----

2.2.4.3. Influência no comportamento estrutural	16
---	----

3 FENÓMENOS FUNDAMENTAIS INTERESSADOS NO ESTUDO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO DE PONTES DE BETÃO EXECUTADAS TRAMO A TRAMO..... 19

3.1. NOTA PRÉVIA	19
-------------------------------	-----------

3.2. COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS	19
---	-----------

3.2.1. BETÃO	19
--------------------	----

3.2.1.1. Maturação do betão	20
-----------------------------------	----

3.2.1.2. Retracção	21
--------------------------	----

3.2.1.3. Fluência	24
-------------------------	----

3.2.2. AÇO DE PRÉ-ESFORÇO – RELAXAÇÃO	28
---	----

3.2.3. ARMADURAS PASSIVAS	29
---------------------------------	----

3.3. APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO.....	29
---	-----------

3.3.1. CONCEITO DE CARGA EQUIVALENTE DA ACÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO	29
--	----

3.3.1.1. Traçado parabólico.....	31
----------------------------------	----

3.3.1.2. Traçado poligonal.....	32
---------------------------------	----

3.3.1.3. Zona de ancoragem dos cabos	33
--	----

3.3.1.4. Efeito hiperestático do pré-esforço	33
--	----

3.3.2. TIPOS DE PRÉ-ESFORÇO	34
-----------------------------------	----

3.3.2.1. Pré-esforço interior aderente	34
--	----

3.3.2.2. Pré-esforço exterior.....	34
------------------------------------	----

3.3.3. PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO – PRÉ-ESFORÇO INTERIOR ADERENTE	35
--	----

3.3.4. PERDAS INSTANTÂNEAS DE TENSÃO NA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO.....	35
--	----

3.3.4.1. Perdas por atrito entre o cabo e a bainha	35
--	----

3.3.4.2. Perdas de pré-esforço por ajuste dos órgãos de ancoragem	39
---	----

3.3.4.3. Perdas por deformação elástica instantânea do betão	45
--	----

3.3.5. PERDAS DIFERIDAS DE TENSÃO NA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO	51
--	----

3.3.5.1. Perdas de tensão na armadura de pré-esforço por retracção do betão	51
---	----

3.3.5.2. Perdas de pré-esforço devidas à fluência do betão.....	52
---	----

3.3.5.3. Perda por relaxação do aço de pré-esforço	53
--	----

3.3.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS RELATIVAS ÀS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO	53
--	----

3.3.6.1. Perdas instantâneas.....	53
-----------------------------------	----

3.3.6.2. Perdas diferidas	53
---------------------------------	----

3.4. FASEAMENTO CONSTRUTIVO DE UMA PONTE CONSTRUÍDA TRAMO A TRAMO.....	55
---	-----------

3.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	55
3.4.2. EVOLUÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	55
3.4.3. ESTADOS LIMITE EM FASE CONSTRUTIVA	56
3.4.3.1. Limites de tensão para o betão em fase construtiva.....	56
3.4.3.2. Limites de tensão nas armaduras de pré-esforço em fase construtiva.....	58
4 ESTUDO DE UM PROJECTO REAL – VIADUTO RÍO CABRIEL –	59
4.1. DESCRIÇÃO DO PROJECTO	59
4.1.1. NOTA PRÉVIA	59
4.1.2. DESCRIÇÃO	59
4.1.3. RASANTE	59
4.1.4. PERFIL TRANSVERSAL.....	60
4.1.5. SUPERESTRUTURA	60
4.1.6. PROCESSO CONSTRUTIVO.....	61
4.1.7. MATERIAIS	63
4.1.7.1. Betão	63
4.1.7.2. Aço de pré-esforço	66
4.1.8. PRÉ-ESFORÇO	67
4.2. PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO	69
4.2.1. PERDAS INSTANTÂNEAS	69
4.2.2. PERDAS DIFERIDAS DE PRÉ-ESFORÇO	72
4.3. APRESENTAÇÃO DO CIMBRE AUTOLANÇÁVEL.....	73
4.4. ACÇÕES.....	75
4.4.1. FASE CONSTRUTIVA.....	76
4.4.1. ACÇÕES EM FASE DE UTILIZAÇÃO DA ESTRUTURA.....	84
4.5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS.....	85
4.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	85
4.5.2. ESFORÇOS E TENSÕES EM FASE CONSTRUTIVA.....	86
4.5.3. ESFORÇOS E TENSÕES NO FINAL DA FASE CONSTRUTIVA	102
4.5.4. DEFORMAÇÕES EM FASE CONSTRUTIVA	103
4.5.5. COMPARAÇÃO ENTRE AS ANÁLISES DA ESTRUTURA EM SERVIÇO E EM FASE CONSTRUTIVA.....	106
4.5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS	109
5 CONCLUSÃO	111
5.1. CONCLUSÕES GERAIS	111
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	112

BIBLIOGRAFIA.....113

ANEXOS

A.1. VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO.....A - 1

A.2. GEOMETRIA DO MODELO.....A - 15

ÍNDICE DE FIGURAS

FIG. 2.1. – CIMBRE FIXO [3].....	4
FIG. 2.2. – CIMBRE FIXO COM VIGAS E MONTANTES [5].	5
FIG. 2.3. – CIMBRE FIXO [3].....	5
FIG. 2.4. – CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO COM CIMBRE FIXO [5].	6
FIG. 2.5. – EVOLUÇÃO QUALITATIVA DO DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES PARA AS CARGAS PERMANENTES NUMA PONTE, B), CONSTRUÍDA COM CIMBRE FIXO, A) [7].	7
FIG. 2.6. – COMPONENTES DE UM CIMBRE COM SISTEMA OPS; A) E B) [8].	8
FIG. 2.7. – CIMBRE AUTOLANÇAVÉL CONVENCIONAL [5].....	8
FIG. 2.8. – CIMBRE AUTOLANÇAVÉL COM OPS [8].	9
FIG. 2.9. – CIMBRE M1 [8].	9
FIG. 2.10. – CIMBRE AUTOLANÇAVÉL SUPERIOR [9].	10
FIG. 2.11. – CIMBRE AUTOLANÇAVÉL INFERIOR [10].	11
FIG. 2.12. – EVOLUÇÃO QUALITATIVA DO DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES RESULTANTE DAS CARGAS PERMANENTES NUMA PONTE, B), CONSTRUÍDA COM CIMBRE AUTOLANÇAVÉL, A) [7].	11
FIG. 2.13. – DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS [11].	12
FIG. 2.14. – PARQUE DE FABRICAÇÃO NUM ENCONTRO [12].	13
FIG. 2.15. – VIGA METÁLICA DIANTEIRA (“AVANT-BEC”) [12].	14
FIG. 2.16. – INVERSÃO DO DIAGRAMA QUALITATIVO DE MOMENTO FLECTOR PARA AS ACÇÕES PERMANENTES EM DUAS SECÇÕES DA PONTE, B), DECORRENTE DO PROCESSO CONSTRUTIVO, A) [7].	14
FIG. 2.17. – MÉTODO DOS AVANÇOS SUCESSIVOS [14].	15
FIG. 2.18. – CARROS DE AVANÇO NA EXTREMIDADE DAS CONSOLAS [15].	16
FIG. 2.19. – FORMAS DE ABSORVER O DESEQUILÍBRIO DE MOMENTO FLECTOR[7].	17
FIG. 2.20. – CABOS DE PRÉ-ESFORÇO COLOCADOS EM FASE CONSTRUTIVA [7].	17
FIG. 2.21. – EVOLUÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO, A), E DO DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR ASSOCIADO ÀS CARGAS PERMANENTES, B) [7].	17
FIG. 2.22. – ESQUEMA DE PRÉ-ESFORÇO LONGITUDINAL FINAL [13].	18
FIG. 3.1. – ACÇÕES EXERCIDAS SOBRE O CABO DE PRÉ-ESFORÇO [19].	29
FIG. 3.2. – ACÇÕES EXERCIDAS SOBRE O BETÃO [19].	30
FIG. 3.3. – REFERENCIAL UTILIZADO NA DEDUÇÃO DA EQUAÇÃO DO TRAÇADO DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO.	30

FIG. 3.4. – TROÇO INFINITESIMAL DE CABO PARABÓLICO E ACÇÕES SOBRE ELE APLICADAS.....	31
FIG. 3.5. – TROÇO DE CABO DE PRÉ-ESFORÇO DE TRAÇADO POLIGONAL.	32
FIG. 3.6. – CARGAS EQUIVALENTES À ACÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO NA ZONA DAS ANCORAGENS, A) E B).	33
FIG. 3.7. – VIGA HIPERESTÁTICA PRÉ-ESFORÇADA.	33
FIG. 3.8. – DEFORMAÇÃO ISOESTÁTICA DA ESTRUTURA POR ACÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO.	34
FIG. 3.9. – REACÇÕES HIPERESTÁTICAS PROVOCADAS PELO PRÉ-ESFORÇO.....	34
FIG. 3.10. – CABOS DE PRÉ-ESFORÇO EXTERIORES [20].	35
FIG. 3.11. – TROÇO ELEMENTAR DE CABO DE PRÉ-ESFORÇO.....	36
FIG. 3.12. – DESVIOS DE POSICIONAMENTO EM RELAÇÃO À DISPOSIÇÃO TEÓRICA [21].	37
FIG. 3.13. – VIGA COM CABO PARABÓLICO PRÉ-ESFORÇADO COM ANCORAGEM ACTIVA NA SECÇÃO A.....	38
FIG. 3.14. – DIAGRAMA DE TENSÃO NA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO INCLUINDO AS PERDAS POR ATRITO.....	38
FIG. 3.15. – VIGA COM CABO DE PRÉ-ESFORÇO PARABÓLICO E RECTO COM ANCORAGEM ACTIVA NA SECÇÃO A.	39
FIG. 3.16. – DIAGRAMA DE TENSÃO NA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO INCLUINDO AS PERDAS POR ATRITO.....	39
FIG. 3.17. – PERDA DE PRÉ-ESFORÇO POR AJUSTE DOS ÓRGÃOS DE ANCORAGEM - ADAPTADO DE [22].....	40
FIG. 3.18. – DIAGRAMA DE PRÉ-ESFORÇO TENDO EM CONTA O AJUSTE DAS ANCORAGENS	40
FIG. 3.19. – DIAGRAMA DE PRÉ-ESFORÇO REFLECTINDO O EFEITO DO AJUSTE DOS ÓRGÃOS DE ANCORAGEM.	41
FIG. 3.20. – DIAGRAMA DE TENSÃO UTILIZADO NA DEDUÇÃO DAS EXPRESSÕES PARA TRATAR AS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO POR AJUSTE DOS ÓRGÃOS DE ANCORAGEM.....	41
FIG. 3.21. – EXTENSÃO DA INFLUÊNCIA DO AJUSTE DAS ANCORAGENS NUM CABO COM TRAÇADO DE ELEVADA CURVATURA.....	44
FIG. 3.22. - EXTENSÃO DA INFLUÊNCIA DO AJUSTE DAS ANCORAGENS NUM CABO COM TRAÇADO DE REDUZIDA CURVATURA.	45
FIG. 3.23. – DEFORMAÇÃO DO CIMBRE NO MOMENTO DA BETONAGEM.....	50
FIG. 3.24. – VARIAÇÃO DE DEFORMAÇÃO DO CIMBRE QUANDO SE APLICA O PRÉ-ESFORÇO.....	50
FIG. 3.25. – DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES DAS CARGAS PERMANENTES.	55
FIG. 4.1. – PLANTA DA OBRA [28].....	59
FIG. 4.2. – PERFIL TRANSVERSAL [28].....	60
FIG. 4.3. – SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO NO VÃO [28].	61
FIG. 4.4. – SECÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO SOBRE OS PILARES [28].....	61

FIG. 4.5. – PRIMEIRA FASE DE EXECUÇÃO DA OBRA [28].	62
FIG. 4.6. – CONSTRUÇÃO DO PRIMEIRO TRAMO DO TABULEIRO [28].	62
FIG. 4.7. – CONSTRUÇÃO DO SEGUNDO TRAMO DO TABULEIRO [28].	62
FIG. 4.8. – CONSTRUÇÃO DO ÚLTIMO TRAMO DO TABULEIRO [28].	63
FIG. 4.9. – EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO DO BETÃO.	64
FIG. 4.10. – EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO.	65
FIG. 4.11. – EVOLUÇÃO DO COEFICIENTE DE FLUÊNCIA EM FASE CONSTRUTIVA.	65
FIG. 4.12. – EVOLUÇÃO DA EXTENSÃO TOTAL POR RETRACÇÃO EM FASE CONSTRUTIVA.	65
FIG. 4.13. – EFEITO DA RETRACÇÃO: A) PEÇA DE BETÃO SIMPLES E B) PEÇA DE BETÃO ARMADO.	66
FIG. 4.14. – EXEMPLOS DA LOCALIZAÇÃO DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO NUMA SECÇÃO DE ESTICAMENTO A) E NUMA SECÇÃO DE VÃO B) [28].	67
FIG. 4.15. – TRAÇADO DO PRÉ-ESFORÇO PARA O PRIMEIRO TRAMO [28].	67
FIG. 4.16. – TRAÇADO DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO PARA OS TRAMOS ENTRE O SEGUNDO E O SÉTIMO [28].	67
FIG. 4.17. – TRAÇADO DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO PARA O OITAVO TRAMO [28].	68
FIG. 4.18. – SECÇÃO COM OS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO FICTÍCIOS QUE REPRESENTAM A RESULTANTE POR ALMA.	68
FIG. 4.19. – REFERENCIAL PARA DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO TRAÇADO DO CABO; SECÇÃO A) E ALÇADO B).	68
FIG. 4.20. – CURVATURA DO CABO AO LONGO DO DESENVOLVIMENTO.	69
FIG. 4.21. – DIAGRAMA DE PRÉ-ESFORÇO PARA UM TRAMO TIPO.	70
FIG. 4.22. – EXEMPLIFICAÇÃO DO MÉTODO DE CÁLCULO DA TENSÃO NO BETÃO AO NÍVEL DA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO.	70
FIG. 4.23. – OBTENÇÃO DA TENSÃO NAS FIBRAS EXTREMAS DA SECÇÃO (IMAGEM DO PROGRAMA SAP2000®).	71
FIG. 4.24. – DIAGRAMA DE ESFORÇO AXIAL DA PONTE COMPLETA (IMAGEM DO PROGRAMA SAP2000®).	72
FIG. 4.25. – CIMBRE M70-S [29].	73
FIG. 4.26. – REPRESENTAÇÃO DO SISTEMA OPS NO CIMBRE M70-S [29].	74
FIG. 4.27. – SECÇÃO TRANSVERSAL DO CIMBRE EM FASE DE BETONAGEM, A) E EM FASE DE AVANÇO, B) [29].	75
FIG. 4.28. – LOCALIZAÇÃO DAS ACÇÕES APLICADAS PELO CIMBRE NUM TRAMO.	77
FIG. 4.29. – DIAGRAMA DE GANTT EXEMPLIFICATIVO DA ORGANIZAÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO.	80
FIG. 4.30. – PASSO DE CARGA Nº 28.	82
FIG. 4.31. – PASSO DE CARGA Nº 29.	82

FIG. 4.32. – PASSO DE CARGA Nº 30.....	82
FIG. 4.33. – PASSO DE CARGA Nº 31.....	82
FIG. 4.34. – PASSO DE CARGA Nº 32.....	83
FIG. 4.35. – PASSO DE CARGA Nº 34.....	83
FIG. 4.36. – PASSO DE CARGA Nº 36.....	83
FIG. 4.37. – VEÍCULO TIPO RSA PLANTA A) E ALÇADO B) [30].	84
FIG. 4.38. – DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR PARA A ACÇÃO PESO PRÓPRIO.....	85
FIG. 4.39. – DIAGRAMAS DE MOMENTOS FLECTORES DEVIDOS AO PRÉ-ESFORÇO.....	86
FIG. 4.40. – DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEVIDO AO PESO PRÓPRIO, PRÉ-ESFORÇO E GRADIENTE TÉRMICO (PASSO DE CARGA Nº28).....	86
FIG. 4.41. – DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEVIDO À APLICAÇÃO DA ACÇÃO ANUL_PBET_CIMBRE3.....	87
FIG. 4.42. – DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR ACUMULADO (PASSO DE CARGA Nº 29).....	87
FIG. 4.43. - DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEVIDO À APLICAÇÃO DA ACÇÃO PA4.....	88
FIG. 4.44. - DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR ACUMULADO (PASSO DE CARGA Nº 30).	88
FIG. 4.45. - DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEVIDO À APLICAÇÃO DA ACÇÃO ANUL_PA4.....	89
FIG. 4.46. - DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR ACUMULADO (PASSO DE CARGA Nº 31).	89
FIG. 4.47. - DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEVIDO À APLICAÇÃO DA ACÇÃO PBET_CIMBRE4.	90
FIG. 4.48. - DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR ACUMULADO (PASSO DE CARGA Nº 32).	90
FIG. 4.49. - DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEVIDO À APLICAÇÃO DA ACÇÃO PBET_BETÃO4. 91	
FIG. 4.50. - DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR ACUMULADO (PASSO DE CARGA Nº 34).	91
FIG. 4.51. - DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DEVIDO À APLICAÇÃO DA ACÇÃO ANUL_PBET_BETÃO4.	92
FIG. 4.52. - DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR ACUMULADO (PASSO DE CARGA Nº 36).	92
FIG. 4.53. – ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES EM FASE CONSTRUTIVA.....	93
FIG. 4.54. – ENVOLVENTE DE ESFORÇO TRANSVERSO EM FASE CONSTRUTIVA.....	94
FIG. 4.55. – COMPARAÇÃO ENTRE AS ENVOLVENTES DE MOMENTOS FLECTORES NEGATIVOS.....	94
FIG. 4.56. – COMPARAÇÃO DA ENVOLVENTE DE MOMENTOS FLECTORES POSITIVOS.....	95
FIG. 4.57. – ENVOLVENTE DE TENSÕES DE COMPRESSÃO NO BETÃO.....	96
FIG. 4.58. - COMPARAÇÃO DE ENVOLVENTES DE TENSÃO DE COMPRESSÃO PARA A FIBRA SUPERIOR.	96
FIG. 4.59. – COMPARAÇÃO DE ENVOLVENTES DE TENSÃO DE COMPRESSÃO PARA A FIBRA INFERIOR.....	96
FIG. 4.60. - VARIAÇÃO DO MOMENTO FLECTOR NA SECÇÃO SOBRE O PILAR.	98

FIG. 4.61. – VARIAÇÃO DO MOMENTO FLECTOR NA SECÇÃO DO VÃO.....	98
FIG. 4.62. – VARIAÇÃO DA TENSÃO DE COMPRESSÃO NA FIBRA SUPERIOR DA SECÇÃO SOBRE PILAR.....	99
FIG. 4.63. – VARIAÇÃO DA TENSÃO DE COMPRESSÃO NA FIBRA INFERIOR DA SECÇÃO SOBRE O PILAR.....	99
FIG. 4.64. - VARIAÇÃO DA TENSÃO DE COMPRESSÃO NA FIBRA SUPERIOR DA SECÇÃO DO VÃO..	100
FIG. 4.65. - VARIAÇÃO DA TENSÃO DE COMPRESSÃO NA FIBRA INFERIOR DA SECÇÃO DO VÃO. ...	100
FIG. 4.66. – IDADE DO BETÃO EM CADA PASSO DE CARGA.....	101
FIG. 4.67. – DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR INSTALADO NA ESTRUTURA NO FINAL DA CONSTRUÇÃO.....	102
FIG. 4.68. – DIAGRAMA DE TENSÕES DE COMPRESSÃO PARA AS FIBRAS EXTREMAS DA SECÇÃO TRANSVERSAL.	102
FIG. 4.75. – VARIAÇÃO DO DESLOCAMENTO VERTICAL DA PONTA DA CONSOLA.	104
FIG. 4.76. – VARIAÇÃO DO DESLOCAMENTO VERTICAL DO MEIO VÃO.	104
FIG. 4.77. – VARIAÇÃO DO DESLOCAMENTO VERTICAL NO LOCAL DE APOIO DO PÓRTICO DE BETONAGEM.....	105
FIG. 4.78. – VARIAÇÃO DO DESLOCAMENTO VERTICAL NO LOCAL DE APOIO DO PÓRTICO DE AVANÇO.	105
FIG. 4.79. – ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR.	106
FIG. 4.80. – ENVOLVENTE DE ESFORÇO TRANSVERSO.....	107
FIG. 4.81. – COMPARAÇÃO DOS LIMITES INFERIORES DAS ENVOLVENTES DE MOMENTO FLECTOR PARA AS DUAS FASES.....	107
FIG. 4.82. - COMPARAÇÃO DOS LIMITES SUPERIORES DAS ENVOLVENTES DE MOMENTO FLECTOR PARA AS DUAS FASES.....	108
FIG. 4.83. – TENSÕES DE COMPRESSÃO PARA A FIBRA SUPERIOR.....	108
FIG. 4.84. – TENSÕES DE COMPRESSÃO PARA A FIBRA INFERIOR.	109
FIG. A1.1. – MODELO DA PONTE REALIZADO EM SAP2000®.	1
FIG. A1.2. – EVOLUÇÃO DO COEFICIENTE DE FLUÊNCIA.....	2
FIG. A1.3. – ESTRUTURA UTILIZADA PARA VALIDAR O CÁLCULO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO...	3
FIG. A1.4. – PRIMEIRA FASE DE EXECUÇÃO A) E FASE FINAL B).....	3
FIG. A1.5. – DIAGRAMAS DE MOMENTO FLECTOR OBTIDOS COM SAP2000®.....	4
FIG. A1.6. – DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR OBTIDO PELA VIA MANUAL.	5
FIG. A1.7. – SECÇÃO DA VIGA TESTE.	6
FIG. A1.8. – ESQUEMA ESTRUTURAL UTILIZADO NO CÁLCULO COM CABO DE PRÉ-ESFORÇO E RESPECTIVO CABO.....	6
FIG. A1.9. – DIAGRAMA DE CARGAS EQUIVALENTES AO PRÉ-ESFORÇO.....	7

FIG. A1.10. – COMPARAÇÃO DO MOMENTO FLECTOR DEVIDO AO PRÉ-ESFORÇO OBTIDO PELAS DUAS VIAS DE CÁLCULO.....	7
FIG. A1.11. – DIAGRAMA DE ESFORÇO AXIAL NA ESTRUTURA.....	8
FIG. A1.12. – DIAGRAMA DE TENSÃO NA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO.	9
FIG. A1.13. – DIAGRAMA DE PRÉ-ESFORÇO TENDO EM CONTA O AJUSTE DOS ÓRGÃOS DE ANCORAGEM.	10
FIG. A1.14. – DIAGRAMA DE PRÉ-ESFORÇO OBTIDO COM O PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO.	10
FIG. A1.15. – DIAGRAMA DE PRÉ-ESFORÇO OBTIDO AUTOMATICAMENTE CONSIDERANDO A TOTALIDADE DAS PERDAS IMEDIATAS.....	12
FIG. A1.16. – ESTRUTURA UTILIZADA PARA VERIFICAR MODELAÇÃO DA ACÇÃO TÉRMICA.	13
FIG. A1.17. – DIAGRAMA DE MOMENTOS RESULTANTE DA ACÇÃO TÉRMICA CALCULADO PELAS DUAS VIAS.	13
FIG. A1.18. – LINHA DE INFLUÊNCIA DO MOMENTO FLECTOR NO APOIO CENTRAL.....	14
FIG. A1.19. – ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR DEVIDO À CARGA MÓVEL OBTIDA PELO SAP2000®.....	14

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 3.1. – VALORES DE K_H	22
TABELA 4.1. – TRAMOS DA ESTRUTURA.....	63
TABELA 4.2. – TENSÃO NO BETÃO PARA O TRAMO_5.	71
TABELA 4.3. – COMBINAÇÕES DE ACÇÕES.....	75
TABELA 4.4. – FASES CONSTRUTIVAS DOS TRAMOS TRAMO_1, TRAMO_2 E TRAMO_3.....	78
TABELA 4.5. - FASES CONSTRUTIVAS DOS TRAMOS TRAMO_4, TRAMO_5, TRAMO_6, TRAMO_7 E TRAMO_8.....	79
TABELA 4.6. – PASSOS DE CARGA ASSOCIADOS AO FASEAMENTO CONSTRUTIVO E RESPECTIVAS ACÇÕES.	81
TABELA 4.7. – CARACTERÍSTICAS DO VEICULO TIPO [30].	84
TABELA 4.8. – COMPARAÇÃO DAS ENVOLVENTES DE MOMENTO FLECTOR.....	95
TABELA 4.9. – COMPARAÇÃO DA ENVOLVENTE DE TENSÕES DE COMPRESSÃO NO BETÃO.....	97
TABELA A1.1. – MÓDULOS DE ELASTICIDADE DO BETÃO UTILIZADOS NO CÁLCULO MANUAL.....	4
TABELA A1.2. - COMPARAÇÃO ENTRE AS DUAS METODOLOGIAS.....	5
TABELA A1.3. – EQUAÇÕES QUE DEFINEM OS VÁRIOS TROÇOS DO CABO.....	6
TABELA A1.4. – CARGAS EQUIVALENTES TRANSMITIDAS AO LONGO DO COMPRIMENTO DO CABO. .	7
TABELA A1.5. – CARGAS EQUIVALENTES CONCENTRADAS NA REGIÃO DAS ANCORAGENS.....	7
TABELA A1.6. – COMPARAÇÃO ENTRE AS DUAS ABORDAGENS PARA ANÁLISE DAS CARGAS EQUIVALENTES.	8
TABELA A1.7. – VALORES DE TENSÃO PARA O TROÇO INICIAL DE INCLINAÇÃO CONSTANTE.	9
TABELA A1.8. – TENSÃO NA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO EM MPA OBTIDA PELAS DUAS VIAS DE CÁLCULO.....	11
TABELA A1.9. – TENSÃO NO BETÃO AO NÍVEL DA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO.	11

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A concepção e projecto da solução estrutural do tabuleiro de uma ponte, encontram-se intimamente relacionados com o procedimento construtivo que será adoptado na sua materialização. A diferença em termos de solicitações que uma ponte com o mesmo vão, mas construída por diferentes vias, pode apresentar é enorme, daí que se apresente como relevante o estudo rigoroso das implicações das solicitações decorrentes do processo construtivo.

O estudo dos esforços que se instalam em tabuleiros de pontes construídas tramo a tramo tendo em conta o seu faseamento construtivo é uma matéria tratada com alguma superficialidade pela bibliografia de especialidade. Esta situação deve-se ao facto de existir uma base de conhecimento comprovada com a experiência prática de que, normalmente, nas estruturas construídas com esta metodologia o faseamento construtivo não é potenciador de uma situação crítica, devendo o projectista concentrar as suas atenções no comportamento da estrutura em fase de utilização. A título exemplificativo refere-se que o detalhe com que se analisa na bibliografia o faseamento construtivo de uma ponte construída por avanços sucessivos é muito superior ao dedicado a analisar o processo construtivo de uma ponte construída tramo a tramo com cimbra autolançável.

O estudo e desenvolvimento da aplicação da tecnologia dos sistemas de controlo activo a estruturas de engenharia civil desenvolvido pelo Professor Pedro Pacheco [1] conduziram à possibilidade de conceber estruturas capazes de se adaptarem aos esforços que se vão aplicando no decurso da sua utilização, sem lhes acrescentar massa. Um exemplo da aplicação deste conceito é evidenciado nos cimbres autolançáveis com pré-esforço orgânico (OPS) em que por meio de cabos de pré-esforço com ancoragens orgânicas, comandadas por circuitos óleo hidráulicos automatizados, se permite uma adaptação da capacidade da estrutura, em tempo real, às condições de carregamento. Esta inovação tecnológica veio alterar o campo de aplicação clássico das metodologias construtivas de pontes de betão armado pré-esforçado de múltiplos vãos, sendo actualmente viável utilizar o método de construção tramo a tramo para construir pontes com vãos até 90 m.

A aplicação da metodologia tramo a tramo com cimbra autolançável a pontes com vãos superiores a 60 m, afigura-se como uma realidade nova que necessita de um tratamento particular uma vez que, embora o tipo de solicitações que se desenvolvem na construção com cimbra autolançável de uma ponte de médio vão sejam idênticas às que se desenvolvem na construção de uma de grande vão, os valores dessas solicitações são de grandezas muito diferentes. Torna-se então necessário verificar que para as solicitações que são aplicadas em fase construtiva, o comportamento da estrutura continua adequado.

A metodologia de construção tramo a tramo com cimbra autolançável é sempre preferível à construção por avanços sucessivos na medida em que do ponto de vista da produção é muito mais rápida sendo

por isso relevantes todos os trabalhos realizados no sentido de lhe conferir a fiabilidade necessária a ser adoptada como metodologia construtiva corrente para pontes extensas com vãos até 90 m.

1.2. OBJECTIVO DO TRABALHO

O objectivo principal do trabalho consiste no estudo dos esforços que se instalam em fase construtiva numa ponte de grande vão, construída tramo a tramo com cimbra autolanzável, em betão armado pré-esforçado.

Para o cumprimento deste objectivo estudou-se o projecto de uma obra real com 521,5 m de extensão - Viaduto sobre o Rio Cabriel - cujos vãos intermédios possuem 70 m. Realça-se o facto de esta ser uma das maiores pontes do mundo, em termos do vão máximo, realizadas com a referida metodologia construtiva. O estudo deste projecto pressupõe a obtenção de esforços, tensões e deformações durante a fase construtiva.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

A resposta ao objectivo apresentado no ponto anterior conduziu a uma organização da tese em cinco capítulos, ocupando a introdução o primeiro.

No segundo capítulo indicam-se os métodos construtivos associados à execução de pontes de betão armado pré-esforçado realizadas *in situ* do tipo da analisada. Introduzem-se ainda considerações relativas ao efeito que a utilização de determinado método construtivo tem nos esforços que se instalam no tabuleiro em fase construtiva.

O terceiro capítulo apresenta os fenómenos relevantes para estudo do processo construtivo de pontes de betão armado construídas tramo a tramo. Confere-se especial ênfase à apresentação e clarificação dos modelos associados ao comportamento diferido do betão e ao estudo do pré-esforço, neste caso no que reporta à forma de modelar os seus efeitos na estrutura e contabilizar as suas perdas. No final do capítulo procuram integrar-se os fenómenos e efeitos até então analisados e apresenta-se o enquadramento regulamentar associado aos limites de tensões que se devem respeitar no caso das compressões no betão e das tracções no aço de pré-esforço em fase construtiva.

O quarto capítulo inicia-se pela apresentação do projecto real estudado (Viaduto sobre o rio Cabriel). Seguidamente procede-se a uma breve descrição do cimbra que se irá utilizar na execução da obra e definem-se as acções que se aplicam à estrutura, quer em fase construtiva, quer em fase de utilização. Neste capítulo apresentam-se os resultados decorrentes da análise desenvolvida com o programa de cálculo automático SAP2000®, tendo em conta os pressupostos apresentados nos capítulos anteriores, de entre os quais se realça a consideração do faseamento construtivo. No final do capítulo efectua-se uma análise comparativa entre duas situações de cálculo do tabuleiro, uma considerando só as acções em fase construtiva e outra em que se instala a combinação de serviço mais gravosa de acordo com a regulamentação utilizada.

No quinto capítulo produzem-se as conclusões gerais do trabalho e indicam-se quais os desenvolvimentos futuros.

2

APRESENTAÇÃO DOS MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES DE MÉDIO OU GRANDE VÃO CONSTRUÍDAS EM BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO BETONADAS *IN SITU*.

2.1. NOTA PRÉVIA

A execução da obra de uma ponte de médio ou grande vão em betão armado pré-esforçado realizada *in situ* pressupõe a utilização dos seguintes métodos construtivos: construção tramo a tramo com cimbra fixo, tramo a tramo com cimbra autolanzável, deslocamentos sucessivos e avanços sucessivos. A apresentação realizada neste capítulo orienta-se para a aplicação destas metodologias à execução de pontes com esquema estrutural do tipo pórtico ou viga contínua. São deixadas de parte variantes que permitem a combinação dos vários procedimentos construtivos em aplicações concretas de carácter especial.

2.2. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE PONTES DE MÉDIO OU GRANDE VÃO BETONADAS *IN SITU*

2.2.1. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO COM CIMBRA FIXO

2.2.1.1. Descrição do método

A construção com cimbra fixo pode utilizar-se em pontes com vãos até 50 metros [2]. Esta metodologia, na sua variante mais simples, consiste na realização de uma estrutura fixa de suporte integral da cofragem e do tabuleiro, que descarrega as acções directamente no terreno de fundação. Este procedimento construtivo encontra o seu campo de aplicação mais favorável quando se têm que realizar as obras em locais nos quais o terreno sob a estrutura se encontra acessível e é estável (Fig. 2.1).



Fig. 2.1. – Cimbra fixo [3].

A aplicação deste processo construtivo a pontes de elevada extensão e com vãos importantes resulta na necessidade de utilização de mais do que um cimbra [4] . Por este motivo, a construção do tabuleiro terá que se realizar tramo a tramo com juntas aos quintos do vão, não sendo viável utilizar um único cimbra para toda a extensão da obra. Quando a rasante da estrutura é elevada pode recorrer-se a uma variante do cimbra fixo constituída por perfis metálicos ou vigas reticuladas apoiadas nos pilares da ponte e normalmente num ou dois montantes intermédios provisórios [2]. Esta solução reduz a quantidade de material necessário para realizar o cimbra.

A zona de transmissão de carga para o terreno terá que se tratar com particular cuidado [2] a fim de evitar assentamentos não controlados que coloquem em risco a integridade da obra e da estrutura do cimbra.

2.2.1.2. Equipamentos

Este tipo de cimbra actualmente é constituído por uma cofragem que descarrega em prumos metálicos. Existe também a possibilidade de a cofragem descarregar em vigas metálicas que, por sua vez, descarregam em montantes (Fig. 2.2) [2].



Fig. 2.2. – Cimbra fixo com vigas e montantes [5].

Os elementos verticais são peças muito esbeltas submetidas a elevados esforços de compressão sendo por isso necessário prever a instalação de elementos de contraventamento [4]. Na Fig. 2.3 apresenta-se um cimbra fixo para realização de um troço de estrutura em curva onde são visíveis as diagonais de contraventamento do cimbra.



Fig. 2.3. – Cimbra fixo [3].

2.2.1.3. Influência no comportamento estrutural

No caso da utilização do cimbramento total da obra a estrutura entra em funcionamento com o esquema estrutural final completo. As ações desenvolvidas em fase construtiva são equilibradas no

cimbre até a estrutura oferecer a resistência necessária para permitir a remoção da estrutura provisória de suporte.

Relativamente à construção tramo a tramo a estrutura resistente é evolutiva, o que leva ao desenvolvimento de leis de distribuição de esforços em fase construtiva que diferem bastante das que se desenvolveriam no caso de considerar para o cálculo da estrutura o esquema estrutural final [6]. Na Fig. 2.4 apresenta-se uma obra realizada pelo método construtivo tramo a tramo com cimbre fixo.



Fig. 2.4. – Construção tramo a tramo com cimbre fixo [5].

Neste tipo de construção as juntas de betonagem encontram-se, aproximadamente, aos quintos de vão. Tal deve-se ao facto de ser nesse local que o valor do momento flector para as cargas permanentes é nulo, considerando o comportamento elástico dos materiais e o esquema estrutural final. Na Fig. 2.5 representa-se a evolução do diagrama de momentos flectores para as cargas permanentes, à medida que o processo construtivo evolui.

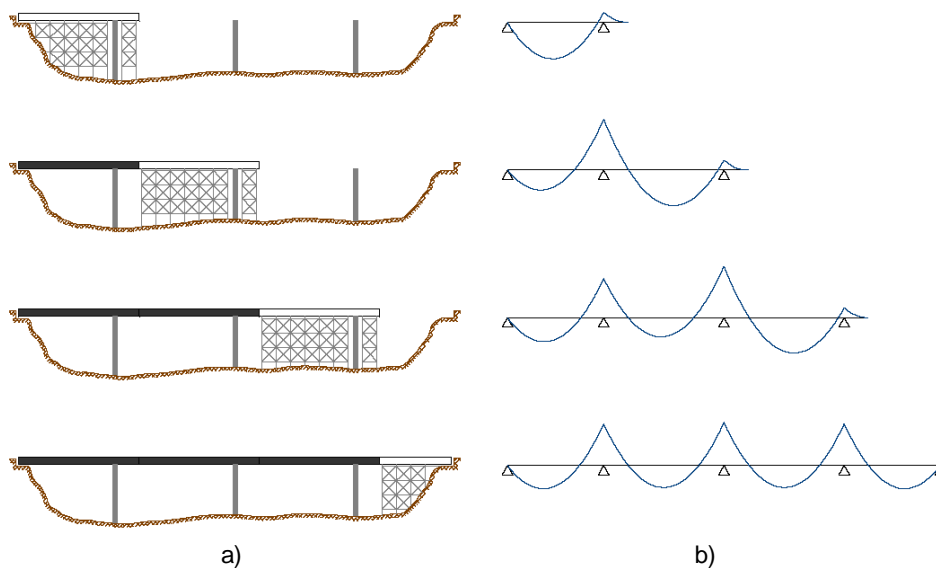


Fig. 2.5. – Evolução qualitativa do diagrama de momentos flectores para as cargas permanentes numa ponte, b), construída com cimbra fixo, a) [7].

2.2.2. CONSTRUÇÃO TRAMO A TRAMO COM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL

2.2.2.1. Descrição do método

A construção tramo a tramo com cimbra autolançável é o procedimento mais sofisticado de construir pontes *in situ* e nele estão totalmente automatizadas as operações de cimbramento, nivelamento, ajuste de cofragem e descimbramento. Além disso, possui a grande vantagem de eliminar da construção a influência do terreno sob a obra. No entanto, representa um investimento muito elevado o que torna estes cimbres adequados à construção de pontes muito extensas ou várias pontes semelhantes [6], de modo a introduzir uma certa repetição nos processos produtivos e assim rentabilizar o investimento realizado na aquisição do equipamento e na sua utilização.

Com este procedimento os vãos maiores que se construíram, utilizando cimbres correntes, alcançam os 60 metros apesar do vão mais frequente oscilar entre os 30 e 40 metros uma vez que o custo do cimbra eleva-se muito acentuadamente com o aumento do vão [6].

Existe a possibilidade de reutilização de um cimbra, no entanto, os custos envolvidos na readaptação da máquina por vezes são muito elevados [4].

Um cimbra móvel autolançável é sustentado pelo tabuleiro já construído e pelos pilares da estrutura. Este processo construtivo permite a realização de um tabuleiro contínuo com qualquer tipo de geometria da secção transversal e com elevado ritmo de construção [4].

A aplicação do método construtivo tramo a tramo sofreu um incremento de competitividade para utilização na gama dos médios ou grandes vãos com o desenvolvimento da tecnologia OPS. Esta tecnologia aplicada ao cimbra autolançável consiste num sistema de pré-esforço exterior (Fig. 2.6) que se adapta à carga aplicada, ou seja, a tensão nos cabos é aumentada ou diminuída em função das cargas actuantes no cimbra, aumentando desta forma a eficiência da estrutura de suporte sem lhe introduzir massa [8].



Fig. 2.6. – Componentes de um cembre com sistema OPS; a) e b) [8].

O desenvolvimento da aplicação da tecnologia OPS iniciou-se em cimbres para a gama de vãos convencional, dos 30 a 60 metros. No entanto, actualmente é possível aplicar a metodologia de construção tramo a tramo a obras com vãos na ordem dos 70 a 90 metros, utilizando cimbres autolançáveis com OPS [8].

2.2.2.2. Cimbres autolançáveis convencionais

A estrutura portante deste tipo de cimbres é materializada por uma ou várias vigas metálicas reticuladas ou de alma cheia que serve de suporte aos elementos de cofragem (Fig. 2.7). Esta estrutura possui meios de movimentação e funcionamento (cofragem, descofragem e alinhamento) autónomos, proporcionados por circuitos óleo hidráulico e sistemas de guincho [4].



Fig. 2.7. – Cembre autolançável convencional [5].

2.2.2.3. Cimbres autolanzáveis com OPS

No caso dos cimbres autolanzáveis com OPS, além dos equipamentos referidos para os cimbres convencionais, existe um conjunto de elementos particulares presentes somente neste tipo de cembre. Entre eles estão, nomeadamente, as ancoragens orgânicas (através das quais se pode fazer variar a tensão instalada nos cabos de pré-esforço em função da carga aplicada no cembre), os cabos de pré-esforço exteriores e o circuito electrónico de comando [8]. Um exemplo deste tipo de cembre apresenta-se na Fig. 2.8.



Fig. 2.8. – Cembre autolanzável com OPS [8].

O sistema de construção tramo a tramo apoiado na tecnologia OPS permite realizar vãos, de uma forma economicamente competitiva, até 90 metros [7]. Para isso existe uma solução de cembre que possui um desenvolvimento muito recente denominada de M1 [8], que se apresenta na Fig. 2.9.

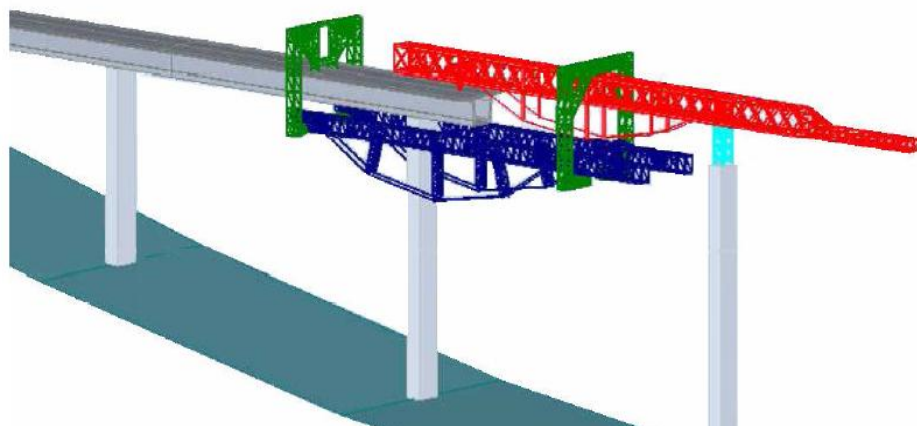


Fig. 2.9. – Cembre M1 [8].

Tanto os cimbres autolançáveis convencionais como os que utilizam a tecnologia OPS podem dividir-se em dois tipos relativamente ao posicionamento que adquire a estrutura portante em relação à cofragem [4]:

- Cimbra autolançável superior (Fig. 2.10);
- Cimbra autolançável inferior (Fig. 2.11).



Fig. 2.10. – Cimbra autolançável superior [9].



Fig. 2.11. – Cimbra autolançável inferior [10].

2.2.2.4. Influência no comportamento estrutural

A construção com cimbra autolançável processa-se tramo a tramo, tal como na construção com cimbra fixo (Fig. 2.12). No entanto, os efeitos na estrutura decorrentes do acto construtivo são bastante diferentes. Desde logo, o cimbra autolançável apoia-se na estrutura já construída, enquanto no caso do cimbra fixo a transmissão de cargas se faz ao terreno. Outra situação particular que merece realce prende-se com a aplicação de acções decorrentes do processo de movimentação do cimbra, que se realiza numa fase em que o ultimo tramo construído possui idades muito jovens.

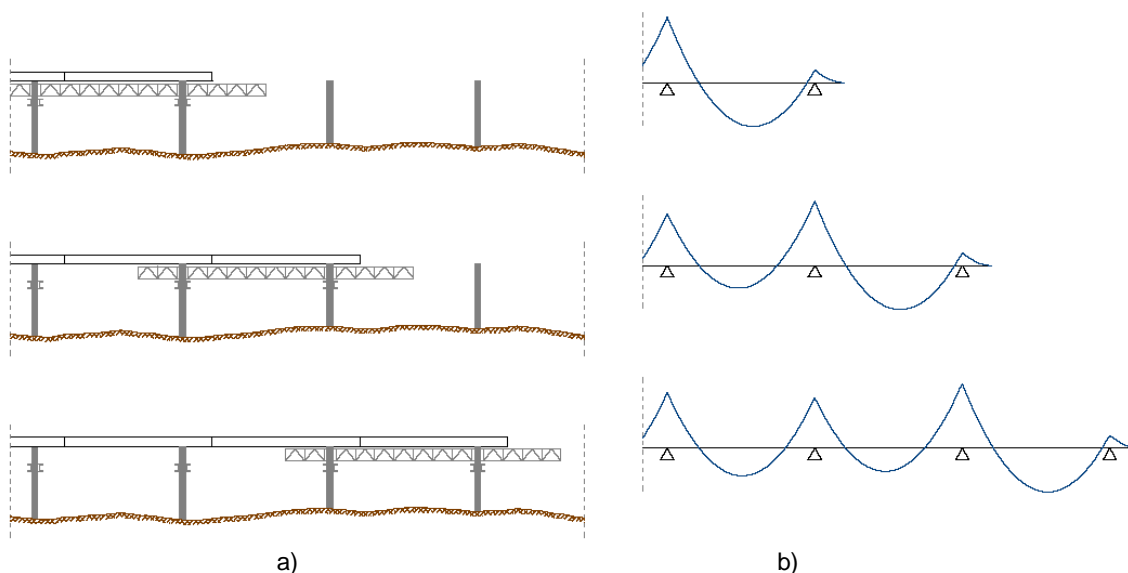


Fig. 2.12. – Evolução qualitativa do diagrama de momentos flectores resultante das cargas permanentes numa ponte, b), construída com cimbra autolançável, a) [7].

O processo construtivo induz, em determinadas secções da estrutura, estados de tensão que podem diferir muito dos que se instalam durante a fase de utilização da obra. Deve, por esta razão, controlar-se adequadamente o processo construtivo, a evolução estrutural e a evolução do carregamento.

2.2.3. DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS

2.2.3.1. Descrição do método

O método construtivo dos deslocamentos sucessivos foi aplicado pela primeira vez na construção de pontes de betão armado pré-esforçado na década de sessenta do séc. XX pelos engenheiros F. Leonhardt e W. Baur [6]. Actualmente, este método é utilizado na construção de pontes com vãos entre os 30 e 70 metros [6] (Fig 2.13).



Fig. 2.13. – Deslocamentos sucessivos [11].

Este método construtivo consiste em preparar um parque de fabricação fixo (Fig. 2.14), alinhado com o eixo da ponte num encontro. Nesse local de fabricação produzem-se segmentos do tabuleiro, ou aduelas, com 15 ou 20 metros de comprimento. Uma vez endurecido e pré-esforçado o betão, empurra-se a aduela por meio de macacos hidráulicos, deixando assim livre a cofragem para realização de uma nova aduela que uma vez unida à anterior por pré-esforço se empurra de novo, repetindo o procedimento até à conclusão do tabuleiro. A ponte vai deslizando sobre os pilares até ao seu término, sem necessidade de cimbre que a suporte [6].



Fig. 2.14. – Parque de fabricação num encontro [12].

A utilização desta metodologia pressupõem um traçado da estrutura em planta, recto ou circular. Este procedimento construtivo é indicado para a realização de pontes extensas [2].

2.2.3.2. Equipamentos

Para aplicar este procedimento construtivo é necessário criar um parque de fabricação onde se encontra a cofragem do tabuleiro e se procede à betonagem das aduelas [6]. O procedimento de cofragem e descofragem encontra-se automatizado pela utilização de dispositivos hidráulicos que permitem obter bons ritmos de construção.

A movimentação do tabuleiro por empurrão é imposta por meio da actuação de cilindros hidráulicos e permitida pela existência de apoios deslizantes nos topos dos pilares [6].

Na parte dianteira do tabuleiro, por questões estruturais e construtivas [6], encontra-se acoplada uma viga metálica (Fig. 2.15) com um comprimento de aproximadamente 60% do vão entre apoios. Esta viga metálica, que avança em consola, assume a designação de “avant-bec” [4].



Fig. 2.15. – Viga metálica dianteira (“avant-bec”) [12].

2.2.3.3. Influência no comportamento estrutural

A construção por deslocamentos sucessivos impõe uma violenta alternância de esforços no tabuleiro (Fig. 2.16). Este fenómeno acontece porque, quando se dá o avanço do tabuleiro, uma aduela alterna a sua posição entre a secção do vão, onde fica submetida a um momento flector positivo, e a secção sobre os pilares onde o momento flector que se desenvolve é negativo [6]. Este facto conduz, quase sempre, à utilização de secções transversais em caixão por possuírem elevados módulos de flexão, tanto negativo como positivo [2].

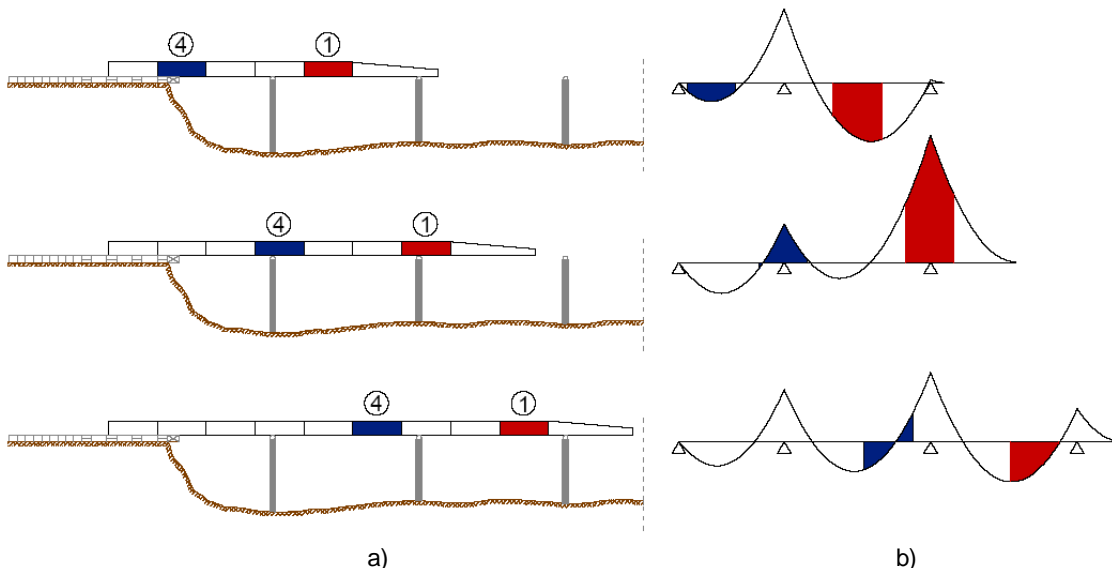


Fig. 2.16. – Inversão do diagrama qualitativo de momento flector para as acções permanentes em duas secções da ponte, b), decorrente do processo construtivo, a) [7].

No que diz respeito ao pré-esforço, em fase construtiva, o traçado dos cabos é recto e aplicado ao nível das lajes superior e inferior do caixão [2]. Quanto aos cabos de excentricidade variável, para fazer face às sobrecargas, são instalados após a finalização do tabuleiro [4].

A viga metálica existente na parte dianteira do tabuleiro, permite reduzir o vão em consola que se gera no primeiro troço do tabuleiro de betão armado. Sendo o peso próprio a carga mais importante em fase construtiva e o peso do tabuleiro de betão armado muito superior ao da viga metálica, ao reduzir o vão em consola de betão armado e substituindo-o parcialmente por uma estrutura metálica bastante mais leve, consegue reduzir-se bastante valor do momento flector máximo que se instala no betão e desta forma viabilizar este processo. Outra função de índole construtiva desta viga é conduzir a entrada do tabuleiro sobre os pilares da ponte [6].

2.2.4. AVANÇOS SUCESSIVOS

2.2.4.1. Descrição do método

O método construtivo dos avanços sucessivos consiste na construção de consolas a partir dos apoios (Fig. 2.17). As consolas obtêm-se por execução sucessiva de aduelas com comprimentos entre os 3 e 6 metros que uma vez realizadas materializam o tabuleiro [13]. A ligação entre consolas vindas dos apoios, é feita por intermédio de uma aduela de fecho com comprimento na ordem dos 2 a 3 metros [2].



Fig. 2.17. – Método dos avanços sucessivos [14].

A execução da aduela zero, no apoio, reveste-se de particular dificuldade uma vez que a sua execução obriga à adopção de cofragens tradicionais, o que atrasa a evolução da obra.

Este processo construtivo encontra o seu campo de aplicação ideal na construção de pontes de grande vão em zonas de topografia muito irregular. Os vãos possíveis com este tipo de procedimento, para pontes de betão armado pré-esforçado, alcançam os 260 metros [13]. Com esta metodologia é ainda possível construir pontes em arco, atirantadas e suspensas.

Tendo em conta o campo de aplicação deste método construtivo, leia-se pontes de grande vão, a secção do tabuleiro que melhor cumpre as exigências estruturais é o caixão [4]. Verifica-se ainda que para vãos muito elevados se procede à variação da altura da secção transversal de forma a reduzir o peso.

Neste tipo de método construtivo existe a necessidade de dispor de duas famílias de cabos de pré-esforço. Uma para equilibrar o peso das consolas em fase construtiva solidarizando a nova aduela com as anteriores e outra de continuidade para fazer face aos esforços que se instalarão durante a utilização da estrutura. Pode também utilizar-se a solução de cabos de pré-esforço não aderente localizados dentro do caixão [13].

2.2.4.2. Equipamentos

A aplicação deste processo construtivo obriga à utilização de cofragens móveis, suportadas por estruturas de suporte auxiliar ou autoportantes [13]. Como estruturas de suporte auxiliar da cofragem podem enumerar-se as seguintes: carro de avanço fixo ao tabuleiro previamente construído; escoramento móvel ao solo; recurso a viga de lançamento metálica apoiada na estrutura já realizada da ponte. No caso das cofragens autoportantes, estas são constituídas por painéis que simplesmente se fixam à aduela anterior [4].

O equipamento mais utilizado para a execução das aduelas *in situ* é o carro de avanço (Fig. 2.18).



Fig. 2.18. – Carros de avanço na extremidade das consolas [15].

2.2.4.3. Influência no comportamento estrutural

O sistema estrutural na construção por avanços sucessivos evolui em consola a partir de um apoio. Neste tipo de estruturas a aplicação desta metodologia pressupõem uma evolução simétrica do tabuleiro para cada lado do pilar.

Para as pontes em pórtico, como existe continuidade entre o tabuleiro e o pilar, qualquer desequilíbrio em termos de momento flector, por falta de simetria (acidental ou decorrente do procedimento construtivo) das consolas, será absorvido pelo pilar. No caso das pontes em viga, como é sabido, a continuidade entre o tabuleiro e o pilar não se verifica. Assim, nesta situação, torna-se necessário absorver o desequilíbrio entre consolas adoptando estratégias provisórias como por exemplo: ancoragens pré-esforçadas ou apoios provisórios materializados por torres metálicas [2] (Fig. 2.19).

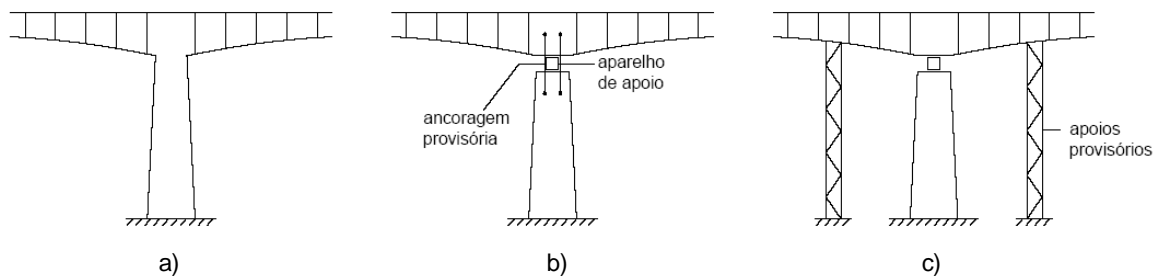


Fig. 2.19. – Formas de absorver o desequilíbrio de momento flector[7].

Os cabos de pré-esforço referentes ao faseamento construtivo, são horizontais ao nível da laje superior da secção em caixão na zona do pilar, pois assim reduzem-se as perdas de pré-esforço por atrito, e devem atravessar de maneira inclinada a alma da aduela que pretendem solidarizar, a fim de lhe incrementar a resistência ao corte [4] (Fig. 2.20).

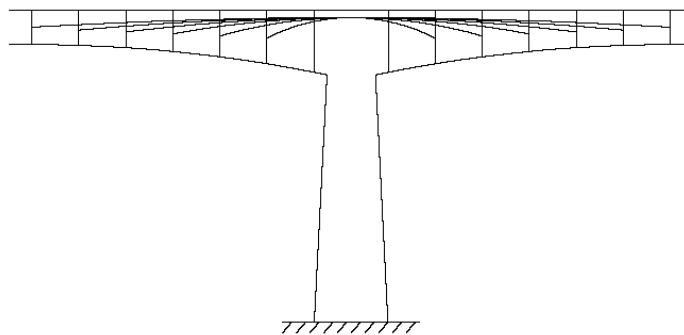


Fig. 2.20. – Cabos de pré-esforço colocados em fase construtiva [7].

A evolução qualitativa do diagrama de momentos flectores das cargas permanentes decorrente da construção apresenta-se na Fig. 2.21.

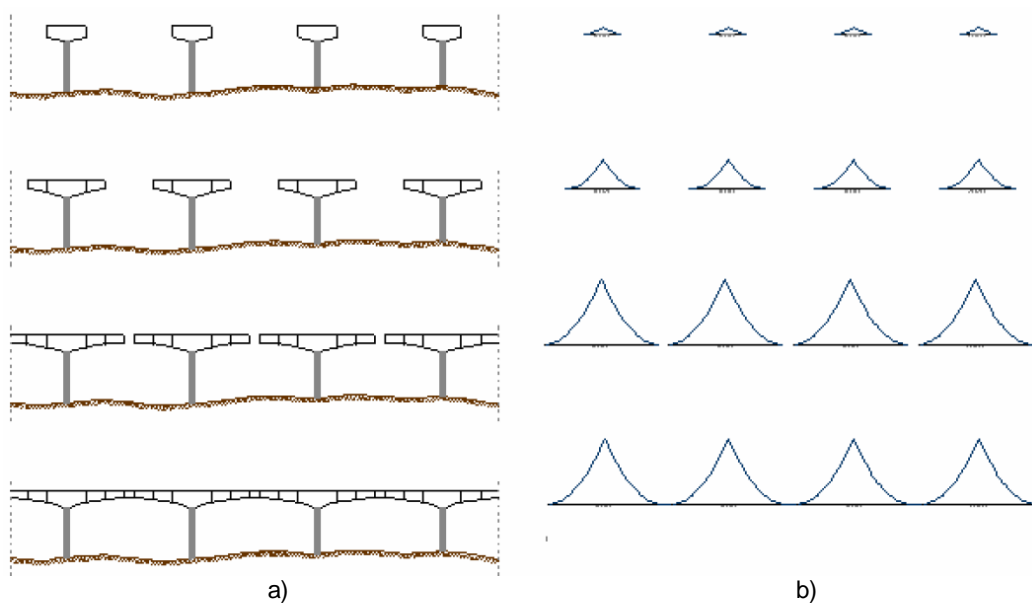


Fig. 2.21. – Evolução do processo construtivo, a), e do diagrama de momento flector associado às cargas permanentes, b) [7].

A finalização das consolas, actualmente, é sempre realizada garantindo continuidade total do tabuleiro [4]. Esta situação tem influência no comportamento estrutural para as acções que se instalam na estrutura uma vez finalizada a obra. É expectável que, por exemplo, se desenvolvam momentos flectores positivos ao nível do vão. Este fenómeno ocorre devido às sobrecargas e restantes acções permanentes assim como devido à redistribuição dos elevados momentos flectores negativos por acção dos fenómenos diferidos do betão e armaduras, leia-se retracção, fluência e relaxação [4]. Por esta razão torna-se necessário dispor da já referida armadura de pré-esforço de continuidade nessa região (Fig. 2.22) [13].

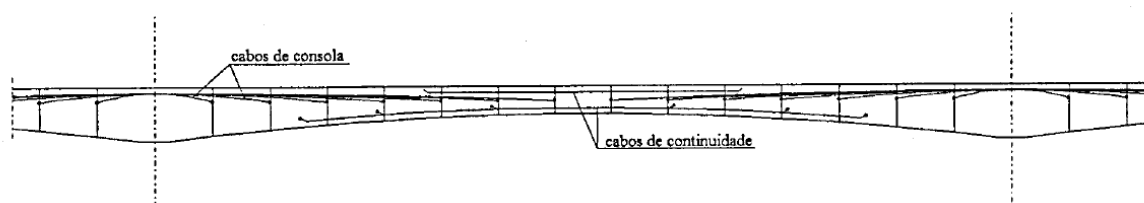


Fig. 2.22. – Esquema de pré-esforço longitudinal final [13].

3

FENÓMENOS FUNDAMENTAIS INTERESSADOS NO ESTUDO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO DE PONTES DE BETÃO EXECUTADAS TRAMO A TRAMO.

3.1. NOTA PRÉVIA

Neste capítulo apresentam-se os pressupostos considerados na realização deste trabalho relativos ao comportamento mecânico dos materiais, os quais assumem relevância para o estudo efectuado e para os modelos realizados. Descrevem-se sinteticamente os modelos e simplificações utilizadas, remetendo o leitor interessado em aprofundar conceitos para bibliografia especializada.

A acção de pré-esforço assume particular relevância durante o processo construtivo. Neste capítulo detalharam-se os fundamentos teóricos que suportam a modelação desta acção e nos quais se inclui o estudo detalhado da contabilização das perdas de tensão na armadura de pré-esforço.

Por fim, estabelece-se uma visão integrada dos fenómenos principais que assumem relevância durante a fase construtiva de uma ponte de betão armado pré-esforçado construída tramo a tramo com cimbra autolanzável.

3.2. COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

3.2.1. BETÃO

O betão é um material cujas propriedades mecânicas evoluem no tempo em função da sua reologia e do estado de tensão a que se encontra submetido [16].

Nas pontes de betão construídas tramo a tramo, o betão é submetido a estados de tensão que variam ao longo do tempo de vida da estrutura e que se instalam em idades precoces (principalmente devidos ao pré-esforço e ao peso próprio do tabuleiro da ponte), o que terá consequências no seu comportamento a tempo infinito. A resposta estrutural em termos de distribuição de esforços e deformações ao longo do tempo depende da evolução de rigidez do betão. Assume, assim, relevância apresentar um modelo associado ao processo de maturação do betão que traduza a variação do seu módulo de elasticidade no tempo.

A influência dos fenómenos associados à retracção e fluência do betão manifesta-se sobretudo nas verificações de estado limite de serviço e cálculo de perdas de tensão na armadura de pré-esforço. Este

tipo de efeitos perde importância quando se efectuam análises em estado limite último, desde que a ductilidade e a capacidade de rotação das secções sejam garantidas [17].

O estudo das perdas de tensão nas armaduras de pré-esforço induzidas pelo comportamento diferido de fluência e retracção do betão é analisado neste trabalho. Isto sucede porque é de grande importância uma rigorosa caracterização da força de pré-esforço existente na peça para as condições em que ocorrem as verificações dos níveis de tensão que se instalam durante o faseamento construtivo.

Os modelos utilizados neste trabalho para o estudo da retracção e fluência do betão são os apresentados no Eurocódigo 2 [17].

3.2.1.1. Maturação do betão

O módulo de elasticidade do betão E_{cm} , não possui um valor constante no tempo. A sua evolução, desde as idades iniciais até ao seu valor de referência aos 28 dias, ocorre devido ao processo de maturação do material. No presente trabalho, o modelo de maturação utilizado é o preconizado pelo Eurocódigo 2 [17], em que se estabelece uma relação entre os incrementos da resistência média à compressão e do módulo de elasticidade do material em função do tempo, a partir do terceiro dia após a betonagem.

A relação elástica tensão deformação, tendo em conta a idade do material, vem dada por:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \quad (3.1.)$$

em que,

$\varepsilon_c(t)$ - Extensão mecânica desenvolvida no instante t ;

$\sigma_c(t)$ - Tensão aplicada no instante t ;

$E_{cm}(t)$ - Módulo de elasticidade do betão no instante t ;

$3 < t \leq 28$ - Domínio de aplicação da expressão, com t em dias.

O Módulo de Elasticidade do betão, $E_{cm}(t)$ ao longo do tempo vem dado por:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \times E_{cm} \quad (3.2.)$$

em que,

E_{cm} - Módulo de elasticidade do betão aos 28 dias;

f_{cm} - Resistência à compressão do betão aos 28 dias;

$f_{cm}(t)$ - Resistência à compressão do betão aos t dias.

De acordo com o Eurocódigo 2 [17] a resistência à compressão para uma idade t , tendo em conta uma cura de acordo com a norma EN 12390 [17] e uma temperatura média de 20°C, pode ser estimada recorrendo à expressão seguinte:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (3.3.)$$

em que,

$\beta_{cc}(t)$ - Coeficiente que depende da idade do betão e do tipo de cimento utilizado no seu fabrico.

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \times \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right]} \quad (3.4.)$$

em que,

t - Idade do betão em dias;

s - Coeficiente que depende do tipo de cimento

= 0,20 para cimento da Classe R

= 0,25 para cimento da Classe N

= 0,38 para cimento da Classe S

3.2.1.2. Retracção

De acordo com o modelo para estudo da deformação por retracção apresentado no Eurocódigo 2 [17] esta grandeza pode ser dividida em duas componentes: deformação devida à retracção autogénea e devida à retracção por secagem.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd} \quad (3.5.)$$

em que,

ε_{cs} - Extensão total de retracção;

ε_{ca} - Extensão de retracção autogénea;

ε_{cd} - Extensão de retracção por secagem.

A extensão de retracção autogénea deriva do processo de endurecimento do betão. Trata-se de um fenómeno que se relaciona directamente como a hidratação do betão e que se desenvolve fundamentalmente nos primeiros dias após a betonagem [17]. A evolução da extensão devida à retracção autogénea com o tempo vem dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \times \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3.6.)$$

com,

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} \quad (3.7.)$$

em que,

f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão em *MPa*.

e com,

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \times t^{0,5}} \quad (3.8.)$$

em que,

t - Tempo em dias.

A extensão de retracção por secagem resulta da migração da água através do betão endurecido em direcção ao meio ambiente e é função das dimensões das faces expostas da peça, do grau de humidade do local em que se insere a estrutura e da idade em que o betão é descofrado e exposto ao ambiente [16] [17]. A evolução desta extensão de retracção com o tempo processa-se de forma muito lenta e vem dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \times k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (3.9.)$$

em que,

k_h - Coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0 de acordo com a Tabela 3.1;

$\beta_{ds}(t, t_s)$ - Definido na expressão (3.10.);

$\varepsilon_{cd,0}$ - Definido na expressão (3.12.).

Tabela 3.1. – Valores de k_h

h_0	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \times \sqrt{h_0^3}} \quad (3.10.)$$

em que,

t - Idade do betão na data considerada, em dias;

t_s - Idade do betão, em dias, no início da retracção por secagem. Normalmente corresponde à idade de descofragem;

h_0 - Definido na expressão (3.11.).

$$h_0 = \frac{2 \times A_c}{u} \quad (3.11.)$$

em que,

A_c - Área da secção transversal de betão em mm^2 ;

u - Perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem em mm ;

A extensão de retracção por secagem de referência, $\varepsilon_{cd,0}$, vem definida pela expressão (3.12.) constante do Anexo B do Eurocódigo 2 [17]:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \times \left[(220 + 110 \times \alpha_{ds1}) \times e^{\left(-\alpha_{ds2} \times \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \times 10^{-6} \times \beta_{RH} \quad (3.12.)$$

com,

$$\beta_{RH} = 1,55 \times \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (3.13.)$$

em que,

f_{cm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão em *MPa*;

$f_{cm0} = 10 \text{ MPa}$;

α_{ds1} - Coeficiente que depende do tipo de cimento

= 3 para cimento da Classe S

= 4 para cimento da Classe N

= 6 para cimento da Classe R

α_{ds2} - Coeficiente que depende do tipo de cimento

= 0,13 para cimento da Classe S

= 0,12 para cimento da Classe N

= 0,11 para cimento da Classe R

RH - Humidade relativa ambiente (%)

$RH_0 = 100\%$

3.2.1.3. Fluência

A fluência é um fenómeno diferido que se manifesta através de um aumento progressivo da deformação para valores constantes de tensão aplicados na peça. Este efeito é marcadamente influenciado pelo nível de tensão a que a peça se encontra sujeita, assim como pela duração do carregamento [18] e idade do betão no momento de aplicação do estado de tensão [17].

O modelo utilizado para ter em conta este efeito no comportamento da ponte estudada neste trabalho foi o apresentado no Eurocódigo 2 [17]. A extensão por fluência, função da extensão mecânica instantânea vem dada por:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \times \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3.14.)$$

em que,

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ - Extensão do betão por fluência, no instante t , para um carregamento aplicado no instante t_0 ;

$\varphi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência do betão no instante t , definido na expressão (3.15.);

σ_c - Tensão aplicada no betão;

E_c - Módulo de elasticidade tangente do betão, vem igual a $1,05 \times E_{cm}$.

O coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, é uma grandeza adimensional que estabelece a relação entre a deformação mecânica instantânea provocada por um dado nível de tensão e a deformação que se instalará por efeito de fluência mantendo esse nível de tensão constante ao longo de um intervalo de tempo definido entre os instantes t e t_0 . Sendo assim, a obtenção da deformação por fluência resulta de um cálculo directo uma vez conhecido o coeficiente de fluência.

Segundo o Eurocódigo 2 [17] o coeficiente de fluência pode ser obtido da seguinte forma:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \times \beta_c(t, t_0) \quad (3.15.)$$

em que,

φ_0 - Coeficiente de fluência a tempo infinito, que se define na expressão (3.16.);

$\beta_c(t, t_0)$ - Coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, e que está definido na expressão (3.21.).

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \times \beta(f_{cm}) \times \beta(t_0) \quad (3.16.)$$

em que,

φ_{RH} - Factor que tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência, vem definido nas expressões (3.17.) ou (3.18.);

$\beta(f_{cm})$ - Factor que tem em conta a resistência do betão no coeficiente de fluência convencional, vem definido na expressão (3.19.);

$\beta(t_0)$ - Factor que tem em conta a influência da idade do betão à data do carregamento no coeficiente de fluência, vem definido na expressão (3.20.).

Para betões com resistência média à compressão aos 28 dias, f_{cm} , igual ou inferior a 35 MPa, o valor de φ_{RH} vem dado por:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \quad (3.17.)$$

em que,

h_0 - Definido na expressão (3.11.);

RH - Humidade relativa do meio ambiente, em %.

Para betões com resistência média à compressão aos 28 dias, f_{cm} , superior a 35 MPa, o valor de φ_{RH} vem dado por:

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \times \sqrt[3]{h_0}} \times \alpha_1 \right] \times \alpha_2 \quad (3.18.)$$

em que,

h_0 - Definido na expressão (3.11.);

RH - Humidade relativa do meio ambiente, em %;

α_1 ; α_2 - Coeficientes que têm em conta a influência da resistência do betão, vêm definidos na expressão (3.24.).

O factor $\beta(f_{cm})$ obtém-se pela seguinte expressão:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3.19.)$$

O factor $\beta(t_0)$ calcula-se recorrendo à expressão:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_0)^{0,2}} \quad (3.20.)$$

em que,

t_0 - Idade do betão, em dias, à data do carregamento, vem definida na expressão (3.26.)

A caracterização da evolução da fluência no tempo vem definida pelo coeficiente $\beta_c(t, t_0)$, que se calcula com recurso à expressão:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3} \quad (3.21.)$$

em que,

β_H - Coeficiente que depende da humidade relativa e do parâmetro h_0 , encontra-se definido nas expressões (3.22.) ou (3.23.).

Para betões com resistência média à compressão aos 28 dias, f_{cm} , igual ou inferior a 35 MPa, o valor de β_H vem dado por:

$$\beta_H = 1,5 \times \left[1 + (0,012 \times RH)^{18} \right] \times h_0 + 250 \leq 1500 \quad (3.22.)$$

em que,

h_0 - Definido na expressão (3.11.);

RH - Humidade relativa do meio ambiente, em %.

Para betões com resistência média à compressão aos 28 dias, f_{cm} , superior a 35 MPa, o valor de β_H vem dado por:

$$\beta_H = 1,5 \times \left[1 + (0,012 \times RH)^{18} \right] \times h_0 + 250 \times \alpha_3 \leq 1500 \times \alpha_3 \quad (3.23.)$$

em que,

h_0 - Definido na expressão (3.11.);

RH - Humidade relativa do meio ambiente, em %;

α_3 - Coeficiente que tem em conta a influência da resistência do betão, vem definido na expressão (3.24.).

Os coeficientes α_1 , α_2 e α_3 calculam-se recorrendo às expressões apresentadas em seguida:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,7} \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,2} \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,5} \quad (3.24.)$$

O valor de t_0 (idade com que o betão é solicitado) de acordo com o Eurocódigo 2 [17], deve ser corrigido para atender ao facto de que o tipo de cimento e a temperatura durante o processo de cura do betão, desde o instante da betonagem até t_0 , influenciam o seu estado de maturação [17].

A influência de temperaturas elevadas ou baixas, no intervalo 0°C a 80°C, no grau de maturação do betão pode ser considerada corrigindo a idade, t_0 , do betão de acordo com a expressão:

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)} - 13,65\right)} \times \Delta t_i \quad (3.25.)$$

em que,

$t_{0,T}$ - Idade do betão, à data do carregamento, corrigida em função da temperatura;

$T(\Delta t_i)$ - Temperatura em °C durante o intervalo de tempo Δt_i ;

Δt_i - Numero de dias em que se mantém a temperatura T .

A correcção da idade do betão à data do carregamento t_0 , para ter em conta a influência do tipo de cimento e da temperatura na maturação do betão, pode ser efectuada com a seguinte expressão:

$$t_0 = t_{0,T} \times \left(\frac{9}{2 + (t_{0,T})^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (3.26.)$$

em que,

α - Expoente função do tipo de cimento;

= -1 para cimento da Classe S

= 0 para cimento da Classe N

= 1 para cimento da Classe R

3.2.2. AÇO DE PRÉ-ESFORÇO – RELAXAÇÃO

A relaxação resulta de uma perda de tensão que se produz no aço ao longo do tempo, para um nível de deformação, aproximadamente, constante.

A perda de tensão por relaxação é função do nível de tensão inicialmente introduzido na armadura sendo maior quanto mais elevada for a tensão que se instala. Os aços de pré-esforço que compõem os cordões correntemente utilizados na construção de pontes de betão armado pré-esforçado são classificados como possuindo baixa relaxação. Daí que a expressão apresentada neste trabalho se limite à que permite tratar este fenómeno em aços com essas características.

O modelo utilizado para obter a perda de tensão por relaxação, em aços de baixa relaxação, é o referido no Eurocódigo 2 [17] e consta da seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,66 \times 2,5 \times e^{9,1 \times \mu} \times \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75 \times (1-\mu)} \times 10^{-5} \times \sigma_p \quad (3.27.)$$

em que,

$\Delta\sigma_{pr}$ - Valor absoluto das perdas de pré-esforço devidas à relaxação;

σ_p - Tensão inicial na armadura de pré-esforço para a combinação quase-permanente de acções;

t - Tempo, em horas, após a aplicação do pré-esforço;

$\mu = \frac{\sigma_p}{f_{pk}}$, em que f_{pk} é o valor característico da resistência à tracção do aço de pré-esforço.

3.2.3. ARMADURAS PASSIVAS

O estudo desenvolvido não contemplou a introdução de armaduras passivas nos modelos produzidos.

3.3. APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO

3.3.1. CONCEITO DE CARGA EQUIVALENTE DA ACÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO

O betão é um material que por natureza possui uma fraca resistência à tracção, daí que tenha sido necessário incorporar-lhe aço com o objectivo de absorver as tensões de tracção que se desenvolvam. O aço introduzido no betão é classificado em armadura passiva ou armadura activa, leia-se de pré-esforço.

A acção da armadura passiva é mobilizada, fundamentalmente, por aderência quando a capacidade de resistência à tracção do betão se esgota. Por outro lado, o efeito da armadura de pré-esforço apresenta-se como uma deformação (ou acção) introduzida no elemento, definida pelo projectista, que tem como objectivo contrariar a deformação que se introduz na estrutura em resultado das acções exteriores, sendo por isso mais eficaz que a armadura passiva. A aplicação de uma acção de pré-esforço consegue reduzir ou mesmo anular o efeito da carga exterior, incrementando o desempenho da peça de betão.

O efeito do pré-esforço nas estruturas pode ser modelado de variadas formas, sendo a mais frequente a que consiste em transformar a solicitação de pré-esforço numa acção exterior fictícia aplicada à estrutura que produza os mesmos efeitos que a acção interna. Esta forma de modelar os efeitos do pré-esforço é correntemente designada por método das cargas equivalentes. Na Fig. 3.1 representam-se esquematicamente as acções exercidas sobre um cabo parabólico de pré-esforço, inserido numa peça de betão quando este é pré-esforçado nas duas extremidades.

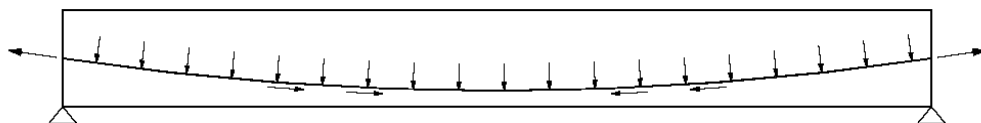


Fig. 3.1. – Acções exercidas sobre o cabo de pré-esforço [19].

As acções exercidas sobre o betão apresentam-se de igual grandeza mas com sentido oposto como se representa da Fig. 3.2.

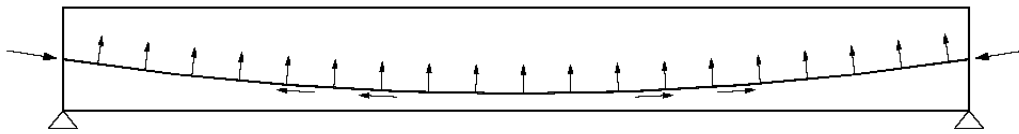


Fig. 3.2. – Acções exercidas sobre o betão [19].

Como se demonstrará adiante a acção equivalente de pré-esforço relaciona-se com a equação que define o traçado do cabo. A expressão (3.28.) refere-se à equação geral que é utilizada para definir um cabo de pré-esforço com traçado parabólico e surge associada ao referencial apresentado na Fig. 3.3.

$$y = a \times x^2 + b \times x + c \quad (3.28.)$$

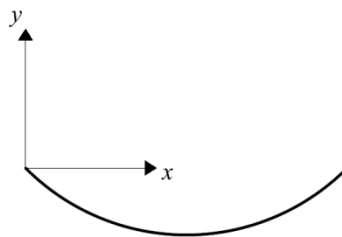


Fig. 3.3. – Referencial utilizado na dedução da equação do traçado do cabo de pré-esforço.

As acções equivalentes ao pré-esforço podem determinar-se tendo em conta o equilíbrio de um troço de cabo e distinguir-se em três tipos: as que resultam de um traçado parabólico, as que resultam de um traçado poligonal e as que se desenvolvem na zona das ancoragens do cabo.

3.3.1.1. Traçado parabólico

A Fig. 3.4 representa um troço infinitesimal de cabo parabólico.

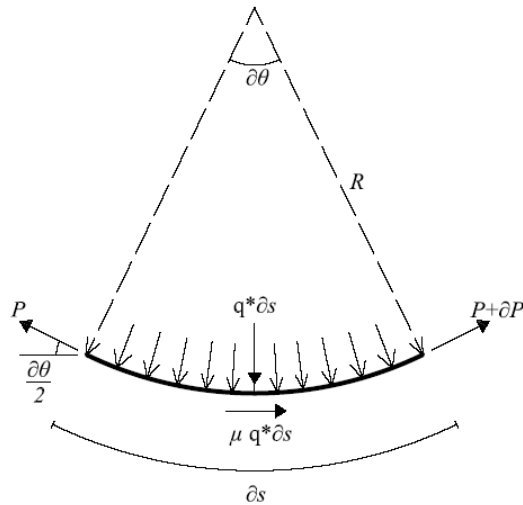


Fig. 3.4. – Troço infinitesimal de cabo parabólico e ações sobre ele aplicadas

Pelas relações geométricas da Fig. 3.4 conclui-se que,

$$\partial s = R \times \partial \theta \Leftrightarrow \frac{1}{R} = \frac{\partial \theta}{\partial s} \Leftrightarrow y'' = \frac{\partial \theta}{\partial s} \quad (3.29.)$$

em que,

$\frac{1}{R}$ - Curvatura do cabo de pré-esforço;

y'' - Segunda derivada da equação que define o traçado do cabo de pré-esforço.

Considerando um ângulo de desvio pequeno, consideram-se válidas as seguintes simplificações [19],

$$\sin\left(\frac{\partial \theta}{2}\right) \approx \frac{\partial \theta}{2} ; \tan\left(\frac{\partial \theta}{2}\right) \approx \frac{\partial \theta}{2} ; \cos\left(\frac{\partial \theta}{2}\right) \approx 1 \quad (3.30.)$$

Traduzindo, então, o equilíbrio na direção vertical temos,

$$P \times \frac{\partial \theta}{2} + P \times \frac{\partial \theta}{2} + \partial P \times \frac{\partial \theta}{2} = q^* \times \partial s \quad (3.31.)$$

Fazendo $\partial P \times \frac{\partial \theta}{2} \approx 0$ [19] temos na direcção vertical:

$$P \times \partial \theta = q^* \times \partial s \quad (3.32.)$$

A relação entre a equação que define o traçado do cabo de pré-esforço e a carga equivalente que este aplica à peça de betão obteve-se da seguinte equivalência,

$$q^* = P \times \frac{\partial \theta}{\partial s} \Leftrightarrow q^* = P \times y'' \quad (3.33.)$$

em que,

q^* - Carga uniformemente distribuída equivalente à acção do pré-esforço;

P - Força de pré-esforço;

y'' - Segunda derivada da equação que define o traçado do cabo.

3.3.1.2. Traçado poligonal

Quando o cabo de pré-esforço assume um traçado poligonal no interior da peça, definido por um conjunto de troços rectos Fig. 3.5, a acção equivalente desenvolve-se nos locais em que o traçado sofre um desvio.

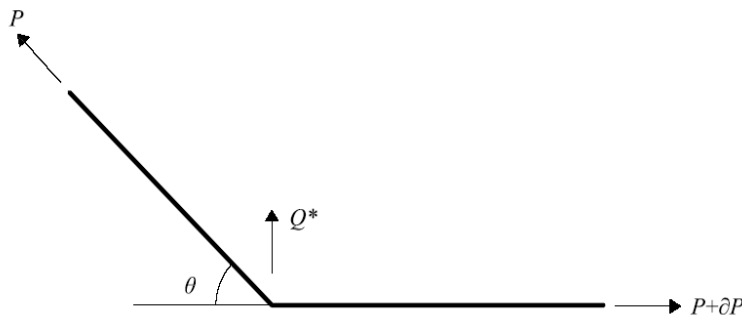


Fig. 3.5. – Troço de cabo de pré-esforço de traçado poligonal.

Admitindo que a grandeza do valor dos ângulos associados aos desvios do cabo de pré-esforço dentro da secção é reduzida [19], assume relevância a seguinte simplificação,

$$\tan(\theta) \approx \sin(\theta) \quad ; \quad \cos(\theta) \approx 1 \quad (3.34.)$$

Sendo assim o equilíbrio na direcção vertical permite obter a força Q^* aplicada à estrutura de betão na secção de desvio do cabo.

$$Q^* = P \times \tan(\theta) \quad (3.35.)$$

em que,

θ - Ângulo de desvio do cabo de pré-esforço;

P - Força de pré-esforço;

Q^* - Força de desvio pontual, equivalente à acção de pré-esforço.

Quando ângulo de desvio θ possui um valor elevado, desenvolvem-se importantes acções equivalentes de natureza horizontal que devem ser incluídas na análise.

3.3.1.3. Zona de ancoragem dos cabos

No local de ancoragem dos cabos são válidas as simplificações indicadas na expressão (3.34.). Sendo assim as forças equivalentes à acção de pré-esforço que se desenvolvem representam-se na Fig. 3.6.

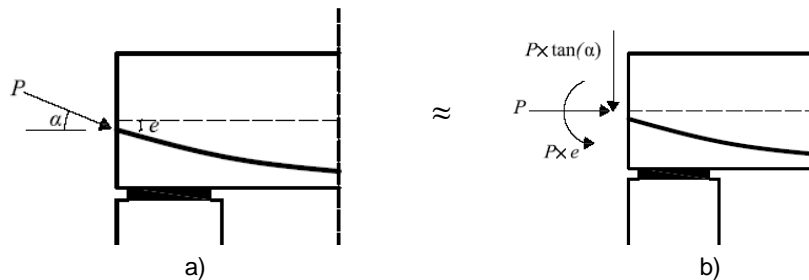


Fig. 3.6. – Cargas equivalentes à acção de pré-esforço na zona das ancoragens, a) e b).

3.3.1.4. Efeito hiperestático do pré-esforço

Em estruturas hiperestáticas, quando a deformação provocada pela aplicação do pré-esforço não consegue processar-se livremente, desenvolvem-se acções adicionais materializadas em reacções hiperestáticas ao nível dos apoios da estrutura [19]. Ao conjunto destas acções e aos efeitos que elas produzem na estrutura dá-se a denominação de componente hiperestática do pré-esforço. A Fig. 3.7 representa uma viga hiperestática pré-esforçada.

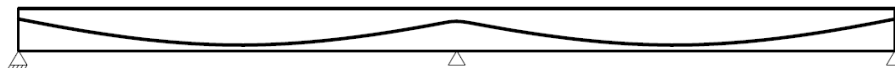


Fig. 3.7. – Viga hiperestática pré-esforçada.

Se a deformação por acção do pré-esforço fosse permitida pelo apoio central obtinha-se a deformada representada na Fig. 3.8.



Fig. 3.8. – Deformação isoestática da estrutura por acção do pré-esforço.

No entanto, essa deformação encontra-se impedida desenvolvendo-se então reacções hiperestáticas nos apoios da estrutura Fig. 3.9.

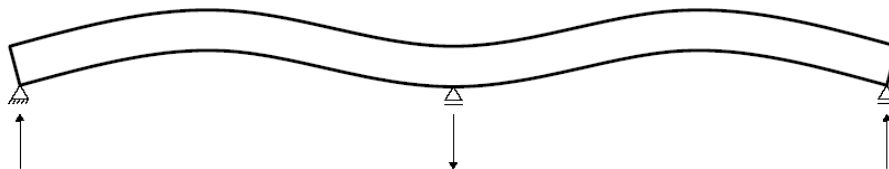


Fig. 3.9. – Reacções hiperestáticas provocadas pelo pré-esforço.

Note-se que o diagrama de momentos hiperestático vem função das reacções que se desenvolvem nos apoios da estrutura quando se aplica somente a acção de pré-esforço.

O momento flector produzido pelo pré-esforço numa estrutura hiperestática resulta do somatório do efeito isoestático ($M_{iso} = P \times e$) com o efeito hiperestático. A modelação da acção de pré-esforço, através do método das cargas equivalentes, não necessita da divisão das duas componentes uma vez que o resultado final de um cálculo é o momento total de pré-esforço. Fez-se referência a esta acção na medida em que se torna relevante realçar que o seu efeito pode ser aproveitado para utilizar de uma forma mais económica ou eficaz a força de pré-esforço, sendo o seu diagrama de momento flector uma forma efectiva de controlar a modelação da acção de pré-esforço.

3.3.2. TIPOS DE PRÉ-ESFORÇO

Existem dois tipos de pré-esforço frequentemente utilizados em tabuleiros de pontes [13]:

- Pré-esforço interior aderente;
- Pré-esforço exterior.

3.3.2.1. Pré-esforço interior aderente

Neste tipo de solução de pré-esforço a armadura de pré-esforço, após injeção das bainhas, encontra-se totalmente envolvida por betão estrutural [13]. Em sistemas de pré-esforço deste tipo uma variação na deformação da peça de betão leva, ao nível da secção, a uma variação de extensão do aço de pré-esforço igual à do betão que o envolve. Assim, a capacidade resistente da armadura de activa que não é utilizada em pré-esforço, pode ser utilizada em estado limite último com um comportamento semelhante à armadura passiva.

3.3.2.2. Pré-esforço exterior

A solução de pré-esforço exterior é realizada com cabos de pré-esforço de traçado poligonal que não se encontram envolvidos por betão ao longo do seu desenvolvimento. A ligação entre a estrutura da ponte e o cabo de pré-esforço ocorre em secções discretas materializadas por ancoragens, selas de

desvio e dispositivos de fixação intermédios (Fig. 3.10). Estas zonas de contacto são utilizadas para transmitir as forças de desvio à estrutura da ponte. A relação entre a variação de extensão do betão e do cabo de pré-esforço não se pode estabelecer a nível seccional, esta relação depende da deformação global da estrutura [13].



Fig. 3.10. – Cabos de pré-esforço exteriores [20].

3.3.3. PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO – PRÉ-ESFORÇO INTERIOR ADERENTE

A força de pré-esforço não se mantém constante ao longo do desenvolvimento do cabo nem ao longo do tempo. Essa força varia desde a extremidade activa, ou de esticamento do cabo, até à passiva por efeito de perdas de tensão na armadura de pré-esforço. Essas perdas podem ser de natureza instantânea ou diferida. Neste ponto analisa-se unicamente o sistema de pré-esforço interior aderente por ser o relevante para o trabalho realizado.

As perdas instantâneas são devidas aos seguintes fenómenos:

- Atrito entre o cabo de pré-esforço e a bainha metálica que o envolve;
- Ajuste dos órgãos de ancoragem;
- Deformação elástica instantânea do betão.

As perdas diferidas são provocadas por:

- Relaxação da armadura de pré-esforço;
- Fluência do betão;
- Retracção do betão.

A forma como se sucedem e manifestam as perdas de tensão depende do sistema de pré-esforço utilizado. No caso deste trabalho analisou-se somente o sistema de pós-tensão por ser o mais utilizado em pontes de betão armado pré-esforçado betonadas *in situ*.

3.3.4. PERDAS INSTANTÂNEAS DE TENSÃO NA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO

3.3.4.1. Perdas por atrito entre o cabo e a bainha

Quando se tracciona a armadura de pré-esforço surgem forças tangenciais de atrito entre o cabo e a bainha com sentido contrário ao de esticamento do cabo e que produzem neste uma perda de tensão. O contacto entre o cabo e o ducto que o envolve (a menos de um desvio angular parasita) é promovido pelos desvios angulares do traçado logo, quanto maior for o número destes desvios angulares maior será a perda de tensão por atrito. A Fig. 3.11 representa um troço elementar de cabo.

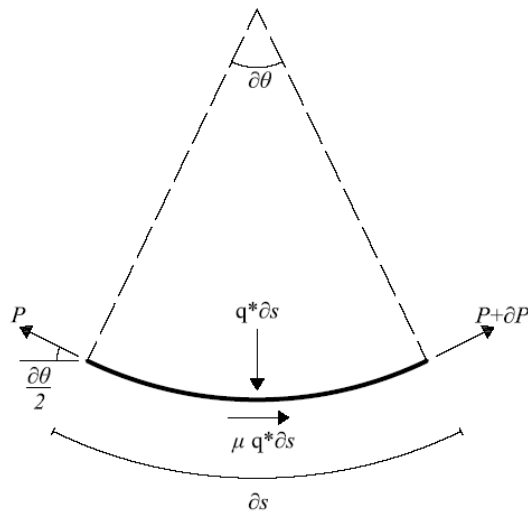


Fig. 3.11. – Troço elementar de cabo de pré-esforço

Traduzindo o equilíbrio na direcção horizontal do troço elementar de cabo, vem:

$$P = \mu \times q^* \times \partial s + P + \partial P \quad (3.36.)$$

Utilizando as expressões (3.32.) e (3.36.) que traduzem o equilíbrio na direcção vertical e na direcção horizontal, respectivamente, vem:

$$P = \mu \times P \times \partial\theta + P + \partial P \quad (3.37.)$$

Simplificando a equação (3.37.) tem-se:

$$\begin{aligned} \partial P = -\mu \times P \times \partial\theta &\Leftrightarrow \frac{\partial P}{P} = -\mu \times \partial\theta \Leftrightarrow \int_{P_{\max}}^{P_{0,x}} \frac{1}{P} \times \partial P = \int_0^{\theta} -\mu \times \partial\theta \\ \text{Ln}(P_{0,x}) - \text{Ln}(P_{\max}) = -\mu \times \theta &\Leftrightarrow \text{Ln}\left(\frac{P_{0,x}}{P_{\max}}\right) = -\mu \times \theta \Leftrightarrow \frac{P_{0,x}}{P_{\max}} = e^{-\mu \times \theta} \end{aligned} \quad (3.38.)$$

A força de pré-esforço a uma distância x da secção de esticamento, descontada da perda por atrito vem:

$$P_{0,x} = P_{\max} \times e^{-\mu \times \theta} \quad (3.39.)$$

em que,

$P_{0,x}$ - Força de pré-esforço descontada da perda por atrito na secção x ;

P_{\max} - Força de pré-esforço na ancoragem activa no instante de esticamento;

μ - Coeficiente de atrito;

θ - Ângulo de desvio, ou somatório dos ângulos de desvio, entre a secção x e a secção de aplicação do pré-esforço.

A perda de força de pré-esforço vem dada por:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} - P_{0,x} \Leftrightarrow \Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} - P_{\max} \times e^{-\mu \times \theta} \Leftrightarrow \Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \times (1 - e^{-\mu \times \theta}) \quad (3.40.)$$

$\Delta P_{\mu}(x)$ - Perda, por atrito, de força de pré-esforço na secção x .

A expressão regulamentar (3.41.) difere da deduzida pela inclusão da grandeza desvio angular parasita. Esta grandeza surge associada ao facto de se desenvolverem desvios angulares devidos a imperfeições de posicionamento do cabo levando, mesmo num traçado recto, ao desenvolvimento de perdas por atrito. Este efeito surge apresentado na Fig. 3.12. O valor de k é constante ao longo de todo o desenvolvimento do cabo.

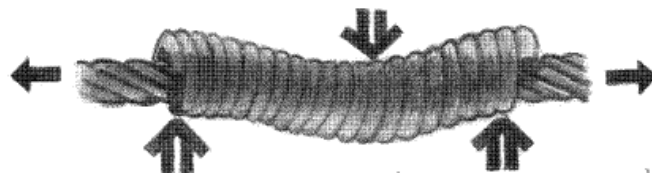


Fig. 3.12. – Desvios de posicionamento em relação à disposição teórica [21].

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \times (1 - e^{-\mu \times (\theta + kx)}) \quad (3.41.)$$

em que,

k - Desvio angular parasita;

x - Distância entre a secção de esticamento e a secção x .

A expressão para cálculo da perda de pré-esforço por atrito pode assumir um aspecto ligeiramente diferente do apresentado no Eurocódigo 2 [17]. Esta expressão apresenta-se em seguida.

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \times (1 - e^{-(\mu\theta + k'x)}) \quad (3.42.)$$

em que,

k' - Coeficiente de atrito em recta ($k' = k \times \mu$) [19].

O programa de cálculo utilizado para a execução deste trabalho permite o cálculo automático das perdas de pré-esforço devidas ao atrito pela expressão (3.42.).

Calculando as perdas por atrito que se desenvolvem ao longo do cabo em diversas secções, torna-se possível traçar um gráfico de tensão na armadura de pré-esforço ao longo do comprimento do cabo. Se a curvatura do cabo for aproximadamente constante, como acontece quando se utiliza um cabo parabólico (Fig. 3.13), a representação da tensão na armadura de pré-esforço ao longo do desenvolvimento do cabo pode fazer-se, aproximadamente, com recurso a uma recta de inclinação constante (Fig. 3.14) [18] [19].

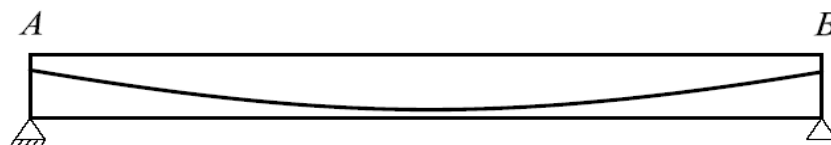


Fig. 3.13. – Viga com cabo parabólico pré-esforçado com ancoragem activa na secção A.

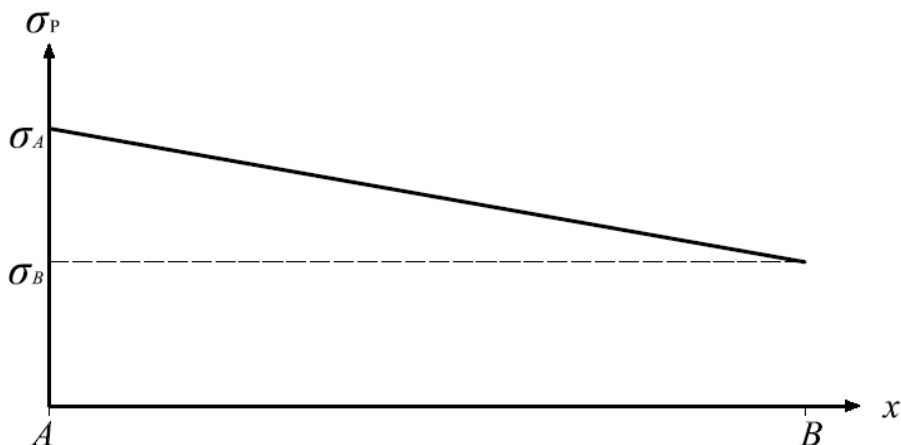


Fig. 3.14. – Diagrama de tensão na armadura de pré-esforço incluindo as perdas por atrito.

No caso de a curvatura variar, ou seja, se um troço apresentar uma curvatura mais elevada em relação a outro, a inclinação da recta é também variável. Por exemplo, na Fig. 3.15, existem dois troços

parabólicos (AB e CD) e um troço recto (BC), resultando num gráfico de tensão na armadura com o aspecto evidenciado na Fig. 3.16.

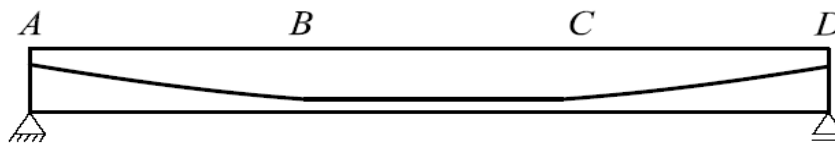


Fig. 3.15. – Viga com cabo de pré-esforço parabólico e recto com ancoragem activa na secção A.

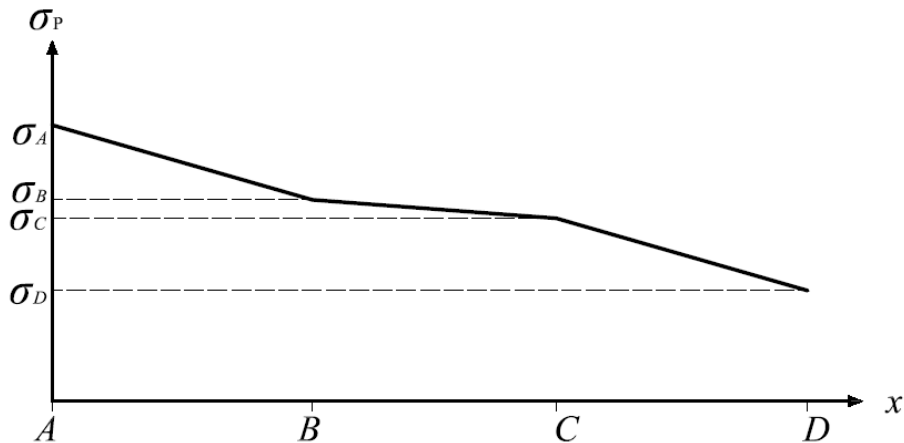


Fig. 3.16. – Diagrama de tensão na armadura de pré-esforço incluindo as perdas por atrito

A inclinação da recta relaciona-se directamente com a curvatura do troço em questão, sendo assim, quanto maior for a curvatura do troço, ou seja, quanto maior o desvio angular θ entre as secções em análise, maior será a perda por atrito que aí ocorre. Em suma, a inclinação da recta que representa graficamente a perda de tensão na armadura de pré-esforço vem mais elevada quanto maior a curvatura do cabo.

3.3.4.2. Perdas de pré-esforço por ajuste dos órgãos de ancoragem

Estas perdas correspondem a um escorregamento dos cordões nas cunhas e das cunhas nas placas de ancoragem, quando a força instalada no cilindro hidráulico de pré-esforço é transmitida para o órgão de ancoragem [18]. O movimento de ajuste dos órgãos de ancoragem realiza-se no sentido oposto ao de tracção do cabo, mobilizando o atrito no sentido contrário ao do esticamento num troço próximo da ancoragem activa. O fenómeno encontra-se descrito na Fig. 3.17.

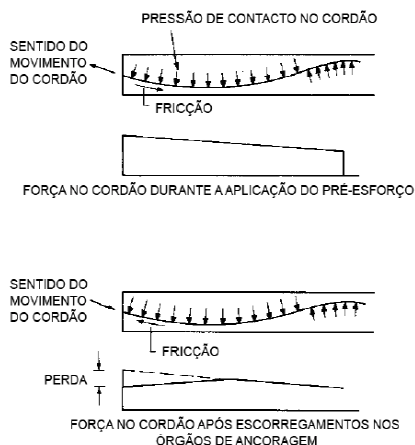


Fig. 3.17. – Perda de pré-esforço por ajuste dos órgãos de ancoragem - adaptado de [22].

A influência do ajuste dos órgãos de ancoragem para a perda de tensão da armadura faz-se sentir num comprimento a que pode ser calculado recorrendo à construção de um diagrama tensão vs desenvolvimento x como o apresentado na Fig. 3.18 [18], o qual está associada à viga apresentada na Fig. 3.13.

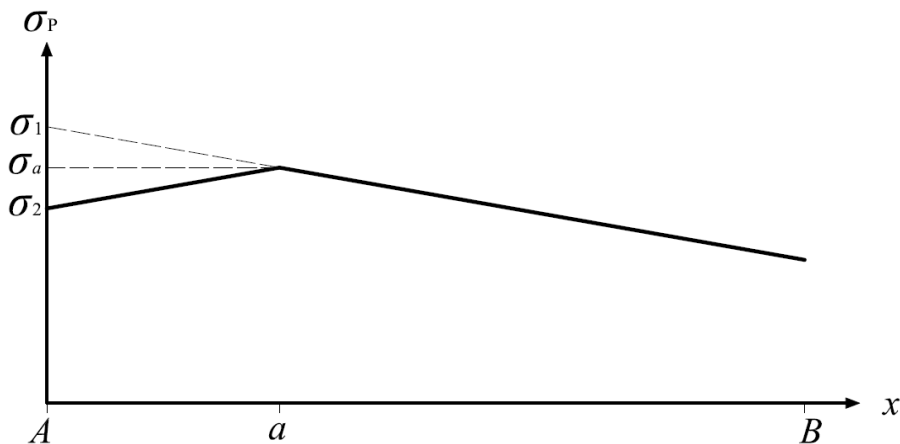


Fig. 3.18. – Diagrama de pré-esforço tendo em conta o ajuste das ancoragens

O declive da recta relaciona-se com a perda por atrito ao longo do cabo e essa perda relaciona-se com a curvatura que o cabo apresenta, como se viu no ponto anterior. Se a curvatura for, aproximadamente, constante a recta apresenta uma inclinação constante (Fig. 3.14). Se a curvatura variar, existirá uma variação da inclinação da recta de perda de tensão e nesse caso o comprimento de influência a pode fazer-se sentir em mais que um troço do cabo. Um exemplo de um caso em que se desenvolve este efeito apresenta-se na Fig. 3.19 e surge associado à estrutura apresentada na Fig. 3.15.

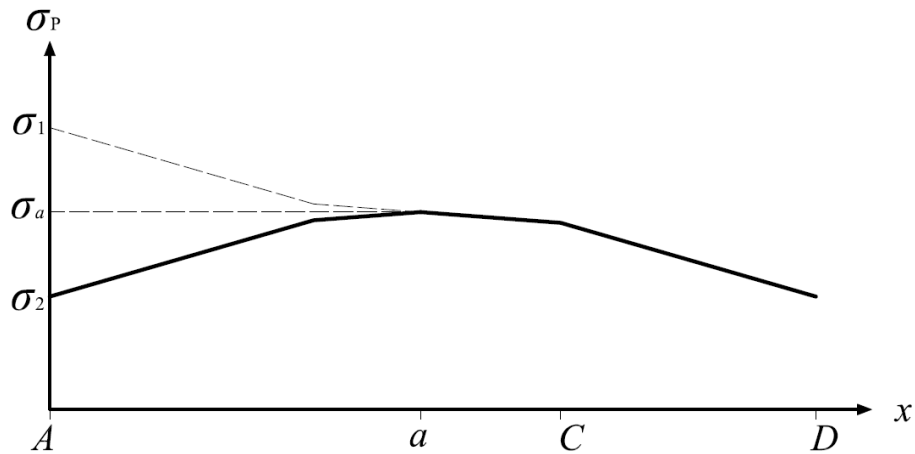


Fig. 3.19. – Diagrama de pré-esforço reflectindo o efeito do ajuste dos órgãos de ancoragem.

Quando a inclinação do diagrama é constante ou o comprimento de influência de ajuste do órgão de ancoragem se dá num troço do diagrama em que a inclinação é constante, a tensão instalada na zona de ancoragem após o ajuste dos órgãos de ancoragem e o comprimento a podem ser calculados recorrendo às expressões (3.51.) e (3.52.). Na Fig. 3.20 apresenta-se um troço de inclinação constante para o qual se realizaram as deduções. Neste trabalho não se detalhou o cálculo do comprimento a para situações idênticas à apresentada na Fig. 3.19, o que pode ser consultado na bibliografia [18].

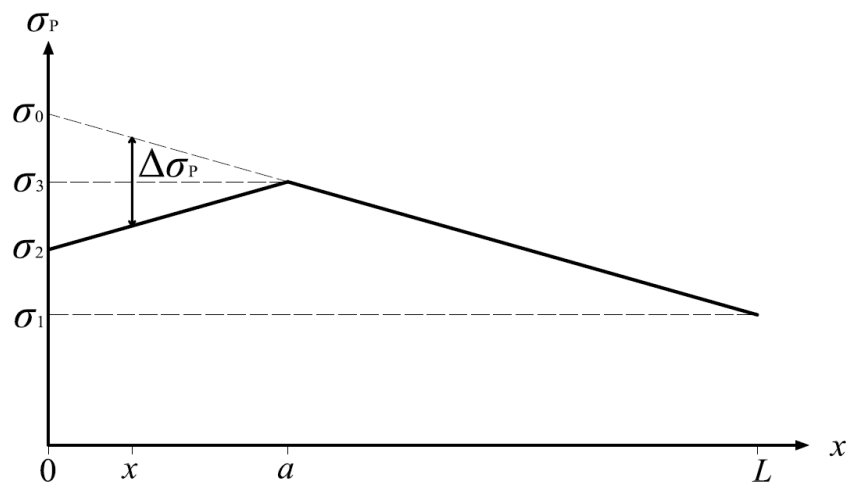


Fig. 3.20. – Diagrama de tensão utilizado na dedução das expressões para tratar as perdas de pré-esforço por ajuste dos órgãos de ancoragem.

O segmento de recta $\overline{\sigma_0\sigma_1}$ vem definido pela seguinte equação,

$$\overline{\sigma_0\sigma_1}(x) = \frac{(\sigma_1 - \sigma_0)}{L} \times x + \sigma_0, \quad x \in [0, L] \quad (3.43.)$$

em que,

σ_0 - Tensão inicial do cabo, no local da ancoragem activa, antes do ajuste dos órgãos de ancoragem;

σ_1 - Tensão na armadura de pré-esforço na secção $x = L$;

L - Distância da secção à extremidade de esticamento que, no troço de inclinação constante, não sofre influência do ajuste dos órgãos de ancoragem.

O encurtamento do cabo promovido pelos ajustes dos dispositivos de ancoragem, Δs , vem:

$$\Delta s = \int_0^a \Delta \varepsilon_p \partial x \quad (3.44.)$$

em que,

Δs - Deslocamento promovido pela reentrada de cunhas;

$\Delta \varepsilon_p$ - Variação de extensão da armadura de pré-esforço.

Para uma secção x , que se situe entre $x = 0$ e $x = a$ temos,

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{\Delta \sigma_p}{E_p} \quad (3.45.)$$

em que,

$\Delta \sigma_p$ - Variação de tensão na armadura de pré-esforço;

E_p - Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço.

Δs pode reescrever-se como,

$$\Delta s = \int_0^a \frac{\Delta \sigma_p}{E_p} \partial x \Leftrightarrow \Delta s \times E_p = \int_0^a \Delta \sigma_p \partial x \quad (3.46.)$$

O integral $\int_0^a \Delta\sigma_p \partial x$ representa a área da figura geométrica triangular definida entre os segmentos de recta $\overline{\sigma_0\sigma_3}$ e $\overline{\sigma_2\sigma_3}$. Este integral pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$\int_0^a \Delta\sigma_p = \frac{1}{2} \times (\sigma_0 - \sigma_2) \times a \quad (3.47.)$$

em que,

σ_2 - Tensão que se instala no local da ancoragem activa após a o ajuste dos órgãos de ancoragem.

Na expressão (3.47.) apresentam-se como incógnitas a tensão σ_2 e o comprimento a . A metodologia de cálculo apresentada permite, em primeiro lugar, determinar o comprimento de influência a e só posteriormente obter a tensão final σ_2 que se instala na extremidade activa do cabo de pré-esforço.

Sendo assim tem-se que o declive do segmento de recta $\overline{\sigma_2\sigma_3}$ vem inverso do segmento $\overline{\sigma_0\sigma_3}$ e calcula-se,

$$m = \frac{(\sigma_0 - \sigma_1)}{L} \quad (3.48.)$$

em que,

m - Declive do segmento de recta $\overline{\sigma_2\sigma_3}$;

σ_3 - Tensão na armadura de pré-esforço na secção $x = a$.

A variação de tensão $(\sigma_3 - \sigma_2)$, pode calcular-se pela expressão (3.49.).

$$(\sigma_3 - \sigma_2) = m \times a \Leftrightarrow (\sigma_3 - \sigma_2) = \frac{(\sigma_0 - \sigma_1)}{L} \times a \quad (3.49.)$$

A área da figura geométrica definida entre os segmentos de recta $\overline{\sigma_0\sigma_3}$ e $\overline{\sigma_2\sigma_3}$ pode ser calculada da seguinte forma:

$$\int_0^a \Delta\sigma_p \partial x = \frac{1}{2} \times (2 \times (\sigma_3 - \sigma_2)) \times a = \left(\frac{(\sigma_0 - \sigma_1)}{L} \times a \right) \times a = \frac{(\sigma_0 - \sigma_1)}{L} \times a^2 \quad (3.50.)$$

Tendo em conta a igualdade expressa na equação (3.46.) e o resultado da expressão (3.50.) tem-se que,

$$\Delta s \times E_p = \frac{(\sigma_0 - \sigma_1)}{L} \times a^2 \Leftrightarrow a = \sqrt{\frac{\Delta s \times E_p}{\frac{(\sigma_0 - \sigma_1)}{L}}} \quad (3.51.)$$

em que,

a - Comprimento de influência do ajuste dos órgãos de ancoragem.

Após a determinação do comprimento a , para um dado valor de Δs , o cálculo da tensão σ_3 pode ser realizado pela expressão (3.43.) para $x = a$.

A tensão σ_2 que se instala na zona da ancoragem activa após o ajuste dos órgãos de ancoragem obtém-se utilizando a expressão (3.49.) que se apresenta em seguida resolvida em ordem a σ_2 :

$$\sigma_2 = \sigma_3 - \frac{(\sigma_0 - \sigma_1)}{L} \times a \quad (3.52.)$$

O caso do comprimento de influência do ajuste dos órgãos de ancoragem se dar num troço de inclinação constante da recta que traduz a variação de tensão da armadura de pré-esforço ao longo do cabo, como será adiante verificado, é o que ocorre com maior frequência no caso das pontes de betão armado pré-esforçado betonadas *in situ*. Isto observa-se devido à grande altura das secções utilizadas, são impostas curvaturas elevadas aos cabos de pré-esforço fazendo com que o comprimento de influência do ajuste dos órgãos de ancoragem se faça sentir nos primeiros metros de desenvolvimento do cabo. Nas figuras Fig. 3.21 e Fig. 3.22 representa-se a forma como varia o comprimento de influência a com a maior ou menor curvatura do cabo.

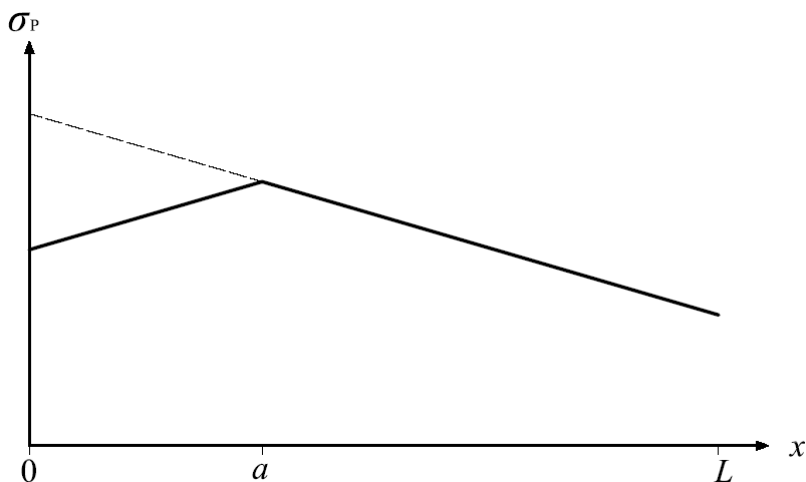


Fig. 3.21. – Extensão da influência do ajuste das ancoragens num cabo com traçado de elevada curvatura.

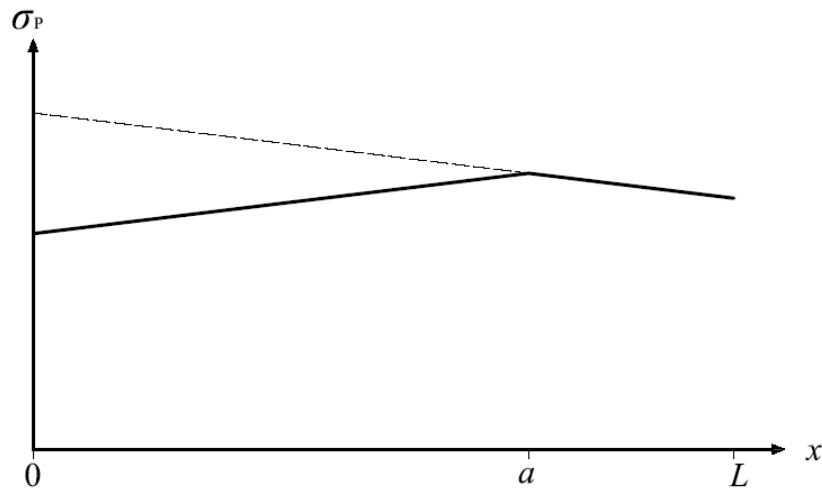


Fig. 3.22. - Extensão da influência do ajuste das ancoragens num cabo com traçado de reduzida curvatura.

3.3.4.3. Perdas por deformação elástica instantânea do betão

No caso dos sistemas de pré-esforço por pós-tensão como a reacção do cilindro hidráulico é realizada no elemento que se pretende pré-esforçar não se desenvolve nenhuma perda instantânea por deformação elástica do betão no cabo que se está a tensionar. Este tipo de perda ocorre quando se tensionam vários cabos sequencialmente. Por exemplo, no processo de esticamento de dois cabos esta perda manifesta-se quando se coloca em tensão o segundo cabo estando o primeiro já devidamente tensionado e amarrado. A variação de tensão, induzida pelo tensionamento do segundo cabo produz uma variação na deformação da peça de betão que por sua vez induz a perda de tensão do primeiro cabo [18].

Na fase de esticamento dos diferentes cabos a armadura de pré-esforço, mesmo nos sistemas de pós-tensão aderentes, não se encontra solidária ao betão, uma vez que a injeção das bainhas só ocorre numa fase posterior. Por esta razão, numa determinada secção, a extensão do betão ao nível da armadura de pré-esforço não tem que ser coincidente com a extensão do aço de pré-esforço aí existente. Sendo assim, a perda de tensão na armadura de pré-esforço resulta do encurtamento total da peça de betão ao nível da armadura de pré-esforço, [23]. Simplificadamente, considera-se que o comprimento do cabo é igual ao comprimento linear entre as ancoragens.

O encurtamento de uma peça de betão é calculado pela seguinte expressão:

$$\Delta l_c = \int_0^L \varepsilon_c \partial x = \int_0^L \frac{\sigma_c}{E_{cm}} \partial x \quad (3.53.)$$

em que,

Δl_c - Encurtamento total da peça entre $x = 0$ e $x = L$.

A perda instantânea por deformação elástica que se desenvolve no tensionamento de dois cabos com igual força de pré-esforço só afecta uma das armaduras de pré-esforço. O encurtamento da peça que

origina a perda de pré-esforço é promovido pela variação de tensão que ocorre aquando do tensionamento do segundo cabo. Esse encurtamento é dado pela seguinte expressão:

$$\Delta l_c = \int_0^L \frac{2}{E_{cm}(t)} \Delta \sigma_{c,p} \partial x \quad (3.54.)$$

em que,

$\Delta \sigma_{c,p}$ - Variação de tensão no betão, produzida pela acção de pré-esforço (P) e restantes acções mobilizadas na sua aplicação, calculada ao nível da armadura de pré-esforço;

$E_{cm}(t)$ - Módulo de elasticidade do betão na idade de aplicação do pré-esforço.

A metodologia utilizada e de seguida apresentada para a contabilização das perdas de tensão por deformação elástica instantânea do betão baseou-se na regulamentação e na informação recolhida na consulta bibliográfica, [18][19][23].

Esta metodologia é aplicável se os cabos que são sucessivamente traccionados, se encontrarem próximos e forem tensionados com forças semelhantes. Desta forma, o cálculo pode ser referido ao centro de gravidade das armaduras de pré-esforço e as sucessivas variações de tensão que provocam diferentes perdas em cada cabo podem, simplificadaamente, ser tratadas como uma perda média no conjunto dos cabos que compõem a totalidade da armadura de pré-esforço [18].

No caso de dois cabos ocorrem duas variações de tensão resultantes do seu esticamento sucessivo, como se viu, só a segunda é que induz perda. Cada variação de tensão tem o valor de $\frac{\Delta \sigma_{c,p}}{2}$.

Para dois cabos, como só uma variação é que produz perda, a média vem:

$$\overline{\Delta \sigma_{c,p2}} = \frac{\frac{\Delta \sigma_{c,p}}{2} + 0}{2} = \frac{\Delta \sigma_{c,p}}{4} \quad (3.55.)$$

em que,

$\overline{\Delta \sigma_{c,p2}}$ - Variação média de tensão no betão, ao nível das armaduras de pré-esforço, para dois cabos utilizada para o cálculo do encurtamento da peça que produz a perda de pré-esforço.

O raciocínio utilizado para dois cabos pode ser aplicado para o estudo da perda por deformação elástica no caso de três cabos de pré-esforço. O tensionamento de cada cabo aplicará à estrutura um acréscimo de tensão igual a $\frac{\Delta \sigma_{c,p}}{3}$.

A perda máxima de pré-esforço ocorre quando se coloca em tensão o terceiro cabo. Neste momento tem-se para o primeiro cabo uma perda produzida por um encurtamento resultante da aplicação da força de pré-esforço aos segundo e terceiro cabos. Para o segundo cabo a perda de tensão é produzida

pelo encurtamento da peça devido à entrada em funcionamento do terceiro cabo. Sendo assim, para o conjunto dos três cabos ocorre uma variação média de tensão igual a:

$$\overline{\Delta\sigma_{c,p3}} = \frac{2 \times \frac{\Delta\sigma_{c,p}}{3} + \frac{\Delta\sigma_{c,p}}{3} + 0}{3} = \frac{\Delta\sigma_{c,p}}{3} \quad (3.56.)$$

em que,

$\overline{\Delta\sigma_{c,p3}}$ - Variação média de tensão no betão, ao nível das armaduras de pré-esforço, para três cabos utilizada para o cálculo do encurtamento da peça que produz a perda de pré-esforço.

Para quatro cabos temos um acréscimo de tensão no betão induzido pelo traccionamento de cada cabo igual a $\frac{\Delta\sigma_{c,p}}{4}$. A variação média de tensão vem:

$$\overline{\Delta\sigma_{c,p4}} = \frac{3 \times \frac{\Delta\sigma_{c,p}}{4} + 2 \times \frac{\Delta\sigma_{c,p}}{4} + \frac{\Delta\sigma_{c,p}}{4} + 0}{4} = \frac{3}{8} \times \Delta\sigma_{c,p} \quad (3.57.)$$

em que,

$\overline{\Delta\sigma_{c,p4}}$ - Variação média de tensão no betão, ao nível das armaduras de pré-esforço, para quatro cabos utilizada para o cálculo do encurtamento da peça que produz a perda de pré-esforço.

A análise dos exemplos anteriores, em que se tratam as situações de tensionamento sucessivo de dois, três e quatro cabos de pré-esforço, permite concluir que para n cabos a variação média de tensão responsável pelo encurtamento da peça que influencia a perda de pré-esforço por deformação elástica do betão pode calcular-se pela expressão,

$$\overline{\Delta\sigma_{c,pn}} = \left(\frac{n-1}{2n} \right) \times \Delta\sigma_{c,p} \quad (3.58.)$$

em que,

$\overline{\Delta\sigma_{c,pn}}$ - Variação média de tensão no betão, ao nível das armaduras de pré-esforço, para n cabos utilizada para o cálculo do encurtamento da peça que produz a perda de pré-esforço.

n - Número de cabos de pré-esforço idênticos sucessivamente traccionados.

O encurtamento total da peça de betão ao nível do centro de gravidade das armaduras de pré-esforço pode, então, ser dado pela seguinte expressão:

$$\Delta l_c = \int_0^L \left(\frac{n-1}{2n} \right) \times \frac{\Delta\sigma_{c,p}}{E_{cm}(t)} \partial x \quad (3.59.)$$

A expressão anterior pode reescrever-se da seguinte forma,

$$\Delta l_c = \frac{n-1}{2n} \times \int_0^L \Delta \varepsilon_{c,p} \partial x \quad (3.60.)$$

em que,

$\Delta \varepsilon_{c,p}$ - Variação de extensão no betão, ao nível das armaduras de pré-esforço, provocada pela acção de pré-esforço e restantes acções mobilizadas na sua aplicação.

O cálculo do integral do diagrama de extensões no betão ao nível das armaduras de pré-esforço no comprimento da peça permite obter o encurtamento total responsável pela perda de pré-esforço, como se concluiu na expressão (3.60.). O mesmo valor para o encurtamento pode ser, simplifiadamente, obtido utilizando a expressão (3.61.) em que se considera uma extensão média para o betão constante no comprimento da peça entre ancoragens [23].

$$\int_0^L \Delta \varepsilon_{c,p} \partial x \approx \overline{\Delta \varepsilon_{c,p}} \times L \quad (3.61.)$$

em que,

$\overline{\Delta \varepsilon_{c,p}}$ - Variação média de extensão no betão, ao nível das armaduras de pré-esforço, constante em toda a extensão da peça.

No caso de cabos rectos, colocados ao nível do centro de gravidade da peça, a consideração anterior produz resultados exactos, uma vez que a variação de extensão no betão ao nível das armaduras de pré-esforço depende somente da força de pré-esforço que existe nessa secção. Devido ao facto de o conjunto de cabos se encontrarem ao nível do centro de gravidade da peça de betão não ocorre variação de extensão induzida por curvatura.

Quando o cabo possuiu excentricidade em relação ao baricentro da secção, a variação de extensão é provocada pela acção de pré-esforço e pelas restantes acções permanentes mobilizáveis durante a aplicação do pré-esforço. Este facto promove no betão, ao nível do centro de gravidade da armadura de pré-esforço, uma lei de extensões de elevada complexidade. O efeito do pré-esforço varia em função da excentricidade do cabo e da distância da secção ao ponto de esticamento. No que diz respeito ao momento flector produzido pelas acções permanentes também ocorre a sua variação ao longo do desenvolvimento do cabo. Em suma, o cálculo rigoroso do encurtamento total da peça (ao nível do centro de gravidade do cabo) assume um grau de dificuldade muito elevado.

No presente trabalho, de uma forma simplificada, utilizou-se um valor médio para a extensão constante ao longo da peça. Esta simplificação é sugerida por diversos autores [23] [24] e conduz normalmente a bons resultados.

Tendo presentes as considerações anteriores, o valor do encurtamento total da peça de betão ao nível da armadura de pré-esforço pode calcular-se utilizando a seguinte expressão,

$$\Delta l_c = \frac{n-1}{2n} \times \overline{\Delta \varepsilon_{c,p}} \times L \quad (3.62.)$$

Estabelecendo a igualdade entre o encurtamento do betão ao nível do centro de gravidade das armaduras de pré-esforço e o encurtamento total das referidas armaduras tem-se,

$$\Delta l_c = \Delta l_p \quad (3.63.)$$

em que,

Δl_c - Encurtamento total do betão ao nível da armadura de pré-esforço;

Δl_p - Encurtamento total da armadura de pré-esforço.

A variação de extensão da armadura de pré-esforço, considerando que o comprimento L é aproximadamente igual ao comprimento do cabo, vem:

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{n-1}{2n} \times \overline{\Delta \varepsilon_{c,p}} \quad (3.64.)$$

em que,

$\Delta \varepsilon_p$ - Variação de extensão da armadura de pré-esforço.

A expressão anterior pode reescrever-se da seguinte forma,

$$\Delta \varepsilon_p = \frac{n-1}{2n} \times \frac{\overline{\Delta \sigma_{c,p}}}{E_{cm}(t)} \quad (3.65.)$$

em que,

$\overline{\Delta \sigma_{c,p}}$ - Variação média de tensão no betão devida ao pré-esforço e restantes acções mobilizadas durante a sua aplicação para o comprimento L .

A variação de tensão $\overline{\Delta \sigma_{c,p}}$ é causada pela força que fica instalada nos cabos de pré-esforço após o esticamento e pelas restantes cargas que actuam na estrutura do tabuleiro da ponte no momento de aplicação da força de pré-esforço.

As acções mobilizadas durante a aplicação do pré-esforço não são obtidas de uma forma imediata uma vez que, durante a aplicação do pré-esforço, existe uma interacção entre o cimbria e o tabuleiro [25]. No final da betonagem todo o peso do tabuleiro está a ser suportado pelo cimbria. Com a aplicação do pré-esforço ocorre uma transferência gradual do peso do tabuleiro para a estrutura da ponte. Torna-se, então, necessário determinar com rigor que quantidade de peso próprio do novo tramo fica suportado

pelo cimbra e que quantidade é transferida para a estrutura do tabuleiro. Esta interação pode levar ao desenvolvimento de uma situação crítica, uma vez que o pré-esforço pode não conseguir mobilizar as acções para as quais foi dimensionado no momento da sua aplicação. Na Fig. 3.23 apresenta-se a deformação, a meio vão, que se instala no cimbra no momento da betonagem.

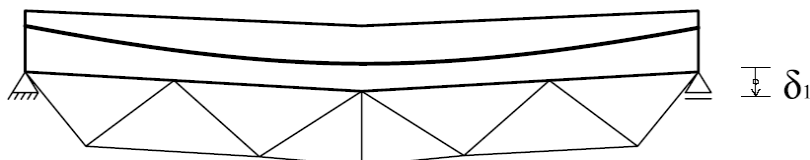


Fig. 3.23. – Deformação do cimbra no momento da betonagem.

A Fig. 3.24 apresenta a variação de deformação que se instala no cimbra quando se aplica o pré-esforço.

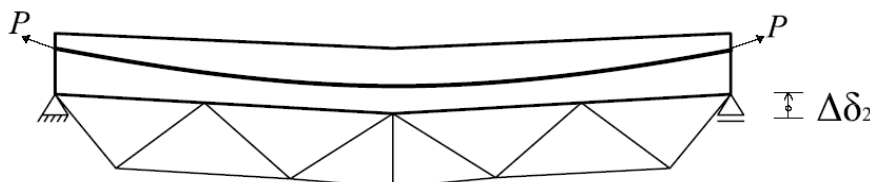


Fig. 3.24. – Variação de deformação do cimbra quando se aplica o pré-esforço.

Se $\Delta\delta_2$ é menor que δ_1 , que é a situação corrente, conclui-se então que uma parte do peso próprio continua a ser suportada pelo cimbra após a aplicação do pré-esforço.

O presente trabalho não tem como objectivo estudar os efeitos da interacção entre o tabuleiro e o cimbra durante a aplicação do pré-esforço. No entanto, é importante clarificar que a tecnologia OPS permite diminuir consideravelmente os efeitos adversos da interacção anteriormente apresentada [25]. Como é possível adaptar a capacidade do cimbra, pode aumentar-se gradualmente (em função da aplicação de pré-esforço no tabuleiro) a sua deformação, ao ponto de no final da aplicação do pré-esforço no tabuleiro, o cimbra equilibrar apenas uma pequena parte do peso próprio do tramo construído. A ponte estudada neste trabalho será realizada recorrendo a um cimbra com tecnologia OPS, pelo que simplificarmente, se considerou que no momento de aplicação da acção de pré-esforço se mobiliza a totalidade do peso próprio do tramo do tabuleiro.

A variação de tensão na armadura de pré-esforço pode então ser calculada pela expressão (3.66.).

$$\Delta\sigma_p = E_p \times \frac{n-1}{2n} \times \frac{\overline{\Delta\sigma_{c,p}}}{E_{cm}(t)} \quad (3.66.)$$

em que,

$\Delta\sigma_p$ - Perda de tensão na armadura de pré-esforço devida ao encurtamento elástico do betão;

E_p - Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço.

A expressão (3.66.) é muito semelhante à apresentada no Eurocódigo 2 [17] que de seguida se transcreve,

$$\Delta P_{el} = A_p \times E_p \times \sum \left[\frac{j \times \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (3.67.)$$

em que,

$\Delta \sigma_c(t)$ - Variação de tensão no betão o centro de gravidade das armaduras no instante t ;

$j = \frac{n-1}{2n}$ - n representa o número de armaduras idênticas sucessivamente tracionadas. Como

aproximação pode adoptar-se para j o valor de 0,5;

$j = 1$ - Para as variações devidas a acções permanentes aplicadas após o pré-esforço.

Para o tratamento da perda instantânea por deformação elástica do betão, neste trabalho, adoptou-se a expressão (3.66.).

3.3.5. PERDAS DIFERIDAS DE TENSÃO NA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO

A variação das perdas diferidas de pré-esforço no tempo assume relevância quando se pretende estudar o comportamento de uma estrutura pré-esforçada para um instante temporal diferente do infinito. Esta situação materializa-se durante a execução da estrutura, uma vez que à medida que esta evolui os fenómenos diferidos têm possibilidade de se processar, embora numa ordem de grandeza inferior à que ocorrerá quando a obra estiver concluída e entrar em funcionamento.

Considerou-se que, para o intervalo de tempo em que assumem importância este tipo de perdas, o betão e a armadura de pré-esforço estão aderentes, ou seja, já ocorreu a injeção das bainhas. Sendo assim, para uma qualquer secção do elemento, a extensão do betão ao nível da armadura de pré-esforço é igual à extensão do aço de pré-esforço que aí se localize. Por este facto a perda diferida manifesta-se seccionalmente.

As perdas diferidas que dependem do estado de tensão instalado na peça (promovidas pela fluência do betão e relaxação do aço de pré-esforço) devem ser calculadas de acordo com o Eurocódigo 2 [17] para um estado de tensão induzido pela combinação quase-permanente de acções com a força de pré-esforço inicial. A força de pré-esforço inicial, numa secção, obtém-se deduzindo à força máxima de pré-esforço as perdas instantâneas calculadas para a essa secção.

3.3.5.1. Perdas de tensão na armadura de pré-esforço por retracção do betão

A retracção do betão produz um encurtamento da peça ao longo do tempo [18]. Com o encurtamento da peça produz-se também uma diminuição no comprimento do cabo de pré-esforço, induzindo-se assim uma perda de tensão na armadura. O modelo utilizado pelo autor para estudar a extensão do betão por retracção e a sua evolução no tempo foi descrito pormenorizadamente no ponto 3.2.1.2.

Conhecido o valor da extensão produzida por retracção do betão, ao nível da armadura de pré-esforço numa secção, conhece-se a extensão induzida na armadura de pré-esforço, nessa secção, que por compatibilidade vem:

$$\varepsilon_{cs,p}(x) = \varepsilon_p(x) \quad (3.68.)$$

em que,

$\varepsilon_{cs,p}(x)$ - Extensão total de retracção do betão, ao nível da armadura de pré-esforço, na secção x ;

$\varepsilon_p(x)$ - Extensão de armadura de pré-esforço na secção x .

A perda de tensão na armadura de pré-esforço, por retracção do betão, pode determinar-se pela expressão (3.69.).

$$\Delta\sigma_{p,s}(x) = \varepsilon_{cs,p}(x) \times E_p \quad (3.69.)$$

em que,

$\Delta\sigma_{p,s}(x)$ - Perda de tensão na armadura de pré-esforço devida à retracção do betão;

E_p - Módulo de elasticidade do aço de pré-esforço.

3.3.5.2. Perdas de pré-esforço devidas à fluência do betão

A deformação por fluência do betão, numa secção, ao nível da armadura de pré-esforço é igual à deformação da armadura de pré-esforço que aí se localize. Esta compatibilidade é possível devido à aderência entre os dois materiais e vem expressa pela seguinte relação:

$$\varepsilon_{cc,p}(x) = \varepsilon_p(x) \quad (3.70.)$$

em que,

$\varepsilon_{cc,p}(x)$ - Extensão do betão, ao nível da armadura de pré-esforço, devida à fluência na secção x , definido em (3.71.);

$\varepsilon_p(x)$ - Extensão da armadura de pré-esforço na secção x .

A extensão do betão por fluência ao nível da armadura de pré-esforço calcula-se da seguinte forma:

$$\varepsilon_{cc,p}(x) = \varphi(t, t_0) \times \frac{\sigma_{c,p}(x)}{E_c} \quad (3.71.)$$

em que,

$\sigma_{c,p}(x)$ - Tensão no betão, calculada ao nível do centro de gravidade das armaduras de pré-esforço, para a combinação de acções quase-permanente na secção x ;

$\varphi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência, definido em (3.15.);

E_c - Módulo de elasticidade tangente do betão, vem igual a $1,05 \times E_{cm}$.

A relação da deformação por fluência do betão com a perda de tensão na armadura de pré-esforço vem expressa em (3.72.).

$$\Delta\sigma_{p,c}(x) = \varphi(t, t_0) \times \frac{\sigma_{c,p}(x)}{E_c} \times E_p \quad (3.72.)$$

em que,

$\Delta\sigma_{p,c}(x)$ - Perda de tensão na armadura de pré-esforço induzida pela fluência do betão na secção x .

3.3.5.3. Perda por relaxação do aço de pré-esforço

O modelo utilizado para definir a perda de tensão por relaxação do aço de pré-esforço apresentou-se no ponto 3.2.2. Considerou-se, no entanto, importante clarificar que a tensão inicial na armadura de pré-esforço deve calcular-se para a combinação quase-permanente de acções.

3.3.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS RELATIVAS ÀS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO

3.3.6.1. Perdas instantâneas

O procedimento apresentado para o cálculo das perdas instantâneas considerou a não aderência entre a armadura de pré-esforço e o betão que a envolve. Esta situação traduz a realidade mais frequente em obras em que se utilize pré-esforço interior aderente, uma vez que a materialização da aderência só se processa após a injeção das bainhas com calda de cimento, encontrando-se as perdas instantâneas já processadas.

As perdas de tensão nas armaduras de pré-esforço devidas ao atrito e deformação elástica do betão ocorrem na fase de esticamento, enquanto a perda por ajuste dos órgãos de ancoragem só acontece quando o cabo é ancorado. No entanto, a perda por deformação elástica instantânea do betão de um cabo desenvolve-se quando este já se encontra ancorado, ou seja, existe uma interacção entre os efeitos das várias perdas sendo por isso necessário definir uma sequência de cálculo. A sequência adoptada na realização deste trabalho compreendeu em primeiro lugar o cálculo da perda por atrito e reentrada de cunhas e por fim a perda por deformação elástica instantânea do betão.

3.3.6.2. Perdas diferidas

O sistema de pré-esforço interior com injeção das bainhas exhibe, para a análise dos fenómenos diferidos, um comportamento aderente entre a armadura de pré-esforço e o betão que a envolve. Por este facto verifica-se uma compatibilidade de deformações ao nível seccional e não somente ao nível global, leia-se entre ancoragens. Desta forma, as expressões anteriormente apresentadas encontram o seu campo de aplicação no domínio das verificações seccionais.

O âmbito deste trabalho desvia-se do domínio das verificações seccionais, no entanto, o autor considerou que para uma análise global do sistema estrutural, tanto na sua fase evolutiva como final, se torna importante considerar o efeito das perdas diferidas. Assim sendo, será adiante apresentada uma forma de abordagem da inclusão destas perdas nos modelos de cálculo desenvolvidos.

A consideração das perdas diferidas no modelo será realizada analisando separadamente os fenómenos que as provocam. Esta abordagem apresenta suporte regulamentar, no entanto, é apresentada no Eurocódigo 2 [17] uma expressão aproximada que permite o cálculo da perda diferida de pré-esforço numa secção tendo em conta todos os efeitos simultaneamente. Neste trabalho não se apresenta essa expressão pelo facto de não ser utilizada. Se, contudo, o leitor possuir interesse na sua utilização refere-se que consultando o ponto 5.10.6 (2) do referido regulamento a encontrará.

A perda de tensão resultante da totalidade dos efeitos diferidos é, neste trabalho, calculada pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{p,s+c+r}(x) = \Delta\sigma_{p,s}(x) + \Delta\sigma_{p,c}(x) + 0,8 \times \Delta\sigma_{p,r}(x) \quad (3.73.)$$

em que,

$\Delta\sigma_{p,s+c+r}(x)$ - Perda de tensão resultante de todos os efeitos diferidos na secção x .

Note-se que devido à interacção entre os três fenómenos diferidos (fluência, retracção e relaxação) o valor da perda por relaxação da armadura de pré-esforço deve ser reduzido 20% [17].

3.4.FASEAMENTO CONSTRUTIVO DE UMA PONTE CONSTRUÍDA TRAMO A TRAMO

3.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este ponto do trabalho surge da necessidade de integrar os fenómenos anteriormente apresentados, realçando a importância destes no comportamento da estrutura em fase construtiva. Outra questão tratada neste sub-capítulo diz respeito à definição dos limites de tensão a verificar durante a execução da obra.

3.4.2. EVOLUÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

A alteração do sistema estrutural que ocorre durante a evolução do processo construtivo de pontes de betão armado pré-esforçado betonadas *in situ* é uma realidade que deve ser contemplada e previamente definida pelo projecto [2].

Na construção tramo a tramo, como anteriormente apresentado, as juntas de betonagem situam-se próximo dos quintos do vão por ser, aproximadamente, neste local que o diagrama de momentos flectores das cargas permanentes, no sistema estrutural final e completo, se anula (Fig. 3.25).

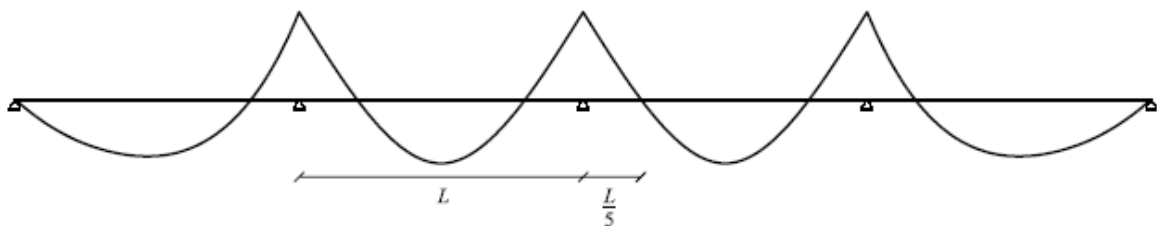


Fig. 3.25. – Diagrama de momentos flectores das cargas permanentes.

A consideração do processo construtivo no estudo e projecto de obras de arte especiais como é o caso das pontes reveste-se de elevada importância, uma vez que situações críticas para a integridade da estrutura podem ocorrer durante a fase construtiva. As leis de esforços que se desenvolvem durante a construção como é exemplo a lei de momento flector resultante da acção permanente peso próprio difere bastante da que se instalaria no caso de a estrutura entrar em funcionamento com o esquema resistente final [6].

Durante a construção existe a possibilidade de se combinarem efeitos que podem ser prejudiciais. Refere-se a título exemplificativo o momento de aplicação do pré-esforço. Normalmente esta acção é dimensionada para equilibrar uma combinação quase-permanente de cargas actuante no sistema estrutural completo. No entanto, quando em fase construtiva se instala num tramo qualquer, a força de pré-esforço final, por um lado, ainda não se encontram aplicadas na estrutura as acções da combinação quase-permanente e por outro lado a estrutura resistente pode diferir bastante do sistema estrutural final. Com este exemplo materializa-se uma situação conceptual que à partida justifica uma análise criteriosa do comportamento estrutural durante o processo construtivo.

À opção pela utilização de um determinado método construtivo, em detrimento de outro, está subjacente a aplicação de diferentes acções à estrutura do tabuleiro durante a sua execução. A construção tramo a tramo com recurso a um cimbra autolancável é uma metodologia construtiva que, pela sua natureza, promove a aplicação importantes acções, uma vez que, para a maior parte das fases construtivas, o apoio do cimbra é realizado no tabuleiro. Torna-se então, à partida, relevante

determinar os efeitos dessas acções em termos da distribuição de esforços e deformações, durante a evolução da construção.

Durante o processo de construção de uma ponte extensa a maturação do betão é um fenómeno que tem que ser analisado com particular cuidado. A rigidez do tabuleiro encontra-se a variar no tempo e isso traz implicações ao nível do cálculo dos esforços e das deformações. Esta evolução da rigidez foi incluída no modelo de cálculo realizado e segue a formulação apresentada no ponto 3.2.1.1.

Em fase construtiva ocorre redistribuição de esforços na estrutura originada pelo processamento dos fenómenos diferidos tanto do betão como do aço de pré-esforço. No entanto, verifica-se que estes efeitos não se processam na sua totalidade uma vez que o intervalo de tempo que decorre da construção, face à vida útil de estrutura, é em geral reduzido. Mesmo tendo presente este facto, torna-se relevante introduzi-los no estudo uma vez que influenciam as distribuições tensões e deformações em fase construtiva. O modelo realizado contempla a redistribuição de esforços devido à fluência do betão.

3.4.3. ESTADOS LIMITE EM FASE CONSTRUTIVA

Uma ponte de betão armado pré-esforçado betonada *in situ* construída tramo a tramo utilizando um cimbra autolanzável é submetida, no decurso da sua construção, a um tipo de carregamento que pode diferir muito da solicitação final resultante da aplicação das acções regulamentares à estrutura completa. Este carácter evolutivo da estrutura e das próprias acções pode assumir bastante importância para as verificações de tensões e deformações, uma vez que os esforços que se desenvolvem em fase construtiva podem assumir uma elevada grandeza e/ou diferir muito dos que se instalam na estrutura final.

A fase construtiva e as acções que durante esse momento se desenvolvem representam uma situação de carregamento transitório da estrutura [26]. As verificações de estado limite para o momento de construção de uma ponte distinguem-se em dois tipos: estado limite último e estado limite de serviço.

Na estrutura da ponte o estado limite último na fase construtiva não deve, de uma forma geral, conseguir instalar-se uma vez que inviabilizará a obra mesmo antes da sua entrada em funcionamento. Deve pensar-se a estrutura da ponte de forma a responder elasticamente aos esforços decorrentes do processo construtivo. São excepções a este facto situações acidentais, como por exemplo, a ocorrência de um sismo durante a execução da estrutura da ponte ou acidentes causados por colapso de cimbres ou sistemas provisórios de apoio. Neste trabalho estas situações acidentais não foram objecto de análise como tal as verificações de estado limite centraram-se no estado limite de serviço.

O estado limite de serviço em situação transitória é garantido pelo cumprimento dos limites de tensão preconizados na regulamentação, devendo garantir-se o seu cumprimento para cada fase de execução da estrutura [27].

3.4.3.1. Limites de tensão para o betão em fase construtiva

A regulamentação utilizada, [17] [27], é pouco clara em relação aos limites de tensão que necessitam ser verificados numa situação transitória pelo que se procurou definir neste ponto um critério coerente para tratar esta questão.

A tensão máxima de compressão no betão deve ser limitada a fim de evitar a formação de fendas longitudinais e a evolução de micro-fendilhação [17]. Neste trabalho considera-se que esta limitação

se materializa quando, para a combinação característica de acções, o nível de tensão instalado no betão for,

$$\sigma_{c,c} \leq 0,6 \times f_{ck}(t) \quad (3.74.)$$

em que,

$f_{ck}(t)$ - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos t dias;

$\sigma_{c,c}$ - Tensão de compressão no betão na combinação característica.

Note-se, que se sugere a utilização de um valor característico de f_{ck} diferente do de referência (aos 28 dias). Esta consideração é assumida, uma vez que durante a execução da estrutura são aplicadas solicitações em idades para as quais o betão ainda não possui as características resistentes de referência. O valor característico da tensão de rotura aos t dias ($f_{ck}(t)$), de acordo com o Eurocódigo 2 [17], é calculado pela seguinte expressão:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \quad (3.75.)$$

em que,

$f_{cm}(t)$ - Resistência do betão ao t dias em *MPa* obtido pela expressão (3.3.).

Os valores de tensão de compressão no betão devem ainda ser controlados para precaver o desenvolvimento do fenómeno de fluência não linear [17]. Esta limitação apresenta-se orientada para controlar efeitos diferidos a tempo infinito, pelo que a sua aplicação a verificações em fase construtiva deve ser encarada com reserva, uma vez que as combinações de acções que produzem fluência a tempo infinito não se instalam na estrutura durante a sua construção.

Existe, no entanto, a necessidade de efectuar verificações tendo em consideração o comportamento diferido dos materiais em fase construtiva. Como anteriormente apresentado, na fase de construção da estrutura, a evolução dos fenómenos diferidos produz efeitos ao nível da redistribuição de esforços [2] e perdas de pré-esforço. Torna-se por isso necessário proceder a uma análise dos níveis de tensão e deformação que se instalam proporcionados pela referida redistribuição.

Em fase construtiva, pelo carácter transitório do carregamento e do esquema estrutural resistente, as verificações de tensão máxima de compressão devem ser efectuadas, na opinião do autor, de acordo com a expressão (3.74.).

No que se refere à tensão máxima de tracção instalada no betão, o Eurocódigo 2 [17] refere que para estruturas pré-esforçadas com armaduras aderentes se deve verificar o estado limite de descompressão para a combinação frequente de acções, com o objectivo de proteger o cabo de pré-esforço da corrosão induzida por agentes agressivos externos que atingem as armaduras através das fendas. No entanto, em fase construtiva admite-se a possibilidade de se instalarem tensões de tracção, permitindo-se inclusivamente a fendilhação do betão, desde que em fase de utilização da estrutura essas fendas se encontrem permanentemente fechadas [27].

3.4.3.2. Limites de tensão nas armaduras de pré-esforço em fase construtiva

A tensão máxima na armadura de pré-esforço deve ser controlada em dois momentos segundo o Eurocódigo 2 [17], no momento de esticamento dos cabos e no momento de transferência da força de pré-esforço para o betão, ou seja após se processarem a totalidade das perdas instantâneas. Estas duas verificações de acordo com a abordagem apresentada neste trabalho devem ser executadas em fase construtiva.

O valor limite da tensão que se pode instalar nas armaduras de pré-esforço em fase de esticamento é:

$$\sigma_{p,\max} \leq \min(0,8 \times f_{pk} ; 0,9 \times f_{p0,1k}) \quad (3.76.)$$

em que,

$\sigma_{p,\max}$ - Tensão máxima instalada nas armaduras em fase de esticamento;

f_{pk} - Valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço;

$f_{p0,1k}$ - Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço.

Após a transferência do pré-esforço para o betão, a tensão instalada nas armaduras de pré-esforço deve cumprir um limite dado pela expressão (3.77.). A tensão nas armaduras de pré-esforço no momento da transferência é obtida deduzindo à tensão máxima de esticamento as perdas instantâneas.

$$\sigma_{pm0} \leq \min(0,75 f_{pk} ; 0,85 f_{p0,1k}) \quad (3.77.)$$

em que,

σ_{pm0} - Tensão nas armaduras de pré-esforço no momento de transferência para o betão;

f_{pk} - Valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço;

$f_{p0,1k}$ - Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tracção do aço das armaduras de pré-esforço.

ESTUDO DE UM PROJECTO REAL – VIADUTO RÍO CABRIEL –

4.1. DESCRIÇÃO DO PROJECTO

4.1.1. NOTA PRÉVIA

Neste ponto do trabalho procede-se à apresentação do projecto estudado e referem-se simultaneamente as simplificações utilizadas na realização do modelo numérico.

4.1.2. DESCRIÇÃO

O projecto em estudo neste trabalho é um viaduto contínuo de betão armado pré-esforçado com 521,5 m de extensão que se localiza no sul de Espanha, mais precisamente na província de Valência e faz parte integrante da obra viária da Variante de Cofrentes na via CN-330 (nomenclatura da rede viária espanhola) [28].

4.1.3. RASANTE

Em planta, a obra é definida por uma curva circular com 1170 m de raio, com duas clotóides: uma de entrada e outra de saída com parâmetro A igual a 196,8 e 163,5 [28], respectivamente. Na Fig. 4.1 apresenta-se a planta da obra e a sua inserção no local.

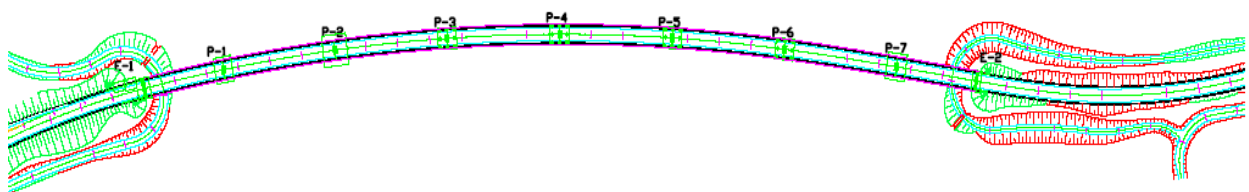


Fig. 4.1. – Planta da obra [28].

Note-se que o sentido dos quilómetros crescentes é coincidente com o sentido esquerda direita apresentado na Fig. 4.1, ou seja, de P1 para P2.

No modelo realizado desprezou-se o facto de existir uma curva em planta. Considerou-se, no entanto, a extensão correspondente ao comprimento de arco da curva (521,5 m). Esta simplificação é aceitável na medida que a curva em planta é de grande raio, não sendo de esperar a introdução de erros elevados na análise.

4.1.4. PERFIL TRANSVERSAL

No sentido dos quilómetros crescentes, a estrutura desenvolve-se em trainel descendente (Fig. 4.2).

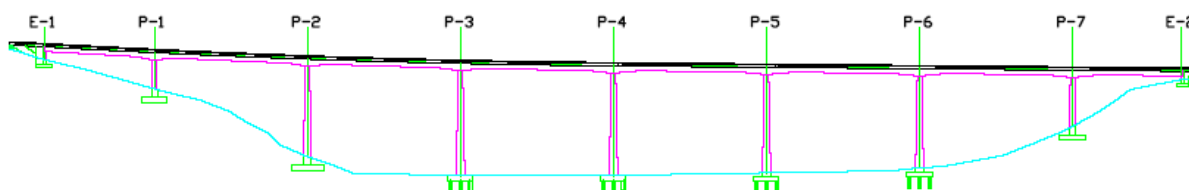


Fig. 4.2. – Perfil transversal [28].

Considerou-se o tabuleiro plano na modelação do viaduto no programa de cálculo automático.

4.1.5. SUPERESTRUTURA

A superestrutura consiste num tabuleiro contínuo de betão armado pré-esforçado com secção em caixão de inércia variável e em pilares de betão armado de secção oca. O tabuleiro encontra-se apoiado nos pilares em aparelhos de apoio de neoprene [28]. A reacção a eventuais acções horizontais na direcção do desenvolvimento da ponte realiza-se nos encontros. Neste trabalho não se procedeu nem ao estudo dos pilares nem dos encontros da ponte.

O tabuleiro da ponte é uma viga pré-esforçada em caixão monocelular com 11 m de largura, de altura variável entre os 2,5 m e os 3,47 m. A espessura da laje inferior do caixão também é variável entre 0,20 m na secção do vão e 0,40 m na secção sobre os pilares (Fig. 4.3 e Fig. 4.4). Para estas duas grandezas adoptaram-se, em projecto, leis de variação do 2º grau [28]. As almas do caixão apresentam uma espessura constante (0,60 m) em todo o desenvolvimento da estrutura, sofrendo somente um alargamento na zona de colocação das ancoragens activas de forma a conseguir acomodar estes elementos. Em anexo apresenta-se a informação adicional relativa à geometria do modelo.

A distribuição de vãos adoptada em projecto foi a seguinte:

$$1 \times 50,75 \text{ m} + 6 \times 70 \text{ m} + 1 \times 50,75 \text{ m} = 521,5 \text{ m}$$

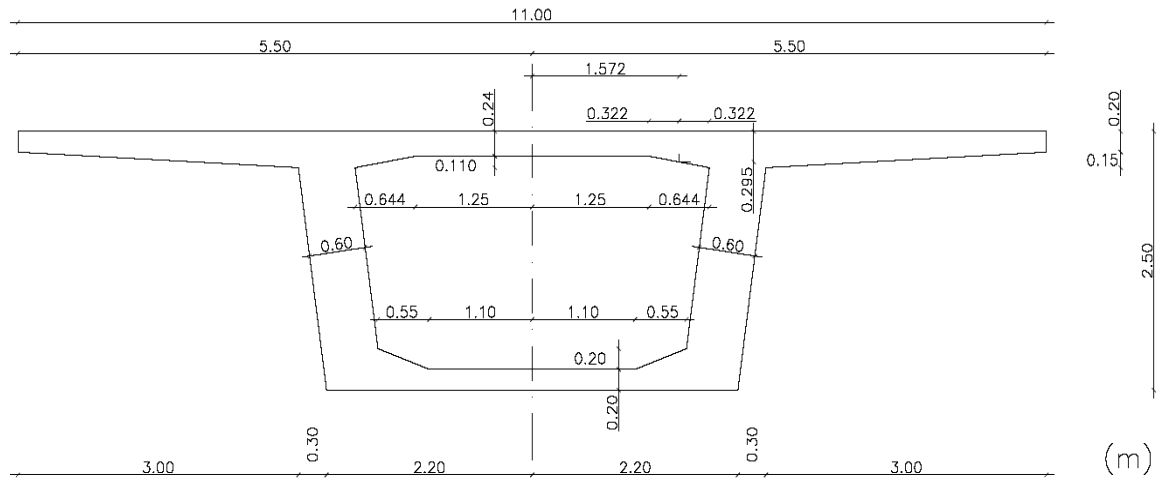


Fig. 4.3. – Secção transversal do tabuleiro no vão [28].

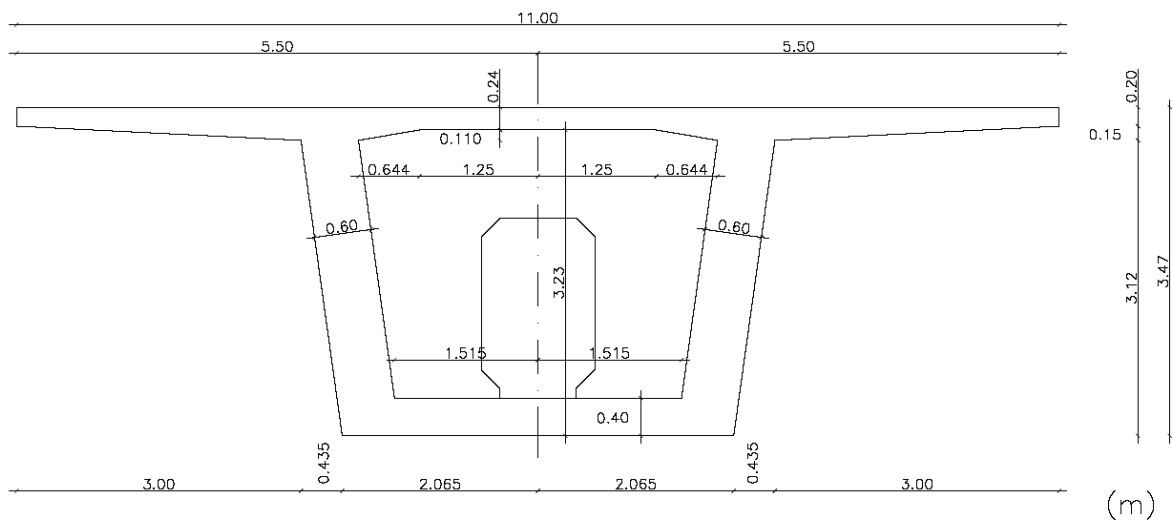


Fig. 4.4. – Secção transversal do tabuleiro sobre os pilares [28].

4.1.6. PROCESSO CONSTRUTIVO

A ponte em estudo será executada utilizando a metodologia construtiva tramo a tramo com recurso a um cimbra autolanzável provido da tecnologia OPS, que se apresenta no ponto 4.3. Os tramos serão betonados e pré-esforçados *in situ* [28].

A distribuição dos tramos a construir é a seguinte:

$$1 \times 68,25 \text{ m} + 6 \times 70 \text{ m} + 1 \times 33,25 \text{ m} = 521,5 \text{ m}$$

A construção contempla nove fases que seguidamente serão esquematicamente apresentadas. A primeira fase é destinada à construção dos encontros e pilares (Fig. 4.5).

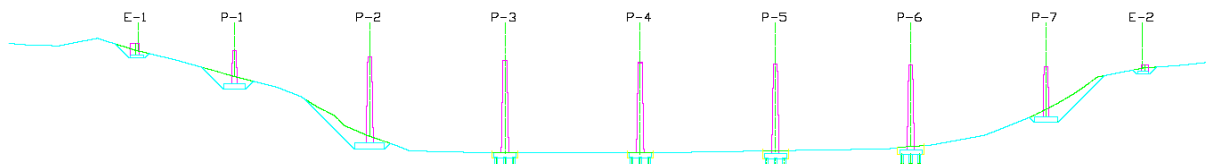


Fig. 4.5. – Primeira fase de execução da obra [28].

A segunda fase corresponde à construção do primeiro tramo com um comprimento total de 68,25 m. Na Fig. 4.6 apresenta-se um pormenor da construção desse tramo.

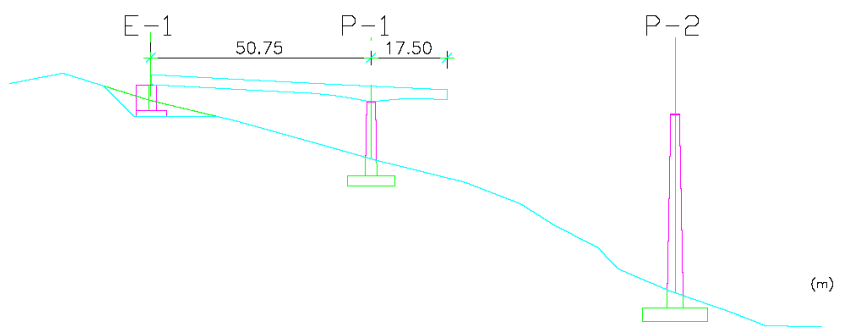


Fig. 4.6. – Construção do primeiro tramo do tabuleiro [28].

Na Fig. 4.7 apresenta-se a terceira fase construtiva correspondente à realização do segundo tramo do tabuleiro. Os tramos existentes entre o segundo e o sétimo, inclusive, são idênticos ao apresentado na referida imagem.

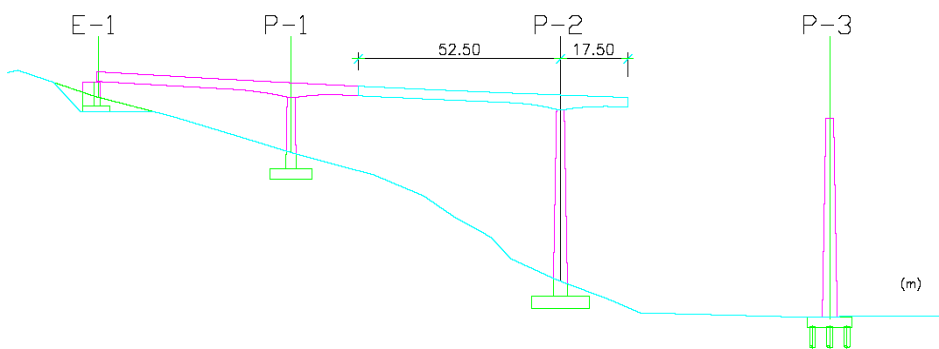


Fig. 4.7. – Construção do segundo tramo do tabuleiro [28].

O último tramo da estrutura (oitavo) apresenta um esquema um pouco diferente dos restantes, como se evidencia na Fig. 4.8.

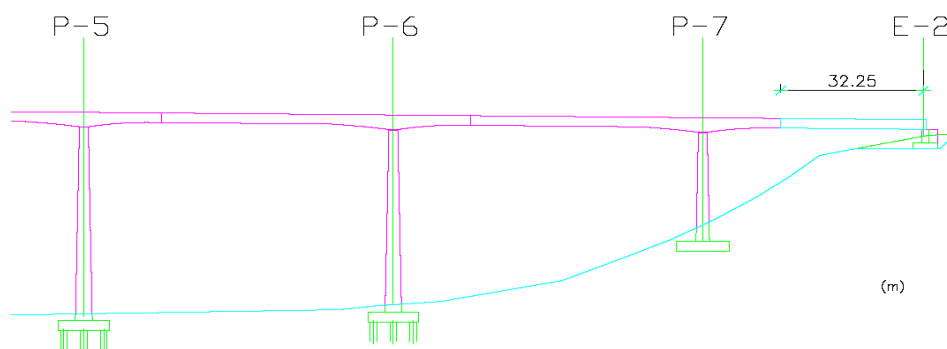


Fig. 4.8. – Construção do último tramo do tabuleiro [28].

Na Tabela 4.1 apresentam-se os tramos da estrutura, a sua localização relativamente ao encontro E1 (extremidade esquerda na Fig. 4.2) e o seu comprimento.

Tabela 4.1. – Tramos da estrutura

x (m)	Designação	Comprimento do tramo (m)
[0 - 68,25]	Tramo_1	68,25
[68,25 - 138,25]	Tramo_2	70,00
[138,25 - 208,25]	Tramo_3	70,00
[208,25 - 278,25]	Tramo_4	70,00
[278,25 - 348,25]	Tramo_5	70,00
[348,25 - 418,25]	Tramo_6	70,00
[418,25 - 488,25]	Tramo_7	70,00
[488,25 - 521,50]	Tramo_8	33,25

Como se observa das figuras anteriores, cada tramo, à excepção do último, possui uma consola com 17,5 m de comprimento. Este valor corresponde a um quarto do vão tipo de 70 m.

4.1.7. MATERIAIS

4.1.7.1. Betão

O betão utilizado na execução da estrutura, definido em projecto, é um C40/50 e apresenta as seguintes características [28]:

- $E_{cm} = 35 \text{ GPa}$;
- $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$;
- $f_{cm} = 48 \text{ MPa}$;
- $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$

Admitiu-se que este betão será realizado com um cimento de endurecimento normal (Classe N, segundo o Eurocódigo 2 [17]) e não será sujeito a nenhum processo térmico com vista a acelerar a cura, considerando-se que esta ocorre a uma temperatura de 20° C e segundo umas condições de humidade definidas por um valor de $RH = 60\%$.

Para o cálculo das grandezas necessárias a introduzir nos modelos dos fenómenos diferidos do betão considerou-se a secção da viga caixão apresentada na Fig. 4.3, por ser representativa da estrutura, tendo-se obtido os seguintes valores:

- $A_c = 6.4068 \text{ m}^2$;
- $u = 36.8606 \text{ m}$ (considerou-se perímetro exterior e interior do caixão);

Pela expressão (3.11.) vem:

$$h_0 = \frac{2 \times 6,4068}{36,8606} = 0,3476 \text{ m}$$

A idade de entrada em carga da estrutura foi: $t_0 = 3$ dias.

As curvas de evolução no tempo da resistência média à compressão ($f_{cm}(t)$) e do módulo de elasticidade ($E_{cm}(t)$) para o betão apresentam-se em Fig. 4.9 e Fig. 4.10, respectivamente. Pela observação da Fig. 4.11 compreende-se a evolução do coeficiente de fluência e finalmente na Fig. 4.12 apresenta-se o modelo de evolução da extensão total de retracção.

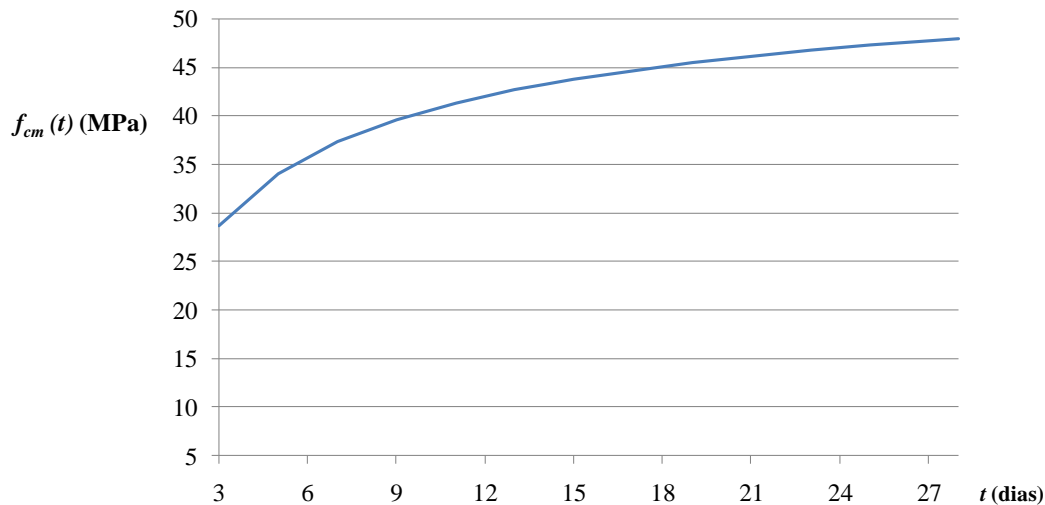


Fig. 4.9. – Evolução da resistência média à compressão do betão.

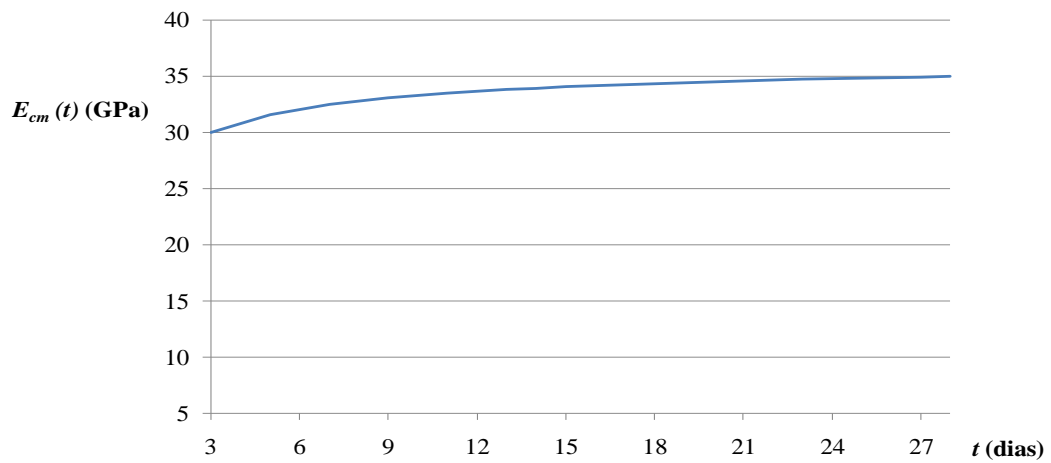


Fig. 4.10. – Evolução do módulo de elasticidade do betão.

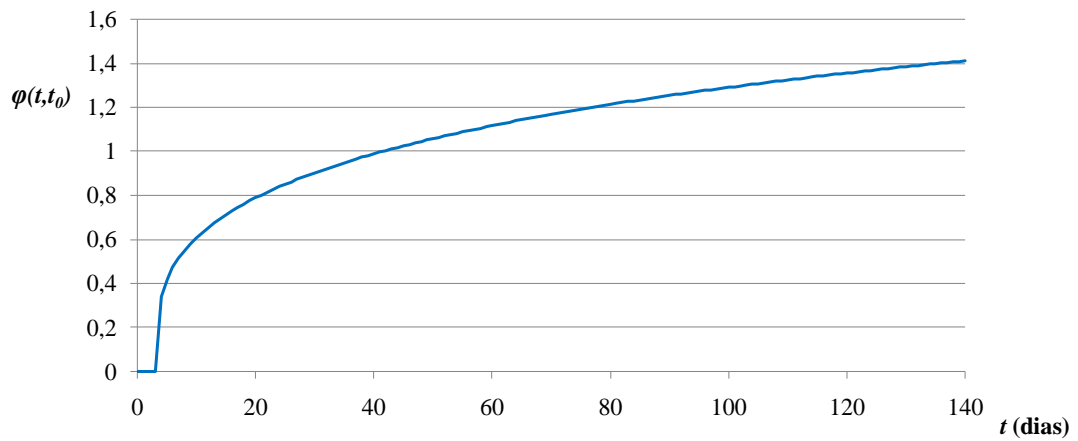


Fig. 4.11. – Evolução do coeficiente de fluência em fase construtiva.

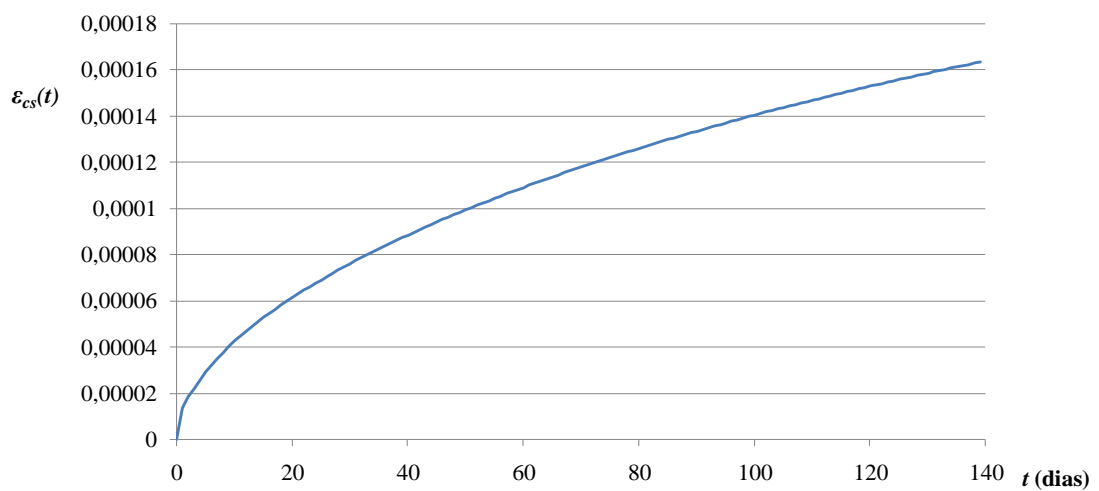


Fig. 4.12. – Evolução da extensão total por retracção em fase construtiva.

A variação na deformação da peça por efeito da retracção do betão nos modelos produzidos só resulta num encurtamento uniforme da secção. Como se considera que a estrutura consegue “absorver” a deformação axial que ocorre devida à retracção, não se desenvolvem esforços internos no tabuleiro da ponte. Assim sendo, o efeito da retracção é relevante apenas na contabilização de perdas de pré-esforço.

Na realidade o efeito da retracção não se traduz num encurtamento livre de uma peça de betão armado, uma vez que na secção o encurtamento livre do betão encontra-se impedido pela existência de armaduras [2]. Este facto permite que se desenvolvam diferentes extensões nas fibras da secção e assim se induza curvatura na mesma. A Fig. 4.13 representa este efeito; na Fig. 4.13 a) tem-se a extensão que se produziria por retracção no caso de a peça ser de betão simples, na Fig. 4.13 b) apresenta-se a curvatura que se introduz na secção por retracção devida às armaduras passivas. O facto de a secção desenvolver curvatura por efeito da retracção influencia a redistribuição de esforços e a variação de deformações que ocorre em serviço. No entanto, no modelo não se contemplou a introdução de armaduras pelo que, simplificadamente, se considerou que o efeito da retracção se traduz numa variação uniforme de extensão $\varepsilon_{c,s}$ em toda a secção, que se traduz unicamente em implicações ao nível das perdas de pré-esforço.

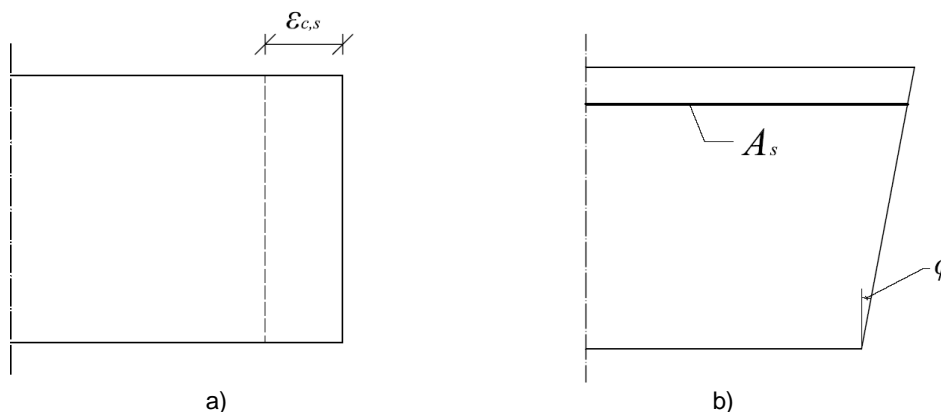


Fig. 4.13. – Efeito da retracção: a) peça de betão simples e b) peça de betão armado.

4.1.7.2. Aço de pré-esforço

Em relação ao aço de pré-esforço foi necessário proceder-se ao cálculo da perda de tensão por relaxação da armadura. Esse procedimento foi realizado com recurso a uma folha de cálculo onde se implementou o modelo apresentado no ponto 3.2.2.

4.1.8. PRÉ-ESFORÇO

O pré-esforço utilizado na estrutura encontra-se definido no projecto que foi fornecido [28]. Em seguida apresentam-se as principais características da solução adoptada.

- 12 cabos (6 por alma da secção em caixão);
- Cada cabo é constituído por 31 cordões cada um com um diâmetro de 0,6 polegadas;
- A área de pré-esforço de cada cabo é: $A_p = 43,4 \text{ cm}^2$;
- O aço de pré-esforço considerado em projecto é de baixa relaxação;
- O módulo de elasticidade do aço de pré-esforço utilizado e a sua tensão de rotura são respectivamente: $E_p = 195 \text{ GPa}$ e $f_{yk} = 1860 \text{ MPa}$;
- Cada cabo será tensionado com uma força de: $P_{máx} = 6061 \text{ kN}$.

O traçado dos cabos de pré-esforço varia ligeiramente consoante o tipo de tramo que se analisa. Para cada tramo existe a informação do número de cabos (igual em todos), da posição do cabo na secção e das extremidades activa e passiva. Na Fig. 4.14 apresentam-se duas secções da viga caixão com a localização dos cabos de pré-esforço. Note-se que nas secções de transição, onde se colocam as ancoragens activas ou os acopladores, a espessura das almas do caixão sofre um espessamento de forma a acomodar as placas de ancoragem e restantes dispositivos específicos do sistema de pré-esforço. Nessa região a espessura das almas possui o valor de 1 metro.

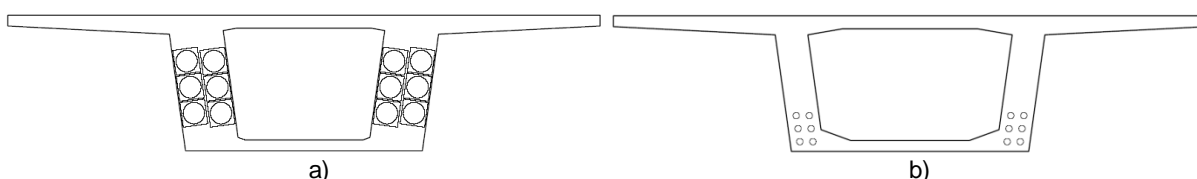


Fig. 4.14. – Exemplos da localização dos cabos de pré-esforço numa secção de esticamento a) e numa secção de vão b) [28].

Pelas figuras anteriores conclui-se que pela definição do traçado em alçado de três cabos que se encontrem sobrepostos em cada alma se consegue definir o traçado em alçado da totalidade dos cabos de pré-esforço.

Na Fig. 4.15 apresenta-se esse traçado para o primeiro tramo a ser construído, no qual a ancoragem activa se situa na extremidade direita.

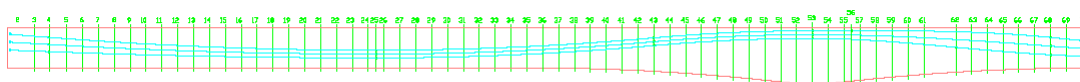


Fig. 4.15. – Traçado do pré-esforço para o primeiro tramo [28].

Para os tramos entre o segundo e o sétimo, inclusive, o traçado dos cabos de pré-esforço apresenta-se na Fig. 4.16, localizando-se a ancoragem activa na extremidade direita.

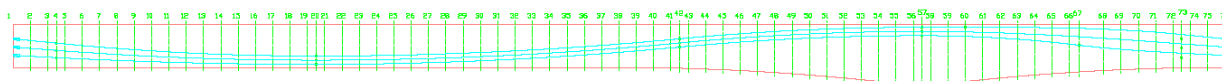


Fig. 4.16. – Traçado do cabo de pré-esforço para os tramos entre o segundo e o sétimo [28].

A geometria do traçado do cabo de pré-esforço para o último tramo encontra-se representada na Fig. 4.17, onde uma vez mais a ancoragem activa se encontra na extremidade direita do tabuleiro.



Fig. 4.17. – Traçado do cabo de pré-esforço para o oitavo tramo [28].

A metodologia utilizada na análise da força de pré-esforço permitiu reduzir o número de cabos de pré-esforço por alma da viga caixão de seis para um (Fig. 4.18). Este cabo fictício tem um traçado coincidente com o do cabo médio do conjunto dos três sobrepostos em altura (apresentados nas figuras anteriores), e nele serão aplicados os efeitos que induzem as perdas de tensão de pré-esforço. Realça-se que na modelação cada tramo possui dois cabos fictícios.

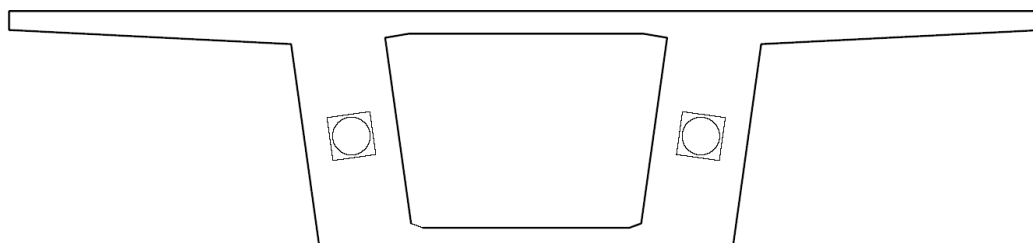


Fig. 4.18. – Secção com os cabos de pré-esforço fictícios que representam a resultante por alma.

A definição rigorosa da geometria desse cabo médio, em alçado, foi possível na medida em que foram fornecidas ordenadas relativas à posição ocupada pelo cabo na secção da ponte medidas em relação à fibra superior. Na Fig. 4.19 apresenta-se a posição do referencial na peça utilizada para a definição analítica do traçado. A utilização de desenhos do projecto fornecidos à escala foi também importante na definição rigorosa desse traçado, principalmente nas zonas de inflexão e arranque do cabo, pois permitiu medir ângulos e assim obter com rigor as tangentes para posterior inclusão no modelo realizado no programa de cálculo automático. Em anexo apresentam-se os valores resultantes da definição analítica do traçado do cabo para os diferentes tramos tipo. Na Fig. 4.20 apresenta-se um troço do traçado do cabo de pré-esforço, realçando-se a semelhança entre a curvatura negativa e positiva.

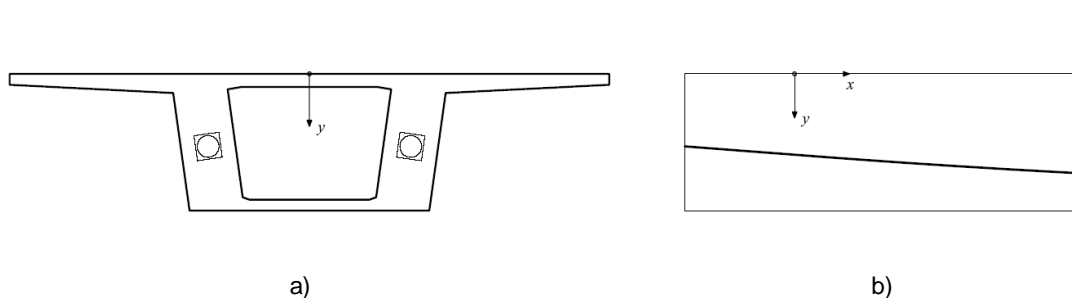


Fig. 4.19. – Referencial para definição da geometria do traçado do cabo; secção a) e alçado b).

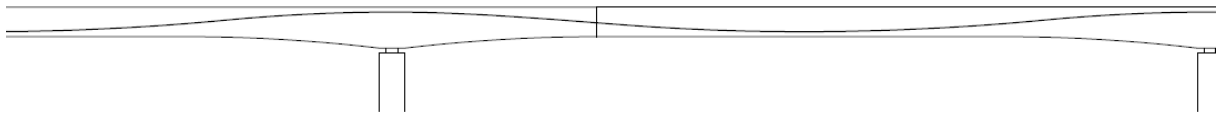


Fig. 4.20. – Curvatura do cabo ao longo do desenvolvimento.

De acordo com informação recolhida do projecto a aplicação da força de pré-esforço realiza-se quando o betão possui uma resistência média aproximadamente igual a 30 MPa [28]. Este valor de resistência, num betão C40/50 realizado com um cimento de endurecimento normal e curado a uma temperatura ambiente de 20° C , corresponde a uma idade de ≈ 3 dias.

A tensão máxima na armadura na fase de esticamento é a seguinte:

$$\sigma_{p,\max} = \frac{6061}{43,4 \times 10^{-4}} \times 10^{-3} = 1396,54 \text{ MPa} < 0,8 \times 1860 = 1488 \text{ MPa}$$

4.2. PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO

4.2.1. PERDAS INSTANTÂNEAS

A metodologia utilizada para proceder ao cálculo das perdas instantâneas de pré-esforço baseou-se na fundamentação teórica apresentada no capítulo 3 e processou-se pela seguinte ordem: em primeiro lugar, calcularam-se as perdas de tensão devidas ao atrito e ajuste dos órgãos de ancoragem e, no final, realizou-se o cálculo da perda de tensão produzida por encurtamento elástico instantâneo do betão.

A ordem de cálculo utilizada assume um carácter simplificado mas coerente, como seguidamente se concluirá. De acordo com as considerações realizadas no capítulo 3, a perda por deformação elástica instantânea do betão traduz-se numa perda de tensão constante em toda a estrutura, devida à deformação originada pela aplicação gradual da força de pré-esforço e mobilização de outras acções durante a sua aplicação. Esta aplicação gradual pressupõe a interacção entre os fenómenos que conduzem às perdas imediatas, sendo difícil estabelecer uma clara distinção entre o final de um e início de outro. No entanto, quando a força de pré-esforço total se instala na peça e as restantes acções permanentes são totalmente mobilizadas, nomeadamente o peso próprio, as perdas por atrito e reentrada de cunhas já se encontram processadas na maior parte dos cabos de pré-esforço. Deste modo, torna-se lícito considerar em último lugar o cálculo da perda por deformação elástica do betão para o conjunto das armaduras de pré-esforço. A bibliografia consultada [19] [18] apresenta abordagens idênticas à utilizada relativamente à ordem pela qual se procede ao cálculo das perdas instantâneas.

Para o tratamento das perdas de pré-esforço, como já referido, realizou-se o cálculo de forma automática com recurso ao programa SAP2000[®] com o apoio de folhas de cálculo segundo a metodologia apresentada no capítulo 3. Os parâmetros admitidos no cálculo das perdas instantâneas foram os seguintes:

- $k = 0,01$;
- $\mu = 0,2$;
- $k' = 0,002$;
- $\Delta s = 5 \text{ mm}$.

Da análise do diagrama de pré-esforço apresentado na Fig. 4.21 para um tramo tipo com 70 m obtém-se o comprimento de influência do ajuste dos órgãos de ancoragem $a \approx 16,4 \text{ m}$.

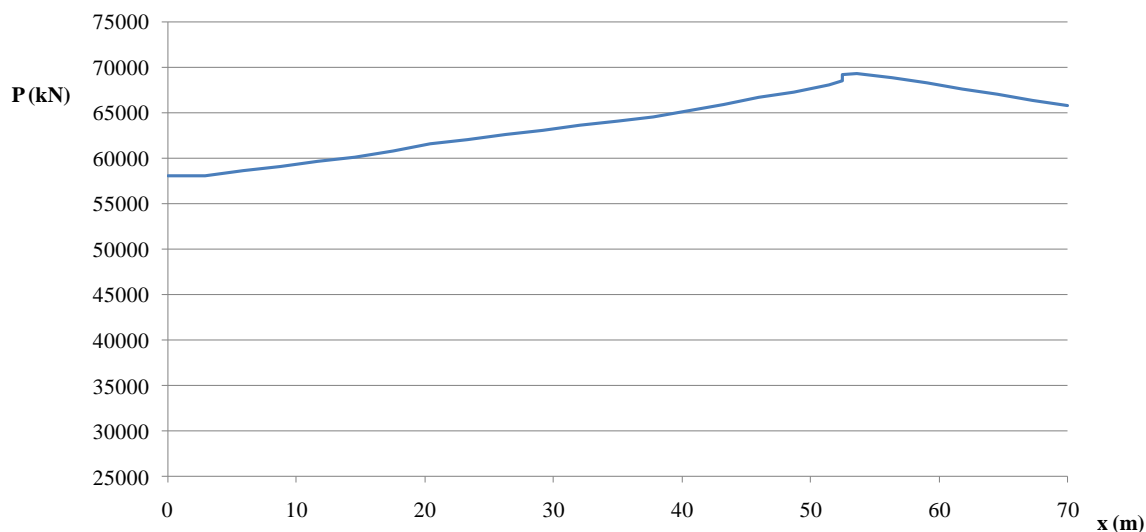


Fig. 4.21. – Diagrama de pré-esforço para um tramo tipo.

O cálculo da perda instantânea por deformação elástica do betão foi simplificada para um tramo tipo da estrutura cuja construção se realiza numa fase intermédia da obra. O valor obtido foi introduzido no programa de cálculo automático. A utilização do tramo tipo permite calcular tensões no betão tendo em conta a interacção desse tramo com os anteriores. Admitiu-se por simplificação que esse valor de perda seria constante para todos os tramos da estrutura.

O cálculo da perda por deformação elástica do betão, mesmo utilizando o programa SAP2000®, não foi realizado de forma automática. Foi necessário realizar um conjunto de folhas de cálculo com o objectivo de calcular a perda média de tensão instalada na armadura de pré-esforço e fornecer esse dado ao programa de cálculo automático.

Tendo presente a fundamentação apresentada no ponto 3.3.4.3, verifica-se a necessidade de calcular a tensão média instalada no betão ao nível da armadura de pré-esforço. Esse cálculo realizou-se admitindo que a variação de tensão entre as fibras superior e inferior da secção transversal é linear, resultando a tensão ao nível da armadura de pré-esforço de uma interpolação linear entre estes dois valores. A observação da Fig. 4.22 permite compreender o procedimento adoptado.

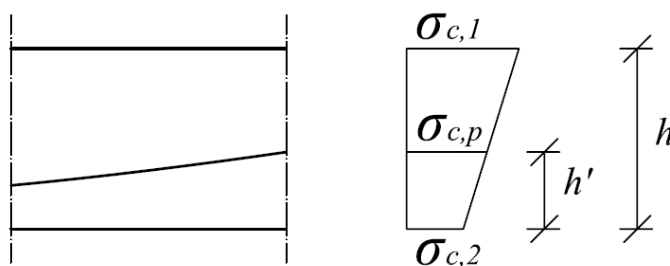


Fig. 4.22. – Exemplificação do método de cálculo da tensão no betão ao nível da armadura de pré-esforço.

Para o cálculo da tensão média instalada ao nível das armaduras de pré-esforço, considerou-se que as acções que a induziram foram somente as de pré-esforço e peso próprio (na sua totalidade), de acordo com a abordagem apresentada no capítulo 3.

Utilizou-se o Tramo_5 como tramo tipo para a determinação da tensão no betão ao nível da armadura de pré-esforço para as acções devidas ao pré-esforço e peso próprio da estrutura. Como anteriormente explicado, a acção devida ao pré-esforço vem descontada das perdas instantâneas por atrito e ajuste dos órgãos de ancoragem. Com recurso ao programa de cálculo automático obtiveram-se os valores da tensão no betão nas fibras extremas da secção (Fig. 4.23). Na Tabela 4.2 apresentam-se os valores de tensão para as fibras extremas da secção e para o nível das armaduras de pré-esforço em várias secções do tramo.

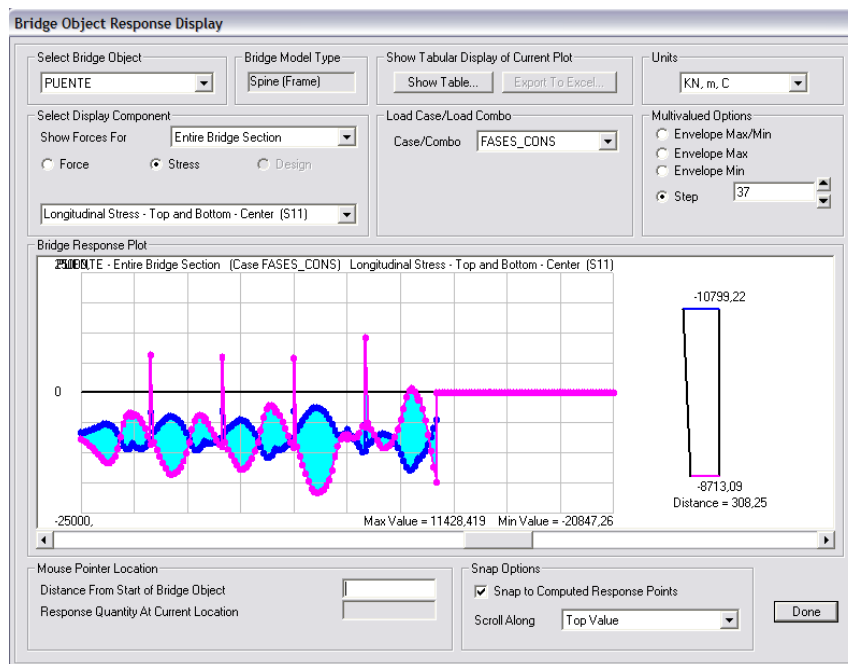


Fig. 4.23. – Obtenção da tensão nas fibras extremas da secção (imagem do programa SAP2000®).

Tabela 4.2. – Tensão no betão para o Tramo_5.

x (m)	Fibra superior (MPa)	Fibra inferior (MPa)	Altura da secção h (m)	Posição da A_p h' (m)	Tensão ao nível da A_p (MPa)
278,25	- 12,165	- 7,201	2,500	1,175	- 9,534
288,25	- 9,502	- 9,284	2,500	0,561	- 9,330
298,25	- 8,676	- 11,577	2,500	0,434	- 11,074
308,25	- 10,799	- 8,713	2,500	0,773	- 9,358
318,25	- 15,368	- 1,234	2,590	1,641	- 10,189
328,25	- 14,803	- 0,141	3,310	2,872	- 12,862
338,25	- 11,719	- 6,746	2,860	2,225	- 10,615
348,25	- 5,599	- 18,618	2,500	1,175	- 12,499

O valor médio da tensão no betão ao nível das armaduras de pré-esforço é o seguinte:

$$\overline{\Delta\sigma_{c,p}} = -10,683 \text{ MPa}$$

Tendo em conta que por alma da viga caixão serão sequencialmente tensionados 6 cabos de pré-esforço, a perda de tensão por deformação elástica do betão, calculada pela expressão (3.66.), vem:

$$\Delta\sigma_p = 195 \times 10^6 \times \frac{6-1}{2 \times 6} \times \frac{(-10,683)}{30 \times 10^6} = -28,933 \text{ MPa}$$

A introdução deste valor, juntamente com os restantes parâmetros relativos às perdas instantâneas, no programa de cálculo automático permite realizar uma análise da estrutura tendo em conta a totalidade das perdas imediatas de pré-esforço. Na Fig. 4.24 apresenta-se o diagrama de esforço axial da estrutura completa retirado do programa SAP2000® tendo em conta todas essas perdas.

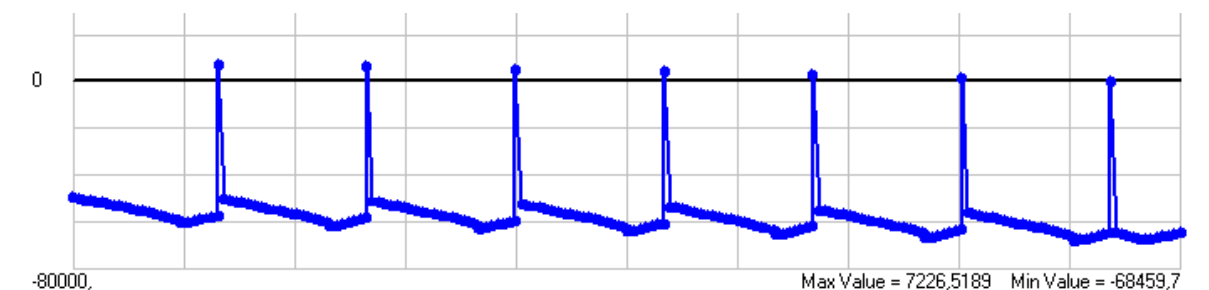


Fig. 4.24. – Diagrama de esforço axial da ponte completa (imagem do programa SAP2000®).

A tensão máxima instalada na armadura de pré-esforço nesta fase e o seu valor limite são em seguida apresentados.

$$\sigma_{pm0} = \frac{68459,7}{12 \times 43,4 \times 10^{-4}} \times 10^{-3} = 1314,51 \text{ MPa} < 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

4.2.2. PERDAS DIFERIDAS DE PRÉ-ESFORÇO

A abordagem das perdas de pré-esforço motivadas pelos fenómenos diferidos apresentou-se no ponto 3.3.5 e orienta-se para uma análise seccional. No entanto, para permitir a utilização das potencialidades do programa SAP2000®, o cálculo não se realizou ao nível da secção. O cálculo da perda de tensão nas armaduras de pré-esforço motivado pelos fenómenos diferidos realizou-se com recurso a folhas de cálculo com o objectivo de obter um valor médio para cada efeito, que posteriormente se introduziu no programa SAP2000®.

No caso da perda motivada por retracção do betão, a simplificação de não inclusão de armaduras passivas no modelo, leva a que a retracção se processe livremente e se traduza num encurtamento da peça na direcção do seu eixo longitudinal, não se originando nenhum tipo de curvatura. Sendo assim, admitiu-se que o cálculo da perda de tensão motivada por deformação seccional será substituído por um cálculo em que se considera uma deformação por retracção igual em todas as secções da peça, conduzindo assim a um valor constante para a perda de tensão motivada por este fenómeno diferido.

No que diz respeito às perdas motivadas por fluência e relaxação, o cálculo automático realizou-se considerando valores constantes de perda de tensão para toda a armadura de pré-esforço motivados pela adopção de parâmetros diferidos constantes e valores médios para a tensão ao nível das armaduras de pré-esforço.

A metodologia utilizada no cálculo da tensão ao nível da armadura de pré-esforço, quando necessário, segue o procedimento apresentado para o cálculo da perda por deformação elástica do betão apresentada no ponto anterior.

O efeito das perdas diferidas de pré-esforço foi analisado em fase construtiva e em fase de utilização. O cálculo do estado de tensão, que importa para a perda de pré-esforço devida à deformação por fluência do betão, deve ser realizado para a combinação quase-permanente de acções. No entanto, em fase construtiva admitiu-se que não se instalam acções verticais de natureza variável, pelo que esse estado de tensão vem provocado pelas acções permanentes devidas somente ao peso próprio e pré-esforço. Por simplificação considerou-se que também na fase final (estrutura completa) somente estas duas acções são responsáveis por induzir os efeitos diferidos que dependem do estado de tensão instalado.

4.3. APRESENTAÇÃO DO CIMBRE AUTOLANÇÁVEL

A obra em estudo neste trabalho será realizada com recurso a um cimbra autolançável superior com OPS denominado M70-S, integralmente desenvolvido pela empresa BERD. O M70-S adequa-se à construção de tabuleiros de pontes com vãos máximos de 70 m. A estrutura do cimbra é metálica reticulada e caracteriza-se por possuir um arco superior e um tirante, ao nível da corda do arco, passível de ser controlado activamente na fase de betonagem [29]. O cimbra possui uma solução estrutural do tipo “bowstrig”. Durante a fase de avanço o tirante encontra-se inactivo comportando-se o cimbra como uma estrutura metálica reticulada de inércia variável [29]. Na Fig. 4.25 apresentam-se duas imagens do cimbra, uma em alçado e outra em planta.

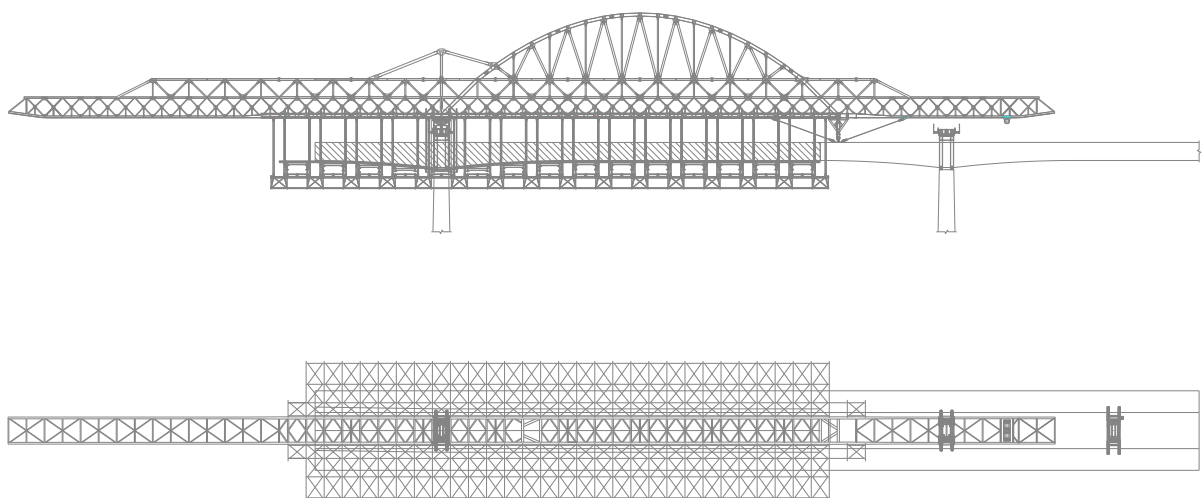


Fig. 4.25. – Cimbra M70-S [29].

Para se garantir o bom funcionamento do arco é necessário assegurar que os extremos mantenham a sua posição. Se a estrutura fosse realizada sem a tecnologia OPS isso seria assegurado com recurso a um tirante de grande rigidez [29], o que incrementaria o peso do sistema. A utilização do sistema OPS permite introduzir um tirante activo materializado num conjunto de cabos de pré-esforço que são tensionados à medida que o peso do betão no tabuleiro vai aumentando. Desta forma, garante-se que não ocorre variação da distância entre os arranques do arco, resultando em deformações muito inferiores às registadas numa estrutura idêntica sem OPS [29]. Na Fig. 4.26 apresenta-se a localização dos sistemas activos na estrutura do cimbre.

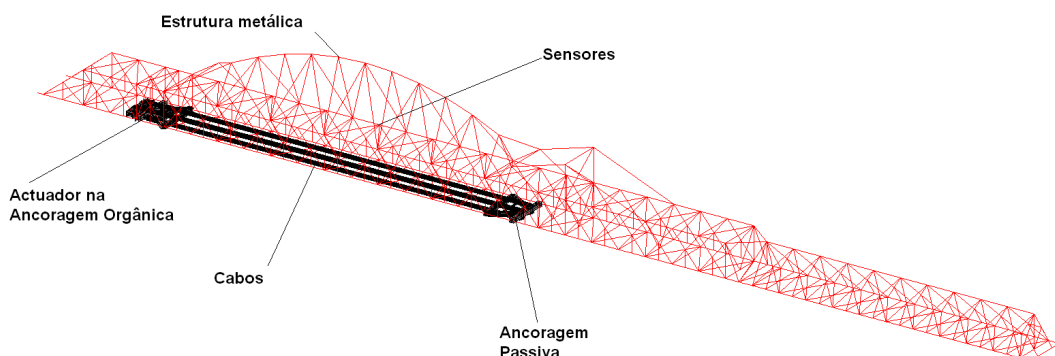


Fig. 4.26. – Representação do sistema OPS no cimbre M70-S [29].

O cimbre, em fase de betonagem, encontra-se apoiado adiante num pilar e à retaguarda no tabuleiro previamente construído, como se constata da observação da Fig. 4.25. Na fase inicial de avanço, o cimbre apoia-se no tabuleiro recentemente betonado, à retaguarda, e num pilar, adiante. Em seguida definem-se rigorosamente as localizações das acções do cimbre no tabuleiro nestas duas fases.

As cofragens encontram-se transversalmente suportadas por estruturas metálicas reticuladas. As operações de abertura e fecho da cofragem para possibilitar as fases de avanço e betonagem respectivamente são realizadas com recurso a cilindros hidráulicos que permitem a translação da mesma [29]. Na Fig. 4.27 apresenta-se a secção transversal do cimbre na fase de avanço e betonagem.

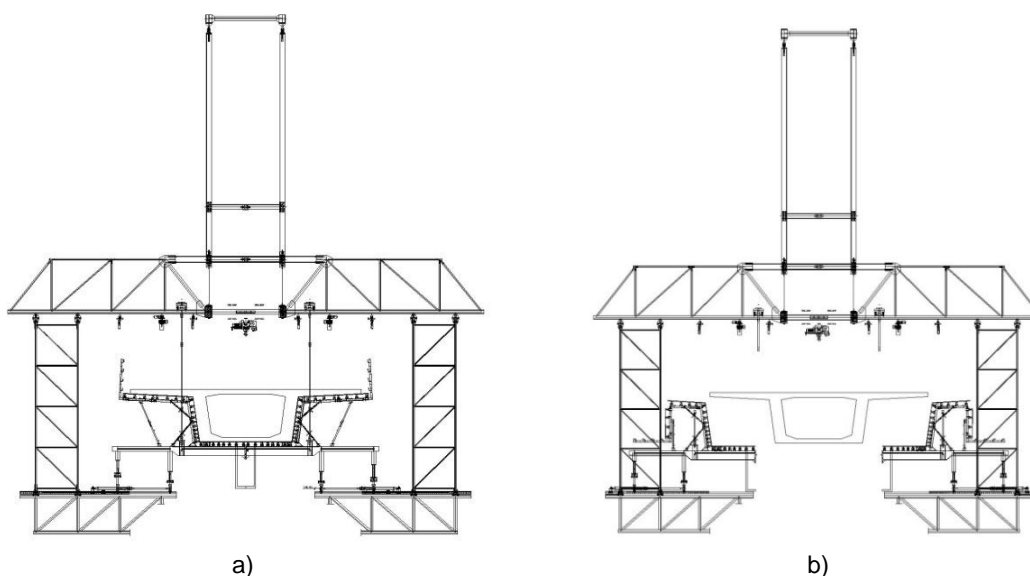


Fig. 4.27. – Secção transversal do cimbra em fase de betonagem, a) e em fase de avanço, b) [29].

4.4. ACÇÕES

A análise produzida neste trabalho, tanto ao sistema estrutural em fase evolutiva como em fase de utilização, foi realizada utilizando as combinações de acções constantes da Tabela 4.3.

Tabela 4.3. – Combinações de acções.

Combinação	Expressão
Característica	$\sum G_{ki} + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \times Q_{ki}$
Frequente	$\sum G_{ki} + P + \psi_1 \times Q_{k1} + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$
Quase-permanente	$\sum G_{ki} + P + \sum \psi_{2i} \times Q_{ki}$
Fundamental	$\sum \gamma_g \times G_{ki} + \gamma_P \times P + \gamma_q \times Q_{k1} + \sum \gamma_q \times \psi_{0i} \times Q_{ki}$

Em que,

G_{ki} = Acção permanente;

P = Acção de pré-esforço;

Q_{k1} = Acção variável base;

Q_{ki} = Acção variável;

ψ = Coeficiente de combinação [26][30];

γ = Coeficiente de segurança [26] [30].

No ponto 4.4.1 indicam-se os valores utilizados neste trabalho para as respectivas grandezas constituintes das expressões de combinação das acções aqui apresentadas. Para aplicação da informação constante da Tabela 4.3 a outros casos de análise deve consultar-se, na regulamentação utilizada [26] [30], os valores a adoptar para os coeficientes de combinação e de segurança.

4.4.1. FASE CONSTRUTIVA

Durante a fase construtiva de uma estrutura desenvolvem-se acções específicas induzidas, por exemplo, por equipamentos associados à execução da obra que, embora assumindo um carácter permanente, não são aplicadas sempre na mesma posição nem apresentam uma duração de aplicação ilimitada. A construção tramo a tramo com cimbra autolancável é um processo construtivo em que a esta situação se materializa.

Para a realização deste trabalho consideraram-se somente acções de natureza vertical, ou seja, não se incluiu no modelo a acção sísmica nem a acção do vento. As acções aplicadas à estrutura da ponte durante a sua construção que se consideraram neste trabalho foram as seguintes:

- Peso Próprio;
- Pré-esforço;
- Gradiente de temperatura;
- Reacções do cimbra.

As acções devidas ao peso próprio e pré-esforço possuem um carácter permanente. A acção térmica possui um carácter variável, embora neste trabalho tenha sido tratada de uma forma particular que adiante se explicará. Em relação às acções aplicadas pelo cimbra podem levantar-se algumas questões que serão resolvidas neste trabalho tendo em conta as considerações que em seguida se apresentam.

Embora as acções aplicadas pelo cimbra não suscitem muitas dúvidas em relação à sua probabilidade de ocorrência, uma vez que são rigorosamente quantificadas com um tempo de aplicação e localização perfeitamente definidos, o ponto de aplicação da acção varia no tempo devido à movimentação do cimbra decorrente da evolução do processo construtivo. Esta movimentação do cimbra ocorre sobre uma estrutura que apresenta uma rigidez variável com todas as implicações ao nível da redistribuição de esforços que lhe estão associadas. O modelo desenvolvido tem em conta todos estes efeitos e trata esta acção, em combinação com outras, como uma acção permanente.

A acção térmica considerada consistiu numa variação de temperatura positiva aplicada ao tabuleiro, ou seja, por acção da temperatura a fibra superior da secção transversal do tabuleiro desenvolve uma extensão maior que a inferior. Embora possuindo a acção térmica uma natureza variável como é patente no Eurocódigo 1 na sua parte 1-5 [31], considerou-se neste trabalho que durante a execução da estrutura se instalou de forma permanente um diferencial de temperatura positivo constante entre as duas fibras extremas da secção transversal. Sendo assim, para efeitos de combinação com as restantes acções aplicadas, a acção térmica actua na totalidade ou não actua.

Em seguida apresentam-se mais detalhadamente essas acções:

- Peso próprio da estrutura (P_p);
- Acção de pré-esforço;
- Gradiente de temperatura: $\Delta T = +10,5^\circ C / m$;
- Reacções do cimbra.

Relativamente às três primeiras acções não existe necessidade de tecer mais considerações. No caso das reacções do cimbra achou-se importante detalhar melhor a sua modelação. Desde já se salvaguarda

que as reacções do cimbre são aplicadas à estrutura em dois pontos situados na mesma secção transversal, contudo, na modelação só foi considerada a sua resultante aplicada no eixo de simetria da secção. Os valores destas forças foram fornecidos pela empresa BERD, responsável pelo projecto e execução do cimbre autolanzável.

As acções verticais aplicadas pelo cimbre à estrutura devem distinguir-se entre:

- Reacção do pórtico de avanço (PA) = 2600 kN;
- Reacção do pórtico de betonagem (Pbet) = 6251 kN.

Cada uma destas forças apresenta um ponto de aplicação em cada tramo da estrutura perfeitamente definido como é visível na Fig. 4.28, onde se apresentam os seus pontos de aplicação num tramo tipo com 70 m.

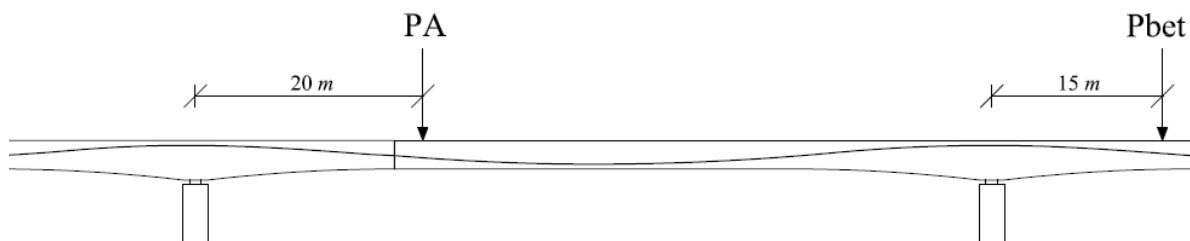


Fig. 4.28. – Localização das acções aplicadas pelo cimbre num tramo.

Para a realização deste trabalho separou-se ainda a reacção do pórtico de betonagem em duas:

- Reacção do pórtico de betonagem devida ao betão (Pbet_Betão) = 3706 kN;
- Reacção do pórtico de betonagem devida ao cimbre (Pbet_Cimbre) = 2545 kN.

Esta separação apresenta-se porque, quando se aplica o pré-esforço ao novo tramo (e por esta razão se alivia o peso próprio do tramo de tabuleiro da estrutura do cimbre), a estrutura metálica ainda continua apoiada no tramo anterior. Este efeito é importante na modelação uma vez que os esforços introduzidos, pela aplicação do pré-esforço e pela reacção do pórtico de betonagem devida ao peso do cimbre, são de natureza contrária.

Por causa da movimentação do cimbre, as acções por ele aplicadas à estrutura nos locais de apoio encontram-se a variar no decurso da construção. A simulação do final de actuação de uma acção no modelo foi efectuada aplicando, na mesma secção, uma força igual de sentido contrário. Devido a esta consideração surgem na modelação em fase construtiva mais três forças de natureza fictícia.

- Anular reacção do pórtico de avanço (Anul_PA) = - 2600 kN;
- Anular reacção do pórtico de betonagem devida ao betão (Anul_Pbet_Betão) = - 3706 kN;
- Anular reacção do pórtico de betonagem devida ao cimbre (Anul_Pbet_Cimbre) = - 2545 kN.

Nas Tabela 4.4 e Tabela 4.5 apresenta-se a definição das fases de execução para os tramos da estrutura tendo em conta o tipo de acção em cada fase, a idade do betão no momento de aplicação do pré-esforço, a duração da fase e o tempo total desde o início da construção, de acordo com as prescrições do projecto [28].

Tabela 4.4. – Fases construtivas dos tramos Tramo_1, Tramo_2 e Tramo_3.

Fase	Estrutura	Acção	Idade (dias)	Duração da fase (dias)	Tempo (dias)
1	Pilares/Encontros	-	100	-	
2	Tramo_1	Pp + Pré-esforço1	3	-	3
3	"	PA1	-	-	3
4	"	Anul_PA1	-	-	3
5	"	Pbet_Cimbre1	-	16	19
6	"	Pbet_Betão1	-	3	22
7	"	Anul_Pbet_Betão1	-	-	22
8	Tramo_2	Pp + Pré-esforço2	3	-	22
9	Tramo_1	Anul_Pbet_Cimbre1	-	-	22
10	Tramo_2	PA2	-	-	22
11	"	Anul_PA2	-	-	22
12	"	Pbet_Cimbre2	-	16	38
13	"	Pbet_Betão2	-	3	41
14	"	Anul_Pbet_Betão2	-	-	41
15	Tramo_3	Pp + Pré-esforço3	3	-	41
16	Tramo_2	Anul_Pbet_Cimbre2	-	-	41
17	Tramo_3	PA3	-	-	41
18	"	Anul_PA3	-	-	41
19	"	Pbet_Cimbre3	-	16	57
20	"	Pbet_Betão3	-	3	60
21	"	Anul_Pbet_Betão3	-	-	60
22	Tramo_4	Pp + Pré-esforço4	3	-	60
23	Tramo_3	Anul_Pbet_Cimbre3	-	-	60

Tabela 4.5. - Fases construtivas dos tramos Tramo_4, Tramo_5, Tramo_6, Tramo_7 e Tramo_8.

Fase	Estrutura	Ação	Idade (dias)	Duração da fase (dias)	Tempo (dias)
24	Tramo_4	PA4	-	-	60
25	"	Anul_PA4	-	-	60
26	"	Pbet_Cimbrea4	-	16	76
27	"	Pbet_Betão4	-	3	79
28	"	Anul_Pbet_Betão4	-	-	79
29	Tramo_5	Pp + Pré-esforço5	3	-	79
30	Tramo_4	Anul_Pbet_Cimbrea4	-	-	79
31	Tramo_5	PA5	-	-	79
32	"	Anul_PA5	-	-	79
33	"	Pbet_Cimbrea5	-	16	95
34	"	Pbet_Betão5	-	3	98
35	"	Anul_Pbet_Betão5	-	-	98
36	Tramo_6	Pp + Pré-esforço6	3	-	98
37	Tramo_5	Anul_Pbet_Cimbrea5	-	-	98
38	Tramo_6	PA6	-	-	98
39	"	Anul_PA6	-	-	98
40	"	Pbet_Cimbrea6	-	16	114
41	"	Pbet_Betão6	-	3	117
42	"	Anul_Pbet_Betão6	-	-	117
43	Tramo_7	Pp + Pré-esforço7	3	-	117
44	Tramo_6	Anul_Pbet_Cimbrea6	-	-	117
45	Tramo_7	PA7	-	-	117
46	"	Anul_PA7	-	-	117
47	"	Pbet_Cimbrea7	-	16	133
48	"	Pbet_Betão7	-	3	136
49	"	Anul_Pbet_Betão7	-	-	136
50	Tramo_8	Pp + Pré-esforço8	3	-	136
51	Tramo_7	Anul_Pbet_Cimbrea7	-	-	136
52	Tramo_8	PA8	-	-	136
53	"	Anular_PA8	-	4	140

Na Fig. 4.29 apresenta-se o diagrama do processo construtivo de alguns tramos que permite visualizar melhor as relações entre as várias fases construtivas.

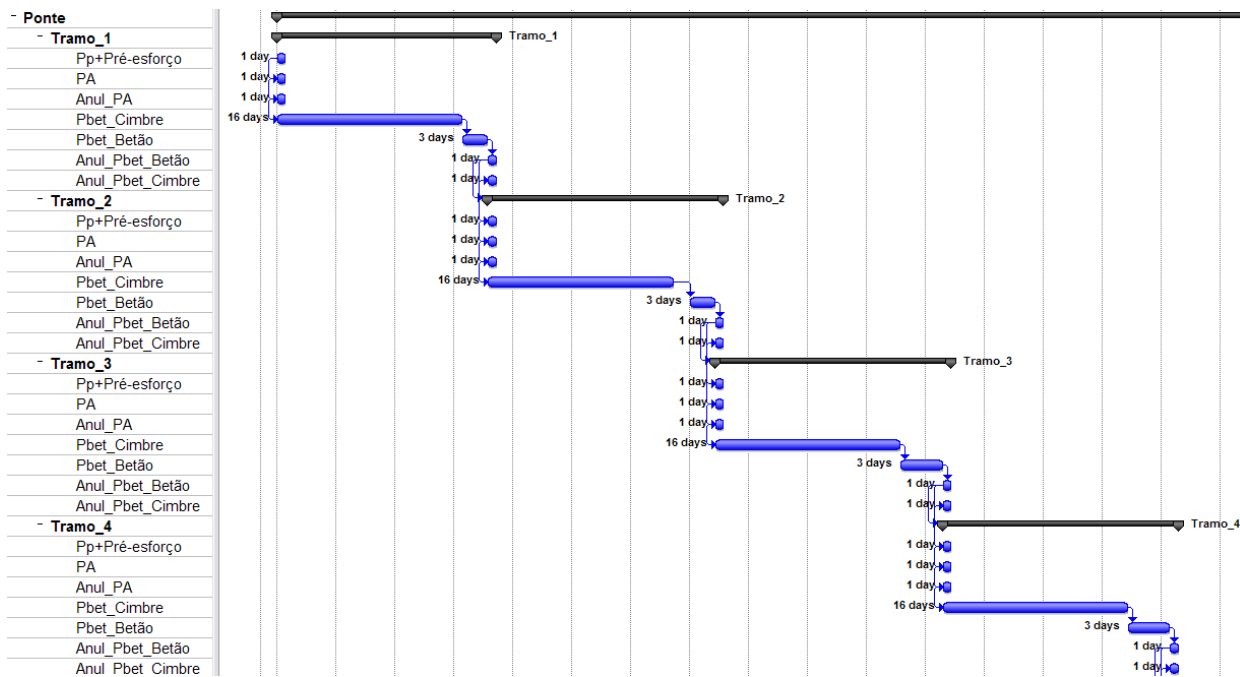


Fig. 4.29. – Diagrama de Gantt exemplificativo da organização do processo construtivo.

O tempo de execução da obra definiu-se como sendo aproximadamente 140 dias. Esta foi a idade máxima considerada para o estudo dos efeitos diferidos de fluência, retracção e relaxação em fase construtiva.

A evolução da resposta estrutural em fase construtiva pode vir dada em função do tempo ou então em função de cada passo de carga que se materializa pela aplicação de uma acção definida. Sendo assim, encontra-se na Tabela 4.6 a definição de todos os passos de carga (“Steps”) considerados na análise com o programa de cálculo automático, assim como as acções que em cada um são aplicadas à estrutura. Decidiu apresentar-se a informação da resposta estrutural em função do passo de carga por ser mais imediata a percepção de qual a acção que provoca determinada distribuição de esforços ou deformação.

Tabela 4.6. – Passos de carga associados ao faseamento construtivo e respectivas acções.

Passo de Carga	Acção	Passo de Carga	Acção	Passo de Carga	Acção
1	Pilares	31	Anul_PA4	61	Pbet_Betão7
2	Pp + Pré-esforço1	32	Pbet_Cimbria4	62	T=3 dias
3	PA1	33	T=16 dias	63	Anul_Pbet_Betão7
4	Anul_PA1	34	Pbet_Betão4	64	Pp + Pré-esforço8
5	Pbet_Cimbria1	35	T=3 dias	65	Anul_Pbet_Cimbria7
6	T=16 dias	36	Anul_Pbet_Betão4	66	PA8
7	Pbet_Betão1	37	Pp + Pré-esforço5	67	Anul_PA8
8	T=3 dias	38	Anul_Pbet_Cimbria4	68	T=4 dias
9	Anul_Pbet_Betão1	39	PA5		
10	Pp + Pré-esforço2	40	Anul_PA5		
11	Anul_Pbet_Cimbria1	41	Pbet_Cimbria5		
12	PA2	42	T=16 dias		
13	Anul_PA2	43	Pbet_Betão5		
14	Pbet_Cimbria2	44	T=3 dias		
15	T=16 dias	45	Anul_Pbet_Betão5		
16	Pbet_Betão2	46	Pp + Pré-esforço6		
17	T=3 dias	47	Anul_Pbet_Cimbria5		
18	Anul_Pbet_Betão2	48	PA6		
19	Pp + Pré-esforço3	49	Anul_PA6		
20	Anul_Pbet_Cimbria2	50	Pbet_Cimbria6		
21	PA3	51	T=16 dias		
22	Anul_PA3	52	Pbet_Betão6		
23	Pbet_Cimbria3	53	T=3 dias		
24	T=16 dias	54	Anul_Pbet_Betão6		
25	Pbet_Betão3	55	Pp + Pré-esforço7		
26	T=3 dias	56	Anul_Pbet_Cimbria6		
27	Anul_Pbet_Betão3	57	PA7		
28	Pp + Pré-esforço4	58	Anul_PA7		
29	Anul_Pbet_Cimbria3	59	Pbet_Cimbria7		
30	PA4	60	T=16 dias		

Para melhor se compreender o esquema de aplicação de cargas em fase construtiva apresentam-se as Fig. 4.30, Fig. 4.31, Fig. 4.32, Fig. 4.33, Fig. 4.34, Fig. 4.35 e Fig. 4.36. A representação esquemática é relativa ao Tramo_4.

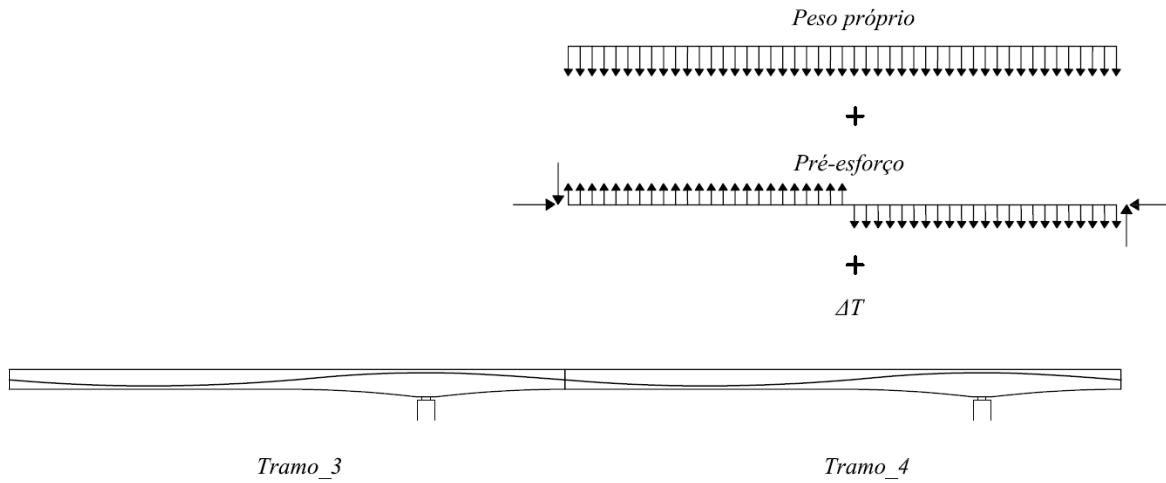


Fig. 4.30. – Passo de Carga nº 28.

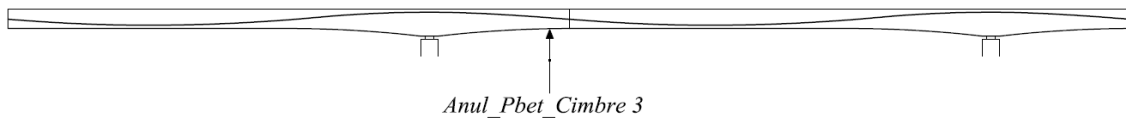


Fig. 4.31. – Passo de Carga nº 29.

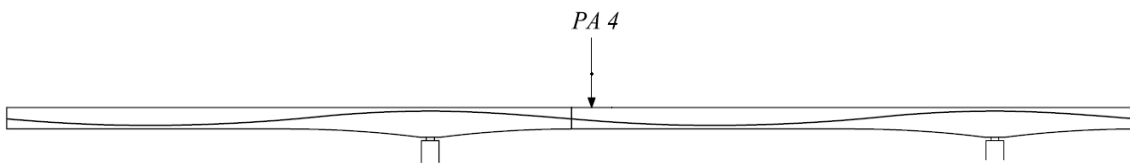


Fig. 4.32. – Passo de Carga nº 30.

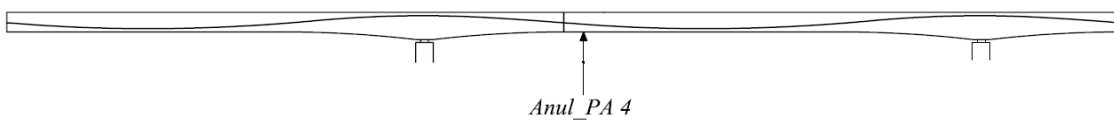


Fig. 4.33. – Passo de Carga nº 31.

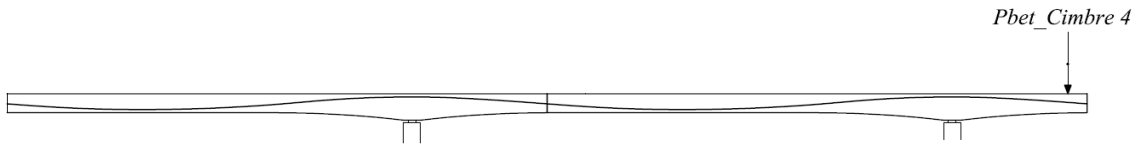


Fig. 4.34. – Passo de Carga nº 32.

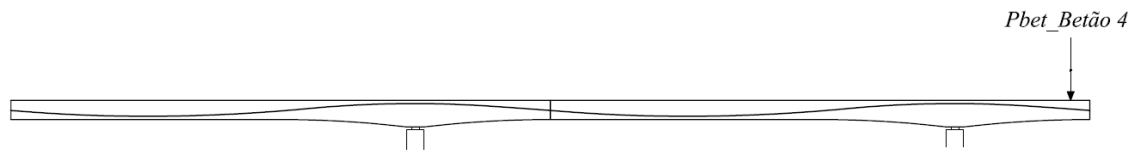


Fig. 4.35. – Passo de Carga nº 34.

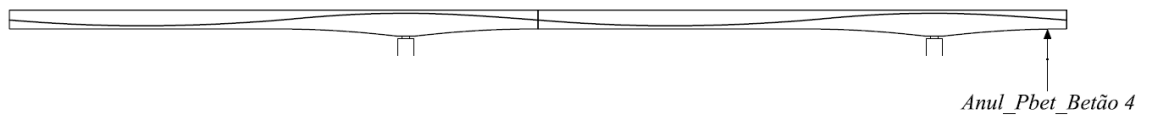


Fig. 4.36. – Passo de Carga nº 36.

4.4.1. ACÇÕES EM FASE DE UTILIZAÇÃO DA ESTRUTURA

Tal como para a análise em fase construtiva, para a estrutura completa só se consideraram acções verticais. As acções e combinações aplicadas ao modelo nesta fase são as constantes do RSA [30] para pontes de classe 1 (tendo em conta a classificação presente naquela norma), associadas ao gradiente de temperatura definido para a fase construtiva e podem dividir-se em permanentes e variáveis.

Consideraram-se as seguintes acções permanentes:

- Peso próprio ($g_{betão} = 25 \text{ kN/m}^3$);
- Revestimentos ($g_{revestimentos} = 4 \text{ kN/m}^2$);
- Pré-esforço.

Em relação às acções variáveis consideraram-se os seguintes conjuntos de acções:

- Sobrecarga uniformemente distribuída ($q_{distribuída} = 4 \text{ kN/m}^2$, $\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,4$; $\psi_2 = 0,2$);
- Sobrecarga transversal linear ($Q_{transversal} = 50 \text{ kN/m}$, $\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,4$; $\psi_2 = 0,2$).

ou

- Veículo tipo ($\psi_0 = 0,6$; $\psi_1 = 0,4$; $\psi_2 = 0,2$).

O veículo tipo apresentado no RSA [30] apresenta-se na Fig. 4.37.

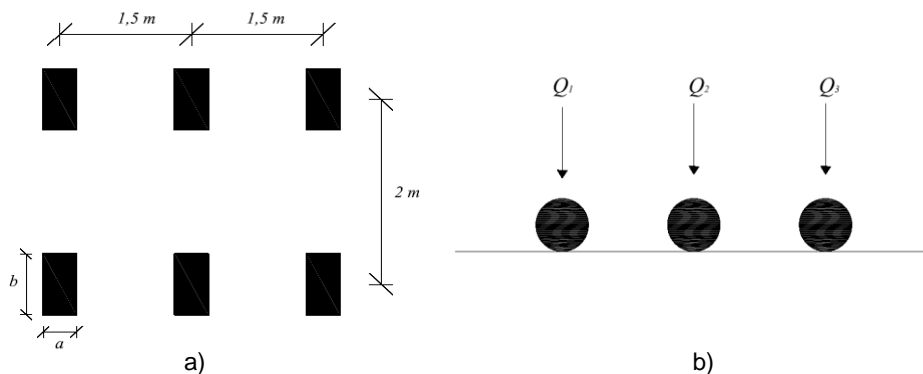


Fig. 4.37. – Veículo tipo RSA planta a) e alçado b) [30].

O valor das acções aplicadas à estrutura por eixo, assim como as dimensões a e b de contacto do pneu, apresentam-se na Tabela 4.7.

Tabela 4.7. – Características do veículo tipo [30].

Q_1 (kN)	Q_2 (kN)	Q_3 (kN)	a (m)	b (m)
200	200	200	0,20	0,60

4.5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

4.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Na Fig. 4.38 apresentam-se três diagramas de momento flector provocados pela acção peso próprio. A representação gráfica visa estabelecer claramente a diferença entre três situações de cálculo. Uma situação em que se calcula a estrutura submetida à acção aplicada de uma só vez com o esquema estrutural final e completo (Estrutura_Final), outra em que se realiza o cálculo considerando o faseamento construtivo (Fase_Constr.) e finalmente uma que representa a redistribuição que ocorre a tempo infinito por efeito da fluência (Fase_Constr. + Fluência).

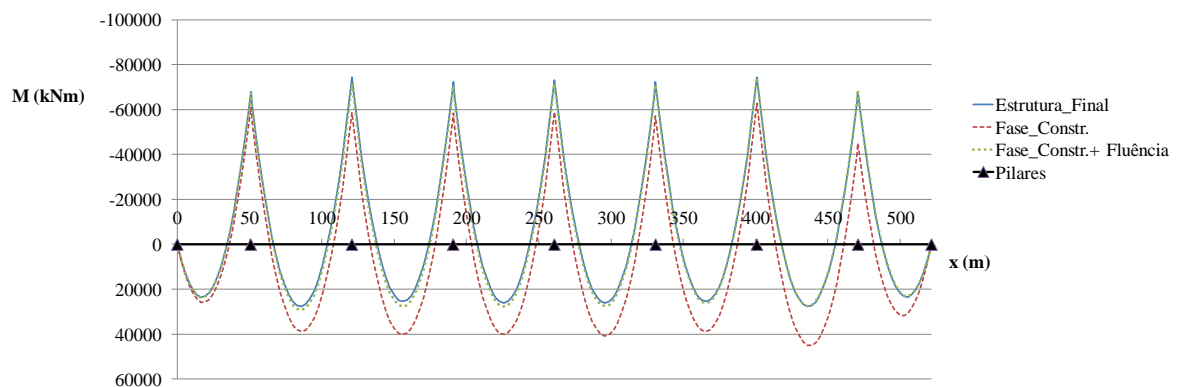


Fig. 4.38. – Diagramas de momento flector para a acção peso próprio.

Verifica-se que por efeito da fluência a tempo infinito, a distribuição de momentos flectores, devido à acção peso próprio no final do faseamento construtivo, tende para a distribuição elástica considerando o cálculo com o esquema estrutural final. Este resultado encontra-se coerente com o esperado para estudos deste tipo encontrados na bibliografia consultada [6]. Embora a tempo infinito as duas metodologias de cálculo conduzam a resultados idênticos, no final da fase construtiva as diferenças são muito elevadas.

O diagrama de momento flector total e hiperestático devido à acção de pré-esforço, considerando de forma automática as perdas imediatas, encontra-se apresentado na Fig. 4.39. Qualitativamente o aspecto evidenciado pelos dois diagramas permite conferir fiabilidade à modelação da acção de pré-esforço.

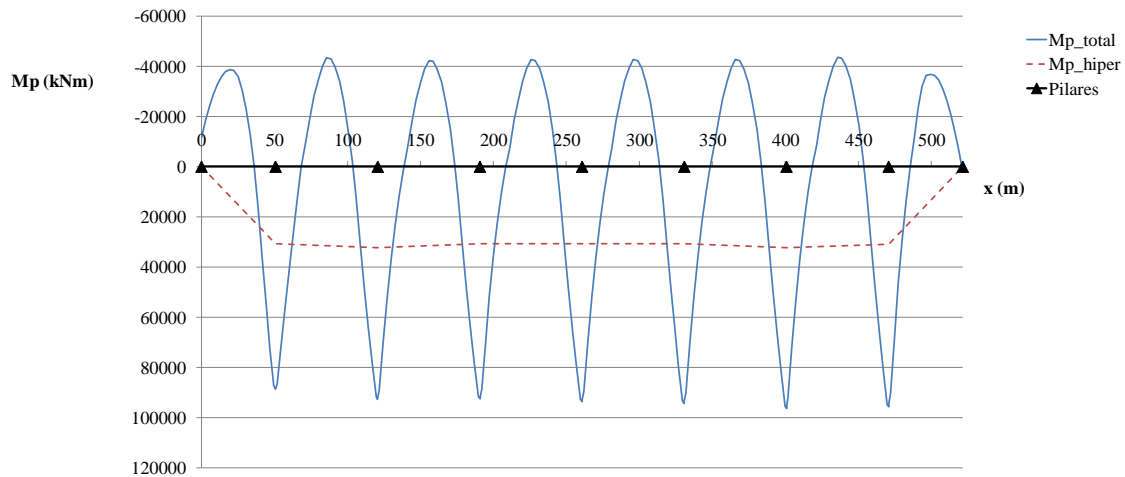


Fig. 4.39. – Diagramas de momentos flectores devidos ao pré-esforço.

4.5.2. ESFORÇOS E TENSÕES EM FASE CONSTRUTIVA

A sequência de construção de cada tramo impõe ao tabuleiro uma variação cíclica de acções que resulta para cada passo de carga num diagrama de momento flector aplicado à estrutura que se repete qualitativamente à medida que a construção evolui. Da Fig. 4.40 à Fig. 4.52 apresenta-se para o Tramo_4 a evolução dos diagramas de momento flector no decurso da construção. Para melhor se compreender a influência de cada acção apresenta-se o diagrama de momento flector imposto pela acção associada ao momento de construção e o diagrama associado ao acumulado de todos os passos de carga até aquele momento construtivo.

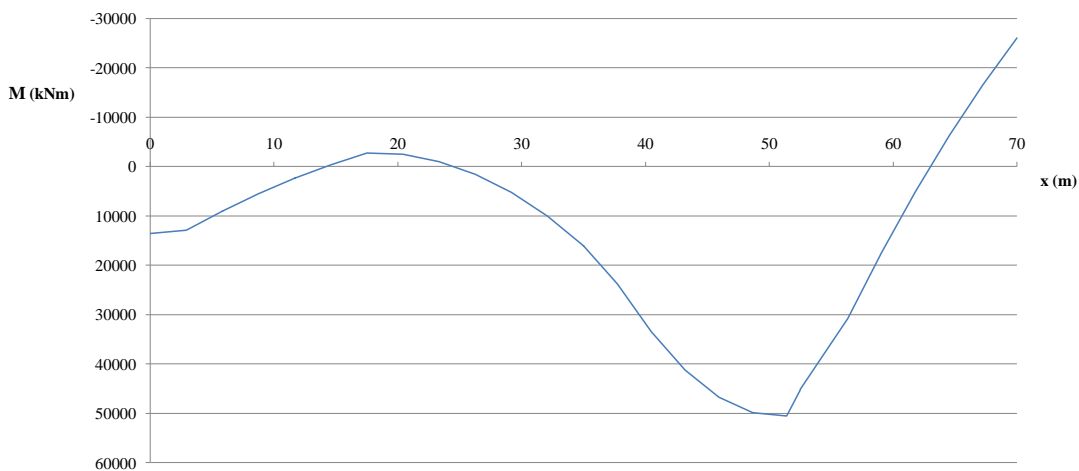


Fig. 4.40. – Diagrama de momento flector devido ao peso próprio, pré-esforço e gradiente térmico (Passo de Carga nº28).

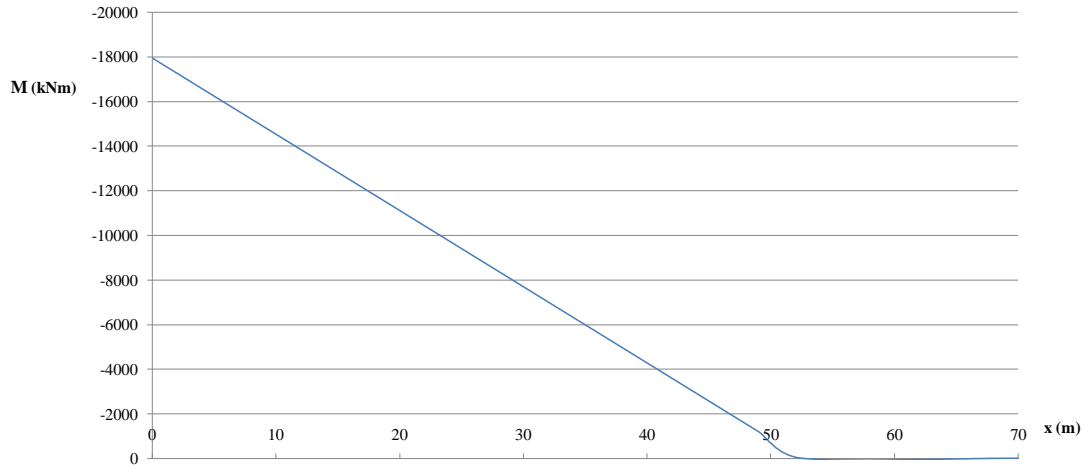


Fig. 4.41. – Diagrama de momento flector devido à aplicação da acção Anul_Pbet_Cimbres3.

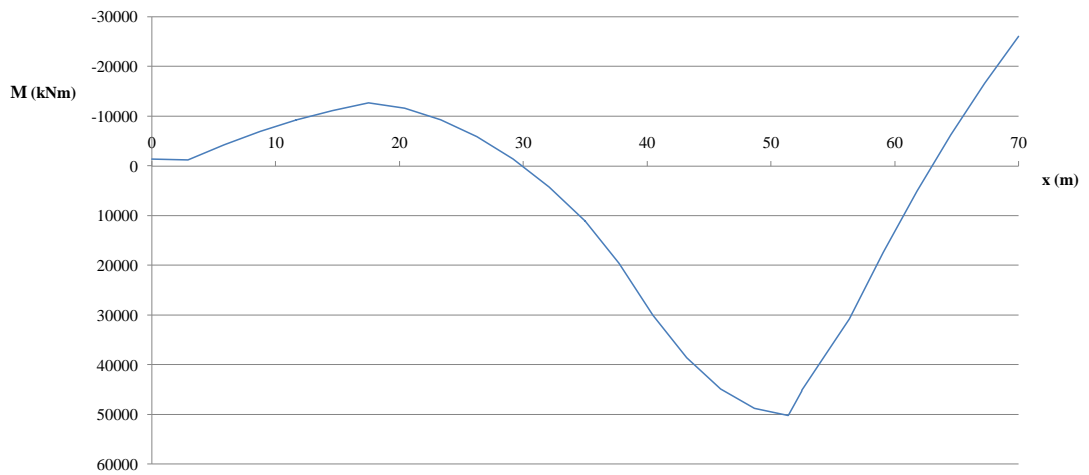


Fig. 4.42. – Diagrama de momento flector acumulado (Passo de Carga nº 29).

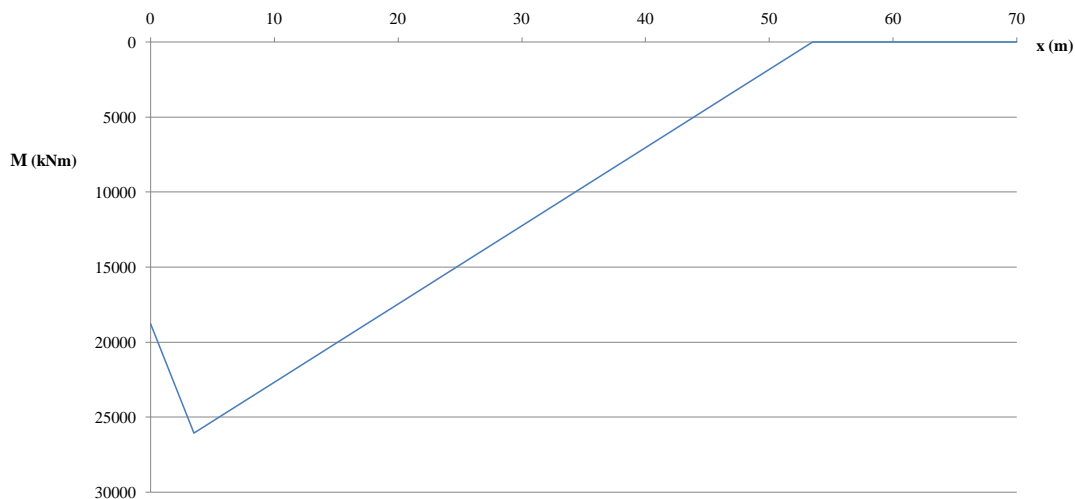


Fig. 4.43. - Diagrama de momento flector devido à aplicação da acção PA4.

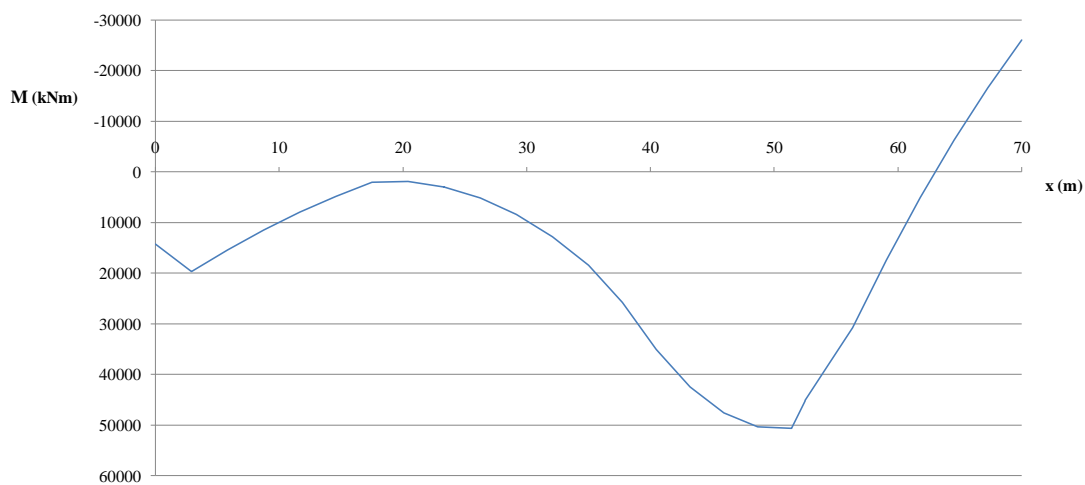


Fig. 4.44. - Diagrama de momento flector acumulado (Passo de Carga nº 30).

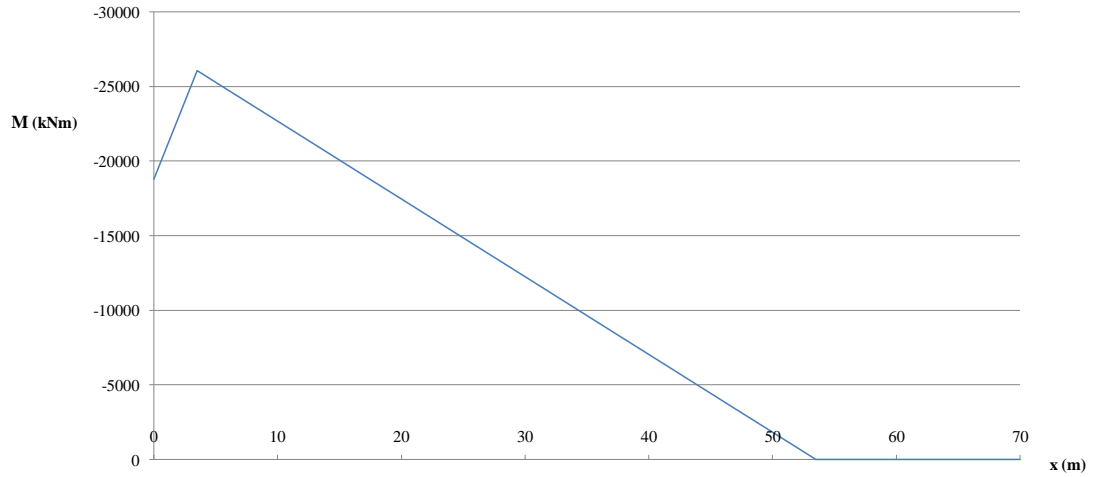


Fig. 4.45. - Diagrama de momento flector devido à aplicação da acção Anul_PA4.

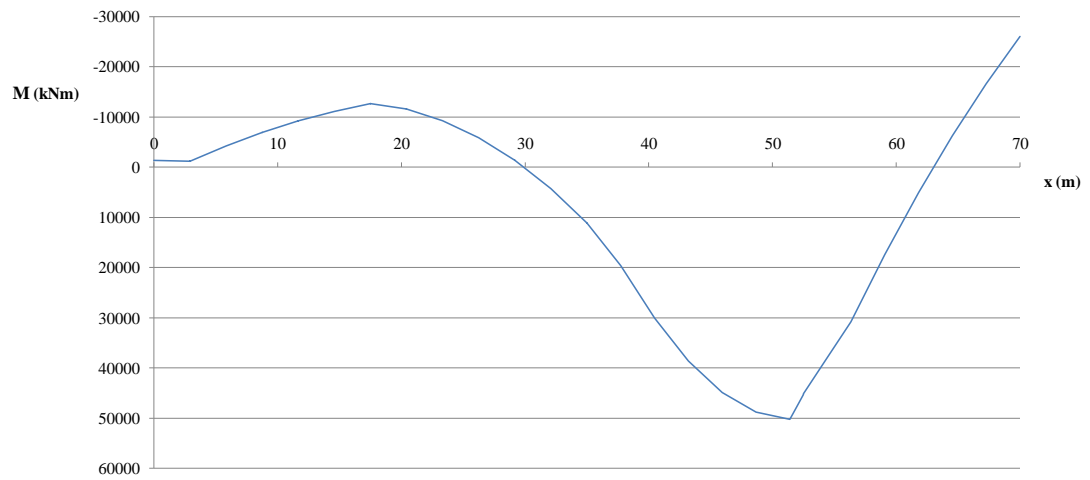


Fig. 4.46. - Diagrama de momento flector acumulado (Passo de Carga nº 31).

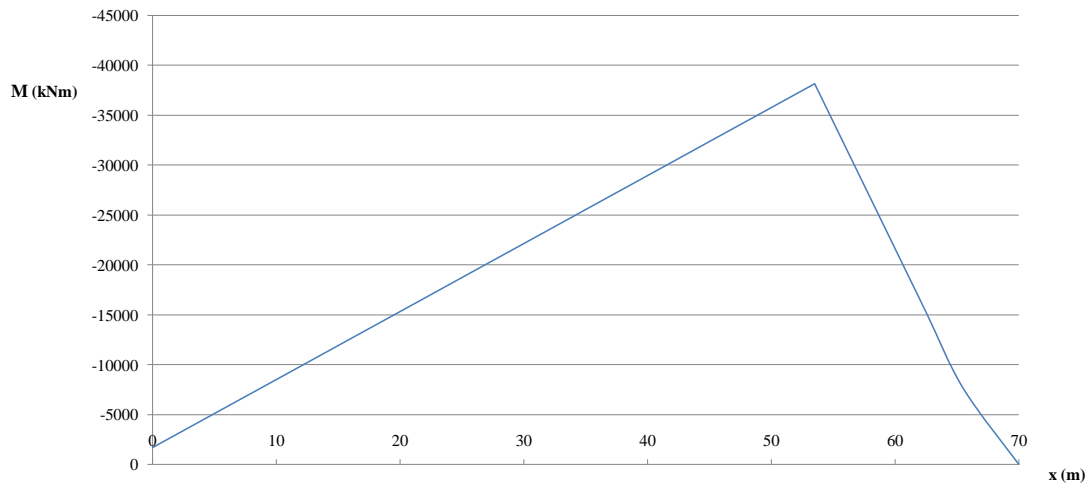


Fig. 4.47. - Diagrama de momento flector devido à aplicação da acção Pbet_Cimbre4.

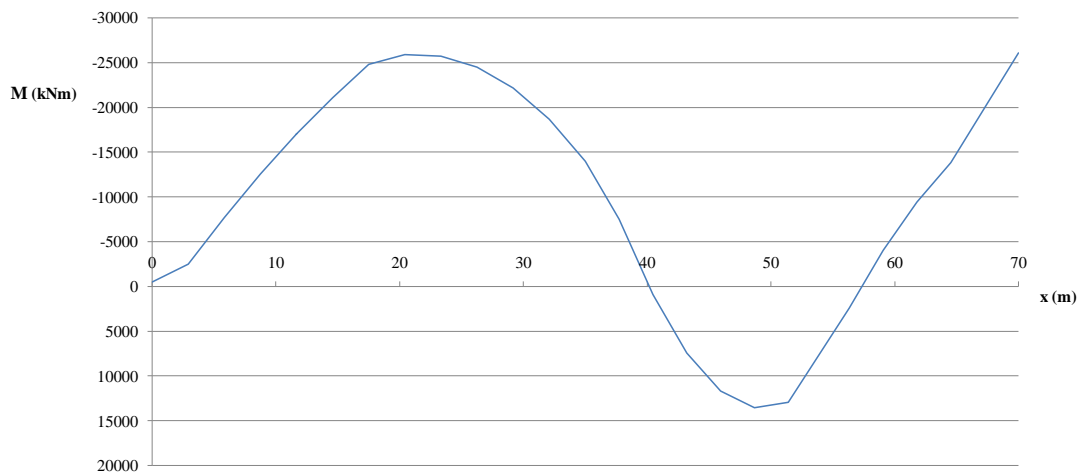


Fig. 4.48. - Diagrama de momento flector acumulado (Passo de Carga nº 32).

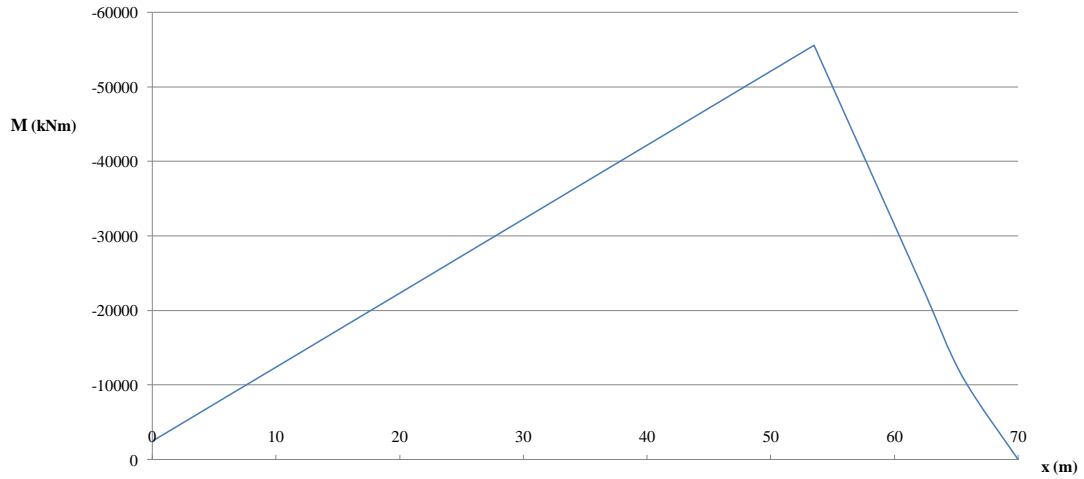


Fig. 4.49. - Diagrama de momento flector devido à aplicação da acção Pbet_Betão4.

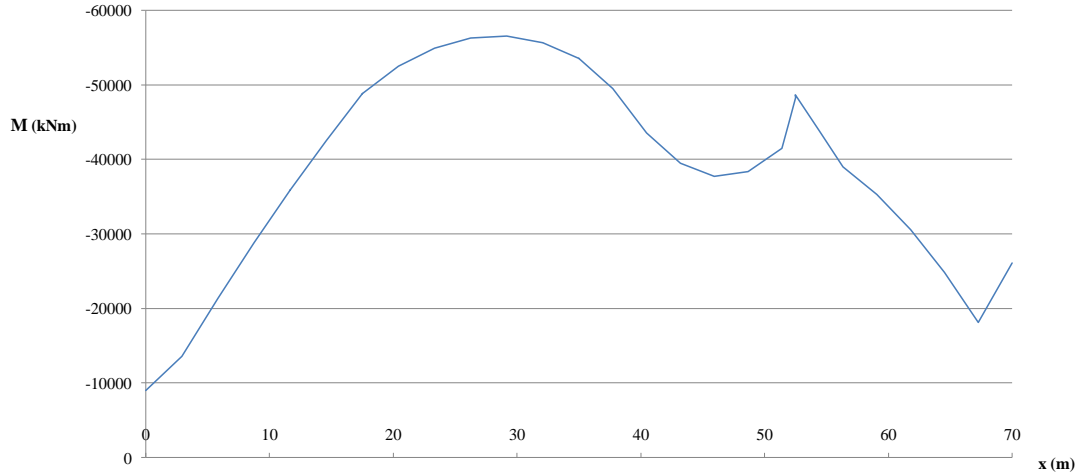


Fig. 4.50. - Diagrama de momento flector acumulado (Passo de Carga nº 34).

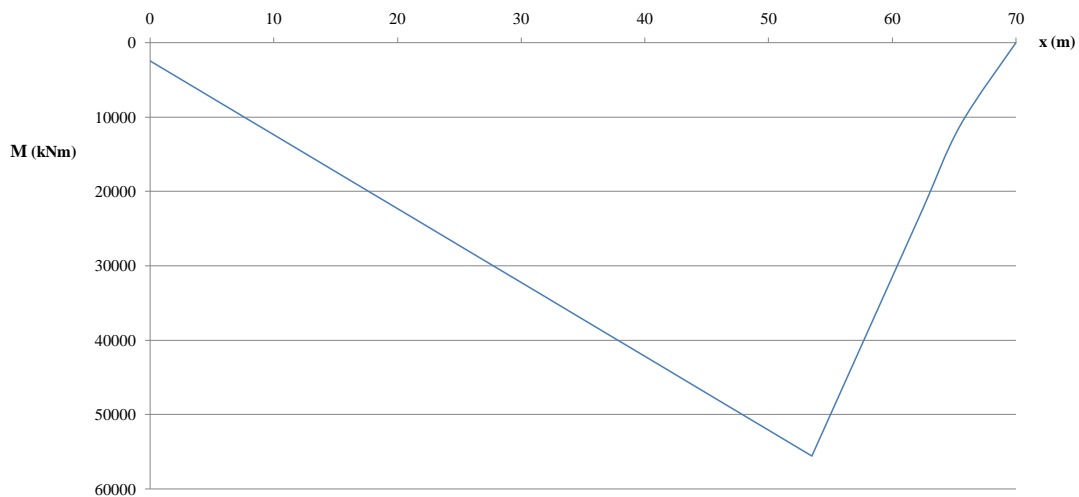


Fig. 4.51. - Diagrama de momento flector devido à aplicação da acção Anul_Pbet_Betão4.

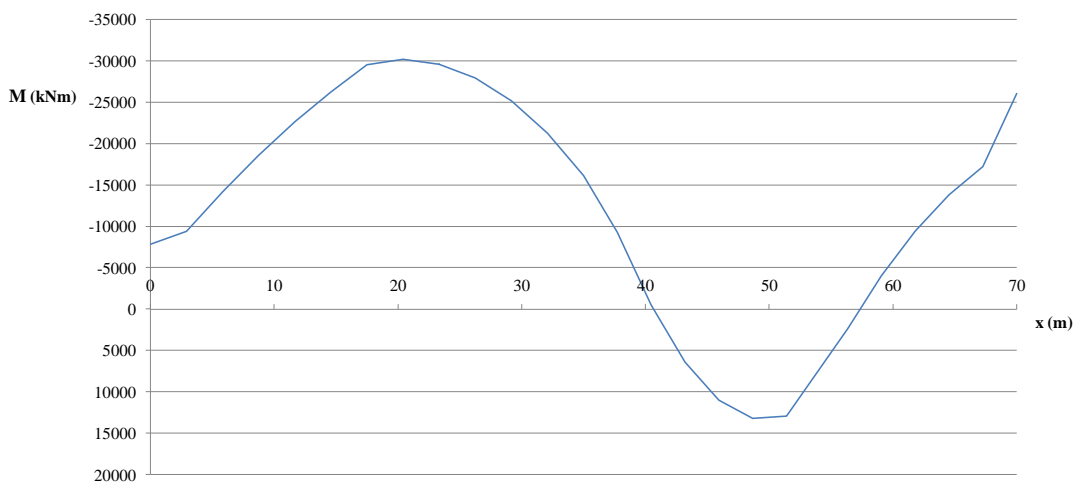


Fig. 4.52. - Diagrama de momento flector acumulado (Passo de Carga nº 36).

A envolvente de momentos flectores em fase construtiva, considerando todas as acções definidas para esta fase, produziu-se tendo em conta as acções decorrentes da construção de todos os tramos e as seguintes considerações. Num primeiro momento, produziu-se uma envolvente considerando que a força de pré-esforço não sofre nenhuma redução por efeitos diferidos de fluência, retracção e relaxação durante o processo construtivo. Esta consideração visou analisar secções nas quais a força de pré-esforço se manifeste de forma desfavorável e por isso a sua redução resulte numa simplificação contra a segurança (secção do vão no momento da aplicação do pré-esforço). Por outro lado, produziu-se outro conjunto de resultados tendo em conta uma perda de pré-esforço por efeitos diferidos, igual à do tramo que se constrói em primeiro lugar e constante para toda a estrutura em fase construtiva. Com esta consideração visou-se a análise das secções nas quais o efeito do pré-esforço é favorável (secção do pilar no momento de aplicação do pórtico de betonagem). Na Fig. 4.53 apresenta-se a envolvente final de momento flector devida ao processo construtivo (as linhas verticais representam a posição dos pilares). Os valores utilizados para as perdas diferidas de pré-esforço (retracção, fluência e relaxação, respectivamente) consideradas em fase construtiva foram os seguintes:

- $\Delta\sigma_{p,s}(t=140d) = 31575,7 \text{ kPa}$;
- $\Delta\sigma_{p,c}(t=140d) = 80771 \text{ kPa}$;
- $\Delta\sigma_{p,r}(t=140d) = 77,2 \text{ kPa}$ (este valor foi multiplicado por 0,8 antes de ser introduzido no programa).

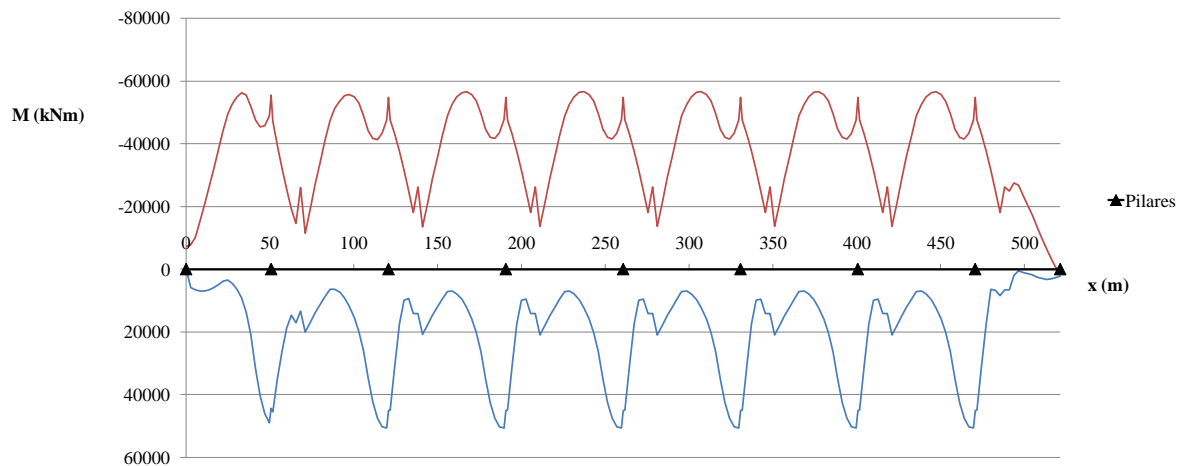


Fig. 4.53. – Envolvente de momentos flectores em fase construtiva.

Na Fig. 4.54 apresenta-se a envolvente de esforço transverso que se instala em fase construtiva.

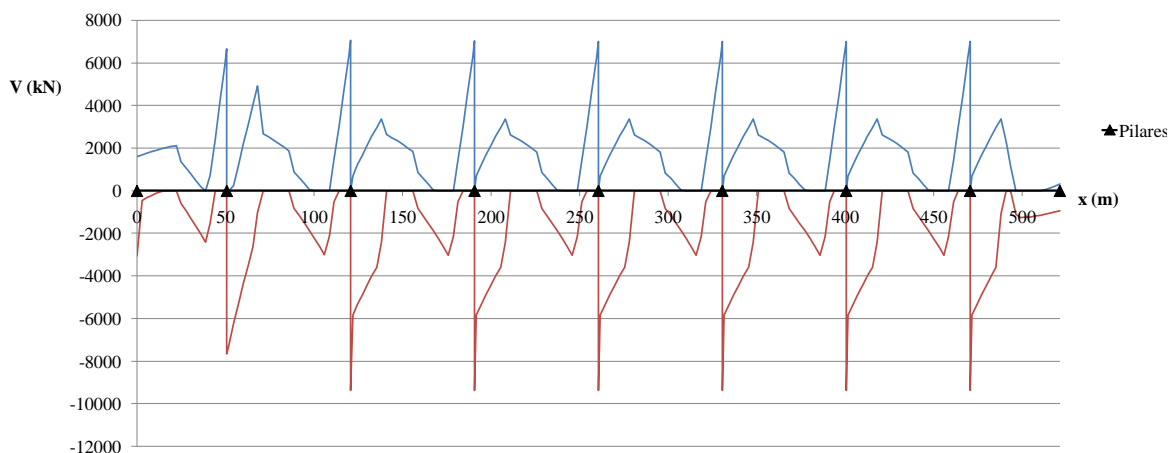


Fig. 4.54. – Envolvente de esforço transverso em fase construtiva.

Realizou-se uma comparação entre as duas envolturas de momentos flectores, considerando ou não as perdas de pré-esforço induzidas por efeitos diferidos em fase construtiva, que se apresentam nas Fig. 4.55 e Fig. 4.56. A comparação estabelecida materializou-se pela análise das envolturas de momentos flectores negativos e positivos separadamente. Na Tabela 4.8 apresenta-se a comparação entre os valores para algumas secções.

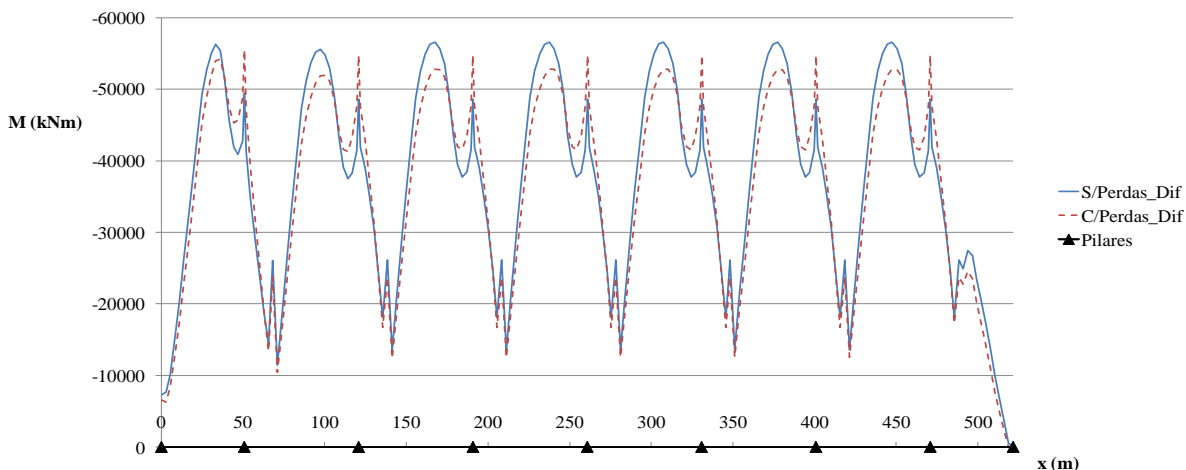


Fig. 4.55. – Comparação entre as envolturas de momentos flectores negativos.

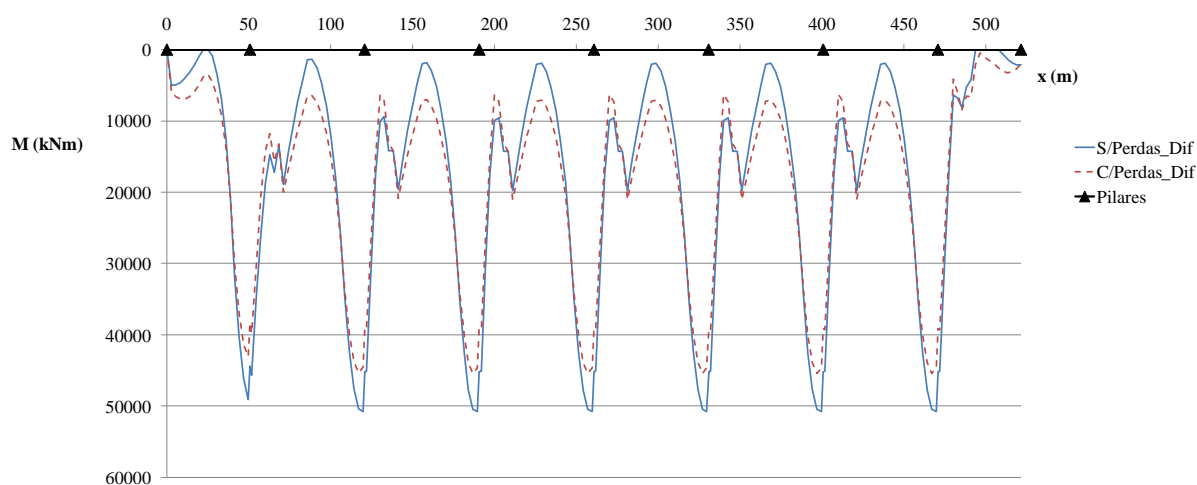


Fig. 4.56. – Comparação da envolvente de momentos flectores positivos.

Tabela 4.8. – Comparação das envolventes de momento flector

x (m)	Momento Flector Negativo (kNm)			Momento Flector Positivo (kNm)		
	S/Perdas_Dif	C/Perdas_Dif	Diferença	S/Perdas_Dif	C/Perdas_Dif	Diferença
33,25	- 55394,8	- 54119,9	- 4,3%	12517,7	13795,9	9,3%
68,25	-26050,9	-23710,4	- 9,8%	13430,2	13249	- 1,4%
173,25	- 53258,7	-51700,3	- 3,0%	18424,3	20335,6	9,4%
337,32	-35280,4	-37634,1	6,3%	17436,2	16082,5	- 8,4%
461,45	-39429,7	-41906,1	5,9%	42512,1	40095,8	- 6,0%

Produziu-se também uma envolvente de tensões de compressão no betão, sendo que neste caso a situação mais gravosa se produz considerando que a perda de pré-esforço por efeitos diferidos é nula. Analisaram-se ainda as diferenças entre as duas situações, leia-se perdas diferidas nulas ou iguais às do primeiro tramo a ser construído. Na Fig. 4.57 representa-se a envolvente de tensões que se instala em toda a estrutura, para as fibras superior e inferior da secção transversal, em resultado do faseamento construtivo (as marcas triangulares na imagem representam a posição dos pilares). Nas Fig. 4.58 e Fig. 4.59 apresentam-se as diferenças, para as fibras superior e inferior respectivamente, da tensão que se instala considerando ou não os efeitos diferidos durante a construção. Na Tabela 4.9 estabelece-se a comparação em termos percentuais entre os valores nas duas situações.

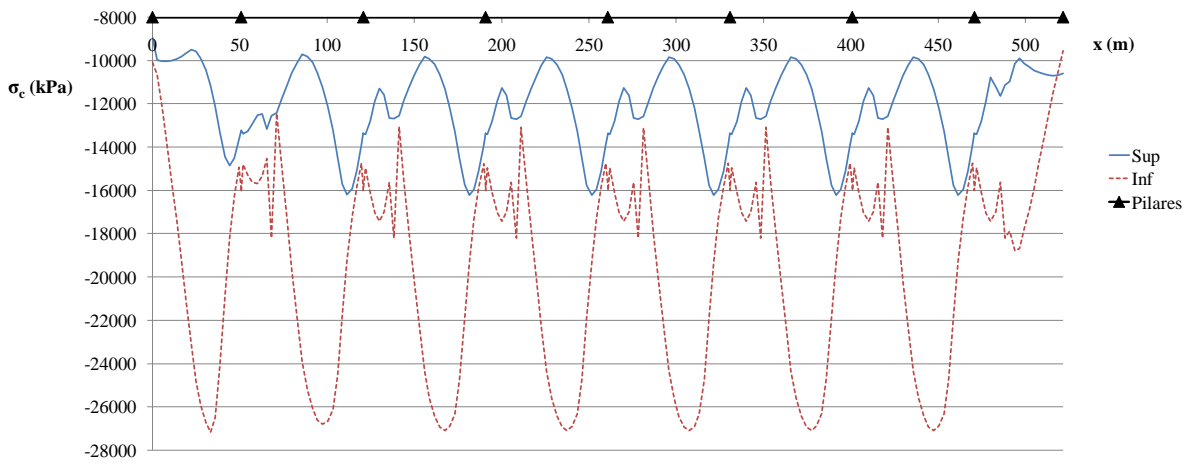


Fig. 4.57. – Envolvente de tensões de compressão no betão.

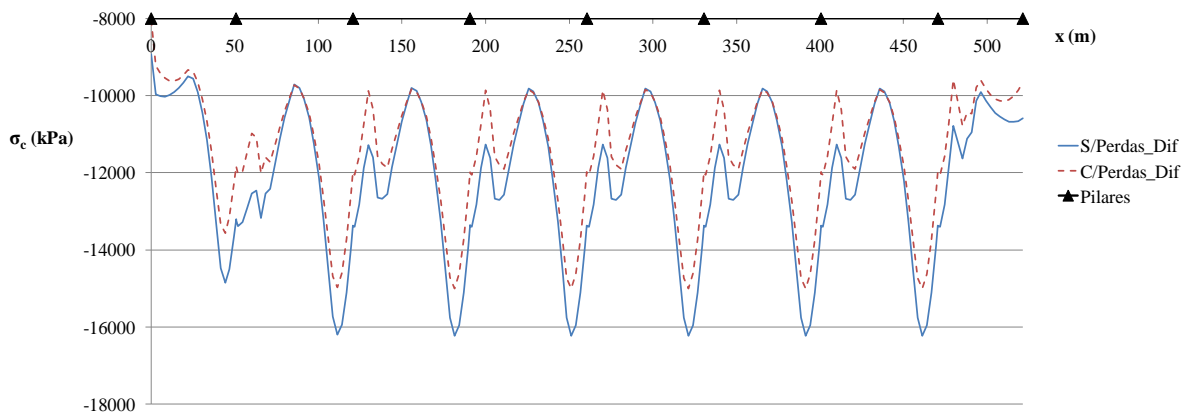


Fig. 4.58. - Comparação de envolventes de tensão de compressão para a fibra superior.

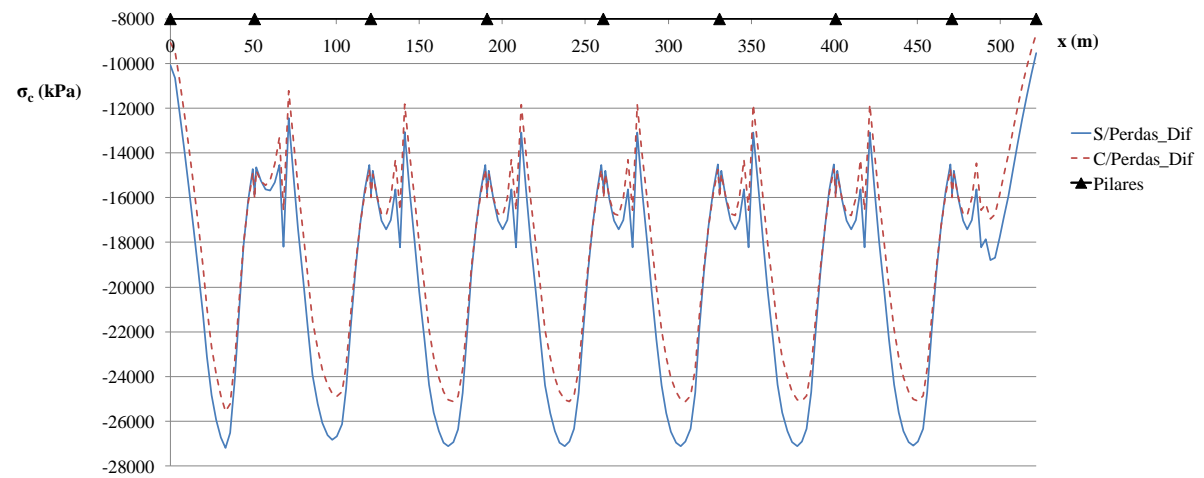


Fig. 4.59. – Comparação de envolventes de tensão de compressão para a fibra inferior.

Tabela 4.9. – Comparação da envolvente de tensões de compressão no betão.

x (m)	Tensão Fibra Superior (kPa)			Tensão Fibra Inferior (kPa)		
	S/Perdas_Dif	C/Perdas_Dif	Diferença	S/Perdas_Dif	C/Perdas_Dif	Diferença
33,25	-11153,9	-10664,7	- 4,5%	-27183	-25563,4	- 6,3%
68,25	-12540	-11604,9	8,0%	-18191,2	-16556,9	- 9,8%
173,25	-13278,1	-12720	- 4,4%	-26348,2	-24886	- 5,9%
337,32	-11860	-10832	-9,5%	-17024,5	-16716,2	- 1,8%
461,45	-16226,5	-15003	8,0%	-19309,2	-19087,2	-1,2%

Pelas comparações anteriores é lícito afirmar que a consideração das perdas diferidas de pré-esforço em fase construtiva não introduz grandes alterações na resposta estrutural nesta fase, nos modelos desenvolvidos. As diferenças máximas observadas tanto ao nível das tensões como dos momentos flectores são de um modo geral inferiores a 10%. Na realidade, a diferença é ainda menor uma vez que as grandezas diferidas responsáveis pelas perdas de pré-esforço consideradas só são verdadeiras para o primeiro tramo, sendo os seus valores para os restantes tramos ainda menores. Por estas razões decidiu não se incluir as perdas diferidas de pré-esforço que ocorrem durante a construção no estudo dos esforços, tensões e deformações que se instalam na estrutura ao longo do tempo em fase construtiva. No entanto, não se desprezou o efeito da redistribuição de esforços e variação de deformações que ocorre em fase construtiva por efeito da fluência do betão, encontrando-se automaticamente implementado no modelo realizado.

A representação da variação do momento flector e do estado de tensão para uma dada secção em função do tempo durante a construção é uma informação que se pode obter do modelo realizado. Esta informação é muito útil para controlar, em secções discretas, os níveis de tensão que se instalam e saber em que momento do processo construtivo essas tensões são impostas. Essa representação foi realizada tendo em conta não o tempo mas o passo de carga associado ao tempo, pois desta forma é mais imediato saber qual a carga responsável por introduzir determinado esforço ou estado de tensão. Na Fig. 4.60 apresenta-se para o Tramo_4 a variação do momento flector com o passo de carga associado à acção construtiva, na secção sobre o pilar ($x = 260,75 \text{ m}$). A variação da mesma quantidade mas na secção do vão ($x = 234,5 \text{ m}$) representa-se na Fig. 4.61. A variação da tensão de compressão nas fibras extremas da secção transversal sobre o pilar é apresentada nas Fig. 4.62 e Fig. 4.63, enquanto nas Fig. 4.64 e Fig. 4.65 é apresentada essa variação de tensão nas fibras extremas da secção do vão.

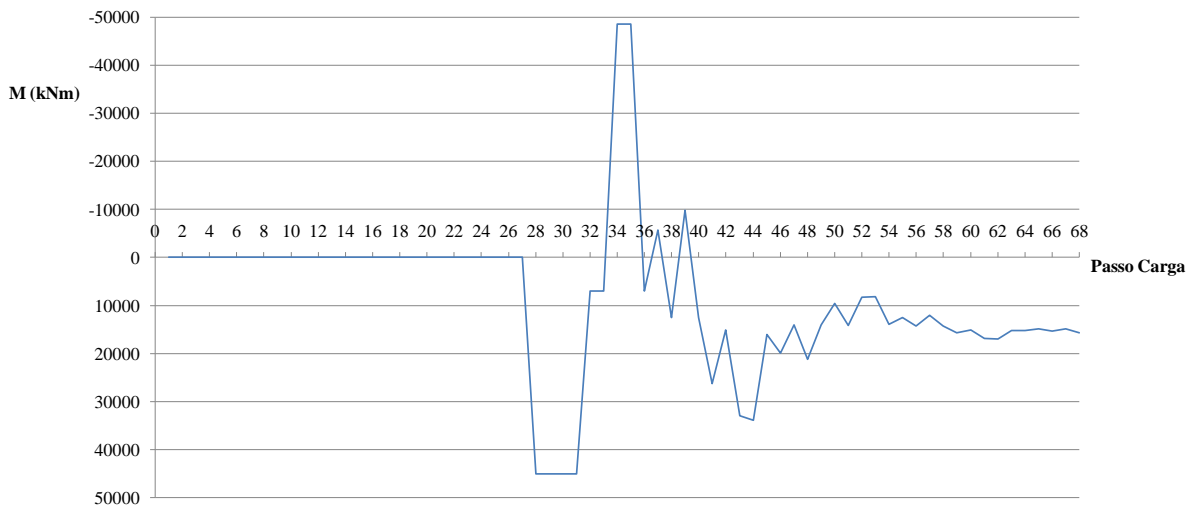


Fig. 4.60. - Variação do momento flector na secção sobre o pilar.

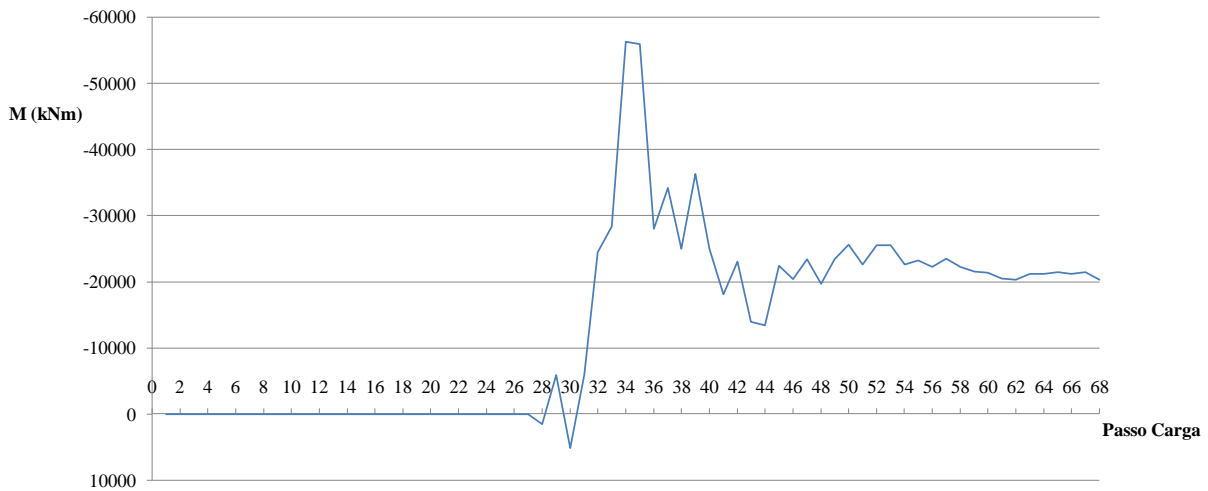


Fig. 4.61. - Variação do momento flector na secção do vão.

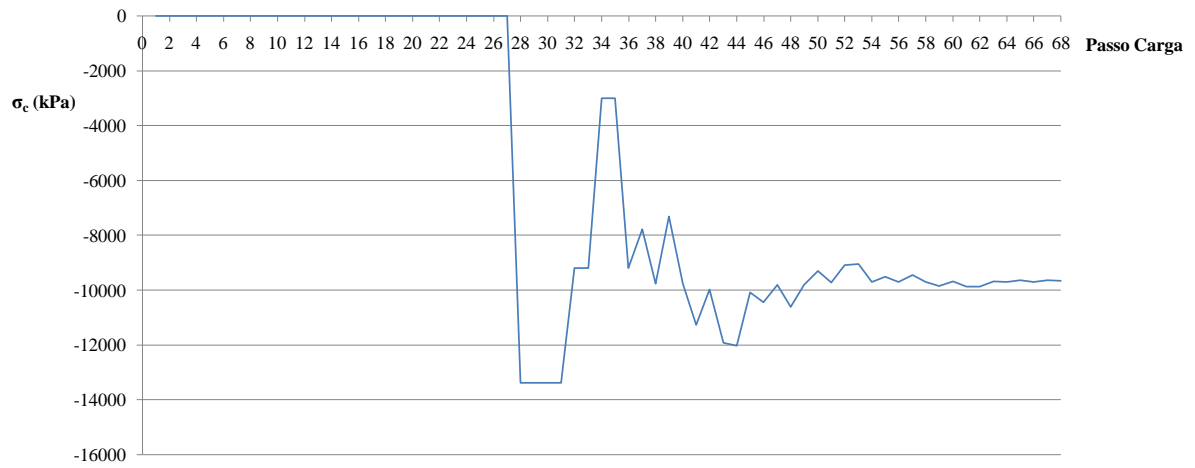


Fig. 4.62. – Variação da tensão de compressão na fibra superior da secção sobre pilar.

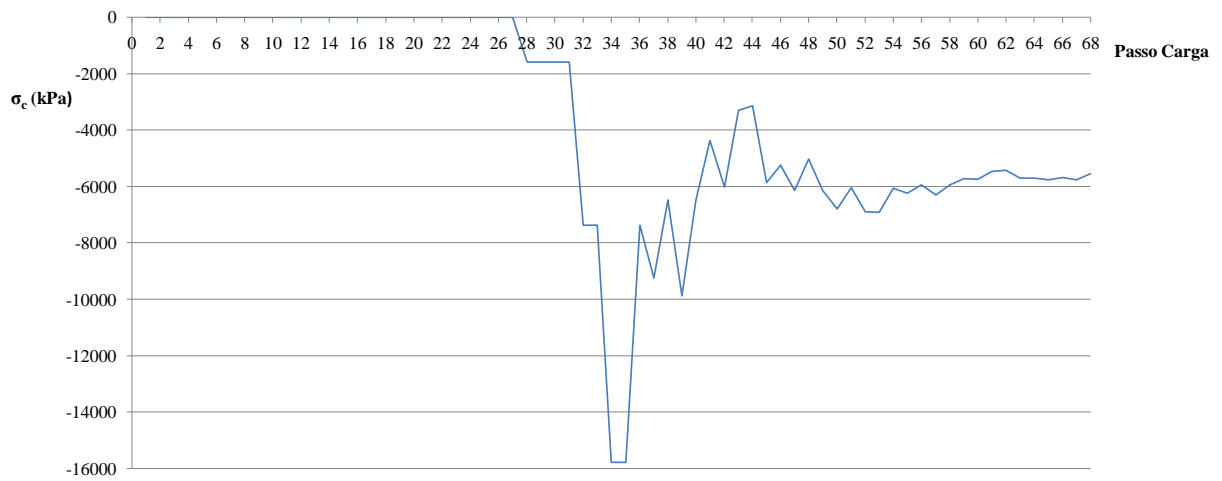


Fig. 4.63. – Variação da tensão de compressão na fibra inferior da secção sobre o pilar.

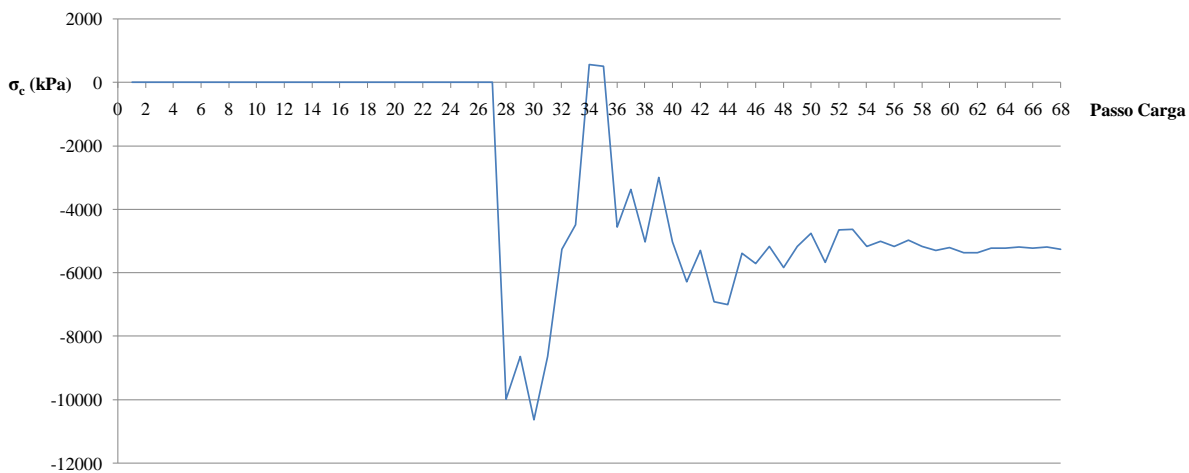


Fig. 4.64. - Variação da tensão de compressão na fibra superior da secção do vão.

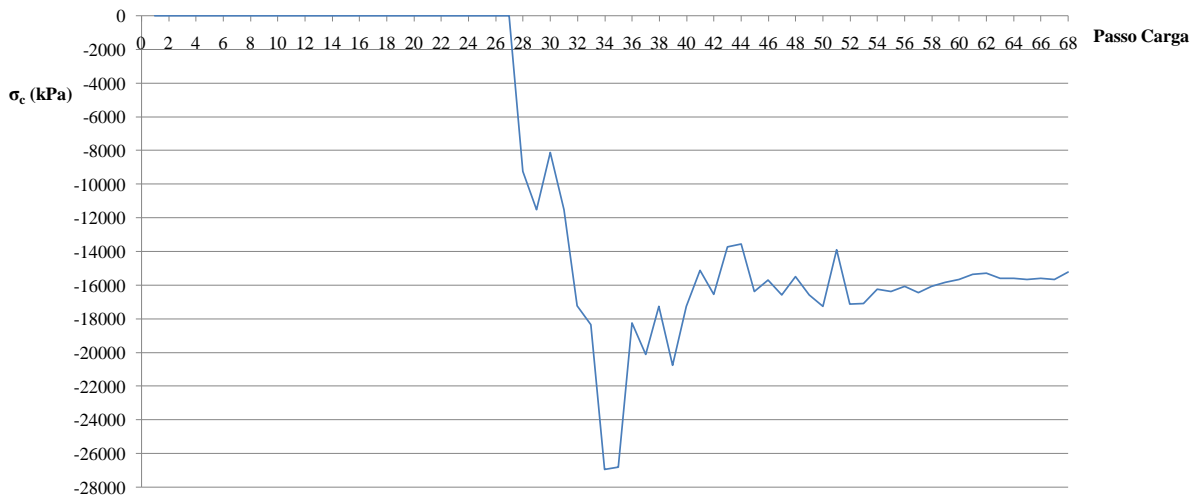


Fig. 4.65. - Variação da tensão de compressão na fibra inferior da secção do vão.

O limite máximo de tensão de compressão no betão, para a fase construtiva, encontra-se definido no ponto 3.4.3.1. Tendo em conta os gráficos anteriores definiram-se três valores limite, (coincidentes com as idades de aplicação das acções que induzem os esforços mais importantes) cuja verificação se deve garantir durante a construção:

- $0,6 \times f_{ck} (3 \text{ dias}) = 0,6 \times 20,7 = 12,4 \text{ MPa}$
- $0,6 \times f_{ck} (19 \text{ dias}) = 0,6 \times 37,5 = 22,5 \text{ MPa}$
- $0,6 \times f_{ck} (28 \text{ dias}) = 0,6 \times 40 = 24 \text{ MPa}$

Na Fig. 4.66 apresenta-se a idade do betão do Tramo_4 associada ao Passo de Carga, relevante para definir qual o limite de tensão a verificar em cada fase da construção (limite máximo 28 dias).

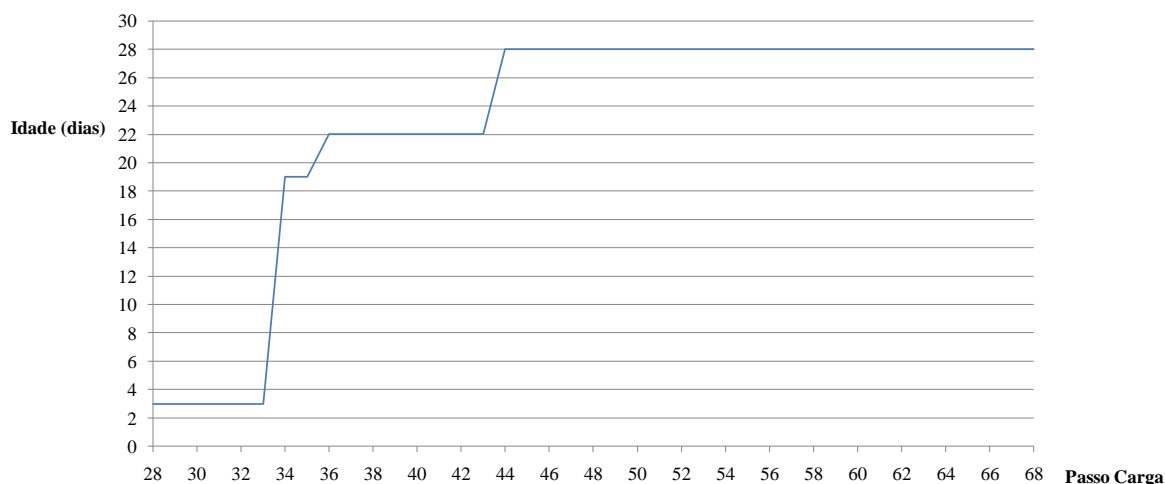


Fig. 4.66. – Idade do betão em cada Passo de Carga.

Na secção do pilar as tensões de compressão, atingem valores máximos na casa dos 13 *MPa* ou 16 *MPa*, respectivamente para as fibras superior e inferior. A tensão de compressão máxima na fibra superior (13 *MPa*), na secção sobre o pilar, é atingida no momento de aplicação do pré-esforço e mobilização do peso próprio (Passo de Carga nº 28). Verifica-se que para este momento não ocorre o cumprimento do limite especificado (13 *MPa* > 12,4 *MPa*). No caso da fibra inferior, o valor máximo de 16 *MPa* instala-se na aplicação do Passo de Carga nº 34. O limite admissível para esta fase é de 22,5 *MPa*, verificando-se o seu cumprimento.

Ao nível da secção do vão instala-se, em fase construtiva para a fibra inferior (Passo de Carga nº 34), a tensão máxima de compressão de 27 *MPa*. Recorde-se que este estado de tensão se desenvolve no momento de aplicação da reacção total do pórtico de betonagem traseiro. Pela análise da Fig. 4.66 observa-se que no momento de aplicação do Passo de Carga nº 34 o betão possui 19 dias de idade, o que corresponde a uma resistência limite de 22,5 *MPa*. Conclui-se, portanto, que o limite de tensão não é cumprido. Esta situação deve-se ao facto de nesta fase o tabuleiro, na secção analisada, estar a ser solicitado com elevados momentos flectores negativos devidos à conjugação dos efeitos da referida acção do cimbra na fase de betonagem e do pré-esforço. A estes efeitos adiciona-se o facto de a secção transversal possuir uma laje inferior com apenas 20 *cm* de espessura solicitada à compressão. Refere-se que após a fase de betonagem (quando se dá o avanço do cimbra) a tensão instalada nessa secção do tabuleiro sofre uma redução para valores na ordem dos 17 *MPa*.

4.5.3. ESFORÇOS E TENSÕES NO FINAL DA FASE CONSTRUTIVA

Até este momento, o estudo realizado para a fase construtiva debruçou-se essencialmente na análise das solicitações mais críticas impostas à estrutura. Com o decurso da construção essas situações deixam de se fazer sentir, tendendo os esforços e os níveis de tensões para valores mais baixos. Apresenta-se nas Fig. 4.67 e Fig. 4.68, respectivamente, o diagrama de momentos flectores e de tensões de compressão para as fibras extremas da secção transversal no final da fase construtiva.

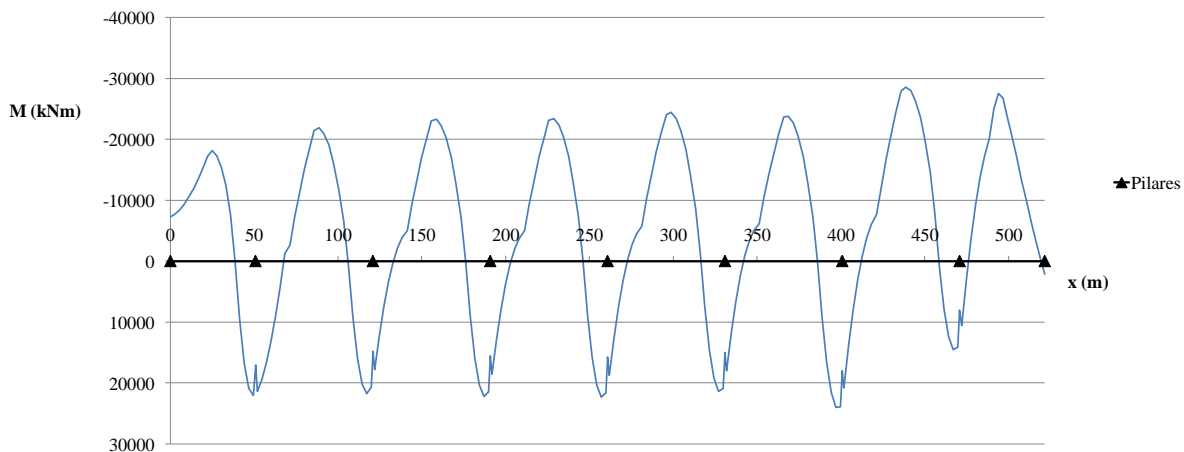


Fig. 4.67. – Diagrama de momento flector instalado na estrutura no final da construção.

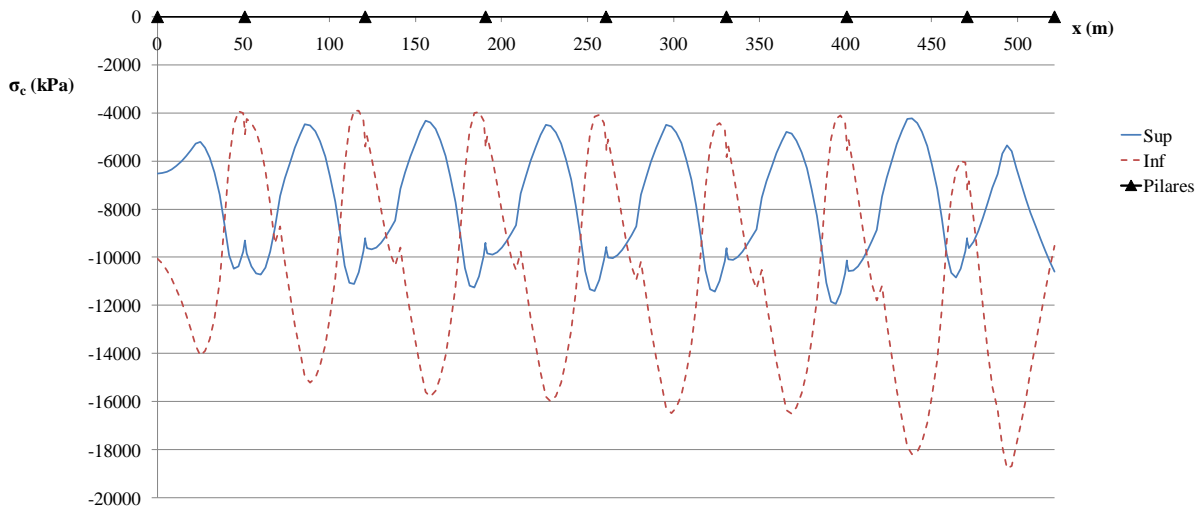


Fig. 4.68. – Diagrama de tensões de compressão para as fibras extremas da secção transversal.

A análise dos valores anteriores reforça a ideia de que o papel desempenhado pelas acções aplicadas pelo cimbra é muito relevante no estado de tensão e momento flector máximos experimentados pela estrutura em fase construtiva.

Os valores de tensão máxima de compressão que se instalam no final da construção são perfeitamente adequados, levando a concluir que se a estrutura ultrapassar as fases de execução não apresentará problemas uma vez em construída. Sendo assim, torna-se relevante equacionar estratégias provisórias, que durante a construção, permitam reduzir os valores máximos de tensão que se instalam. Uma dessas estratégias passa por colocar carga provisória no tabuleiro de forma a contrariar os efeitos das acções mais condicionantes.

4.5.4.DEFORMAÇÕES EM FASE CONSTRUTIVA

A previsão das deformações em fase construtiva constitui uma informação de elevada importância na medida em que permite, por exemplo, determinar as contra-flechas a adoptar para a correcta adequação da obra à geometria pré-definida no projecto ou então fornecer aos projectistas do cimbra informações sobre o comportamento das secções do tabuleiro utilizadas como apoio por essa estrutura. A correcta previsão dessas deformações permite planejar eficazmente todo o processo construtivo. Neste trabalho apresentam-se para várias secções do Tramo_4 gráficos da deformação que se instala na estrutura em função do Passo de Carga. Foi escolhido o Tramo_4 por se considerar representativo da estrutura, no entanto, em sede de projecto a informação recolhida para este tramo seria sem qualquer dificuldade recolhida para outro se assim se entendesse relevante. Realça-se que esta informação apresenta um elevado grau de fiabilidade na medida em que se verificou a inexistência de fendilhação na estrutura. Daí o cálculo, considerando a rigidez do betão, ser bastante realista. Ressalva-se o facto de existir uma imprecisão assumida no cálculo do incremento de deformação que ocorre do Passo de Carga nº 34 para o Passo de Carga nº 35, uma vez que este foi realizado desprezando a contribuição de rigidez do tramo de tabuleiro recém betonado com idade inferior a três dias. Os valores negativos de deslocamento são referentes a deformações descendentes, enquanto os positivos dizem respeito a deformações ascendentes.

Analisou-se a deformação em fase construtiva nas seguintes secções do Tramo_4:

- Secção da extremidade da consola ($x = 278,25 \text{ m}$);
- Secção do meio vão ($x = 225,75 \text{ m}$);
- Secção de aplicação do pórtico de betonagem traseiro do cimbra ($x = 275,75 \text{ m}$);
- Secção de aplicação do pórtico de avanço do cimbra ($x = 210,75 \text{ m}$).

Nas Fig. 4.69 e Fig. 4.70 apresenta-se o deslocamento vertical em função do passo de carga referente às secções da extremidade da consola e do meio vão respectivamente.

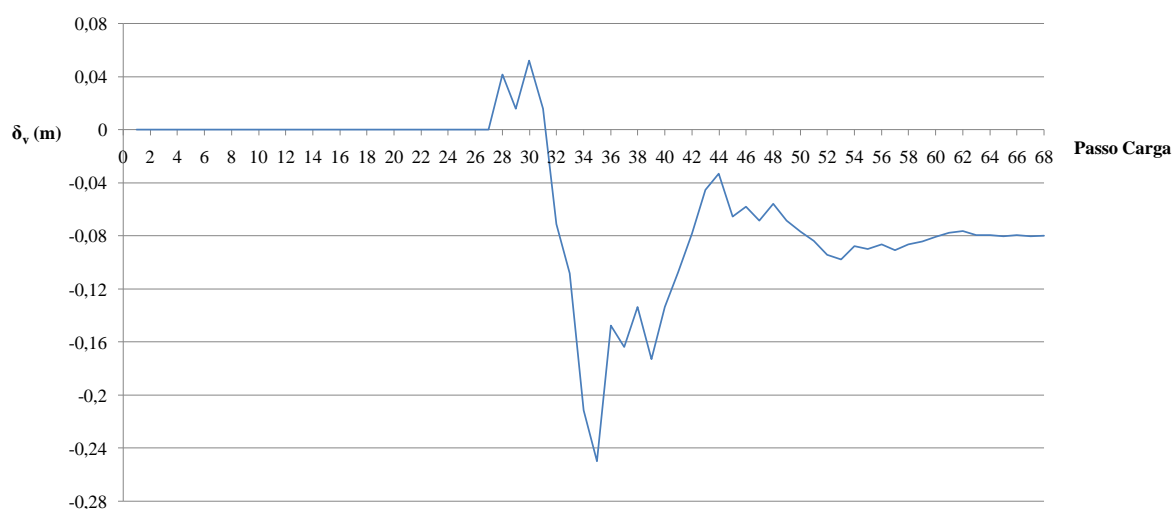


Fig. 4.69. – Variação do deslocamento vertical da ponta da consola.

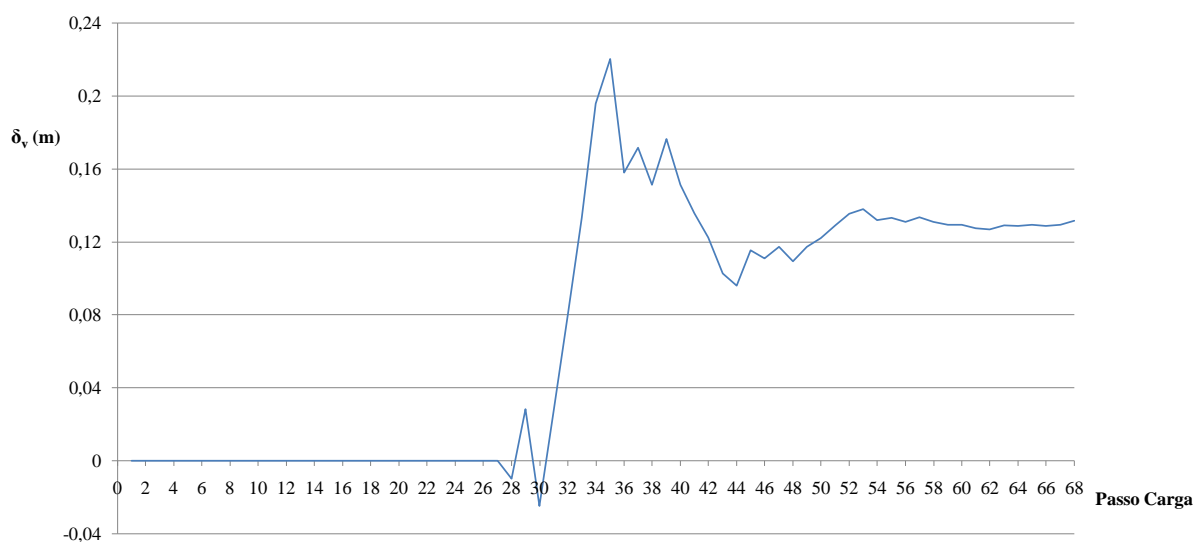


Fig. 4.70. – Variação do deslocamento vertical do meio vão.

Pela análise da Fig. 4.69 conclui-se que o deslocamento da extremidade da consola que se instala no final da construção é da ordem dos 8 cm para baixo. Esta informação é relevante para definir a grandeza da contra-flecha (8 cm para cima) a adoptar, de forma a garantir o cumprimento da geometria definida no projecto.

O deslocamento vertical das secções de apoio do cimbra no tabuleiro deve ser caracterizado com a maior fiabilidade possível. Essa informação deve ser produzida em fase de projecto para assim se planear com elevado rigor o processo construtivo. Na Fig. 4.71 apresenta-se o deslocamento vertical na secção de apoio do pórtico de betonagem traseiro do cimbra no tabuleiro, em função do passo de carga. Na Fig. 4.72 apresenta-se a deformação da secção de apoio do pórtico de avanço do cimbra em função do passo de carga. A caracterização desta última grandeza é de grande importância na medida

em que, durante o avanço do cimbra para a nova posição, tem que se garantir a colinearidade dos seus apoios. Se se verificar que os apoios do cimbra se encontram desalinhados no momento do avanço são impostos à estrutura de suporte vãos que não foram contemplados no seu projecto, levando ao desenvolvimento de uma situação que pode colocar em causa a sua integridade. Em obra esse controlo é feito com recurso a medições topográficas, no entanto, os ajustes possíveis em fase de execução são sempre reduzidos. Por essa razão, em sede de projecto, é necessário prever o valor expectável dessa deformação com alguma fiabilidade.

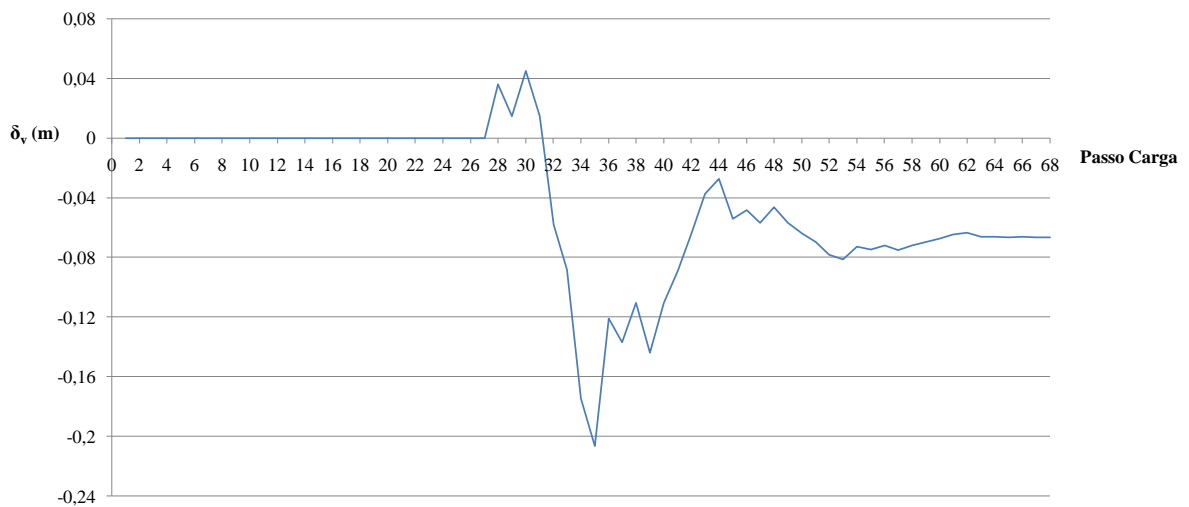


Fig. 4.71. – Variação do deslocamento vertical no local de apoio do pórtico de betonagem.

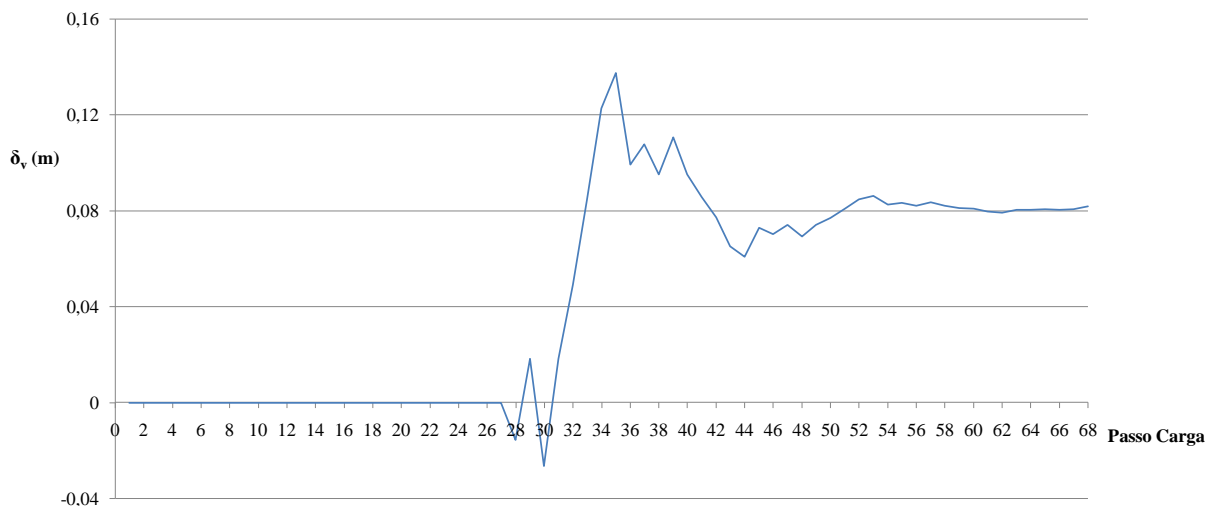


Fig. 4.72. – Variação do deslocamento vertical no local de apoio do pórtico de avanço.

4.5.5.COMPARAÇÃO ENTRE AS ANÁLISES DA ESTRUTURA EM SERVIÇO E EM FASE CONSTRUTIVA

A comparação entre a análise da estrutura considerando o seu esquema estrutural final, em serviço (sem ter em conta o seu faseamento construtivo) e a análise considerando o faseamento construtivo foi produzida tendo em conta a combinação característica de acções regulamentares instalada na estrutura completa e as acções decorrentes da construção aplicadas no sistema estrutural evolutivo. No ponto 5.5.1 demonstrou-se que a tempo infinito, para a carga permanente do peso próprio, a distribuição de momentos flectores resultante do faseamento construtivo, por efeito da redistribuição provocada pelos fenómenos diferidos, se aproxima da distribuição elástica que se instala considerando o esquema estrutural final. Não obstante, não se pode desprezar o facto de que na estrutura realmente se instala o estado de tensão promovido pela fase construtiva, devendo assegurar-se o seu correcto comportamento nessa fase.

A análise produzida neste ponto realizou-se tendo em conta todas as acções aplicadas à estrutura definidas quer em fase construtiva quer em fase de utilização. Em fase de utilização considerou-se que a força de pré-esforço se encontra com o seu valor a tempo infinito instalado. Para isso consideraram-se os seguintes valores para as perdas diferidas de tensão (retracção, fluência e relaxação, respectivamente):

- $\Delta\sigma_{p,s}(t = \infty) = 68835 \text{ kPa}$;
- $\Delta\sigma_{p,c}(t = \infty) = 141926 \text{ kPa}$;
- $\Delta\sigma_{p,r}(t = \infty) = 316,6 \text{ kPa}$ (este valor foi multiplicado por 0,8 antes de ser introduzido no programa).

As envolventes de momento flector e esforço transversal decorrentes de uma análise à estrutura completa com as acções regulamentares aplicadas na sua combinação característica e sem considerar o seu faseamento construtivo apresentam-se nas Fig. 4.73 e Fig. 4.74, respectivamente.

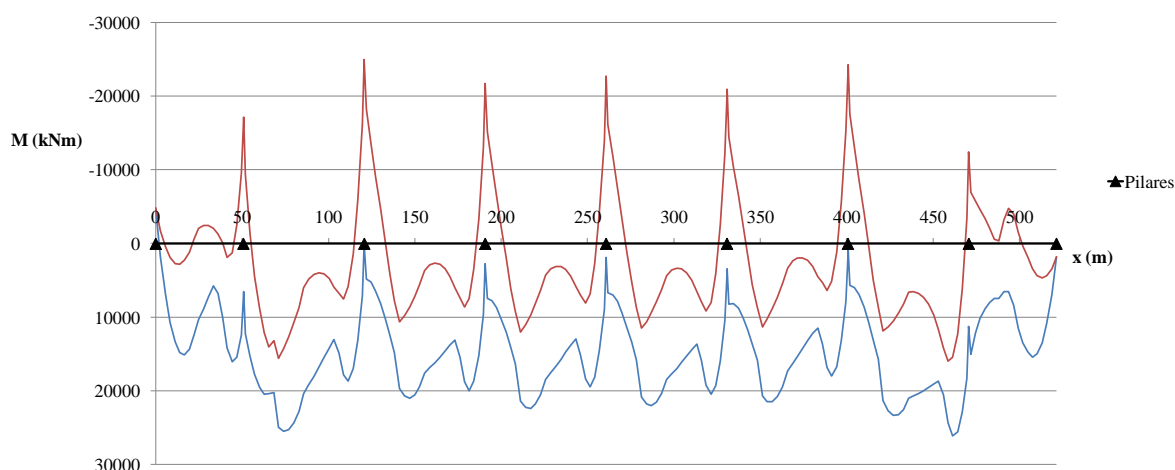


Fig. 4.73. – Envolvente de momento flector.

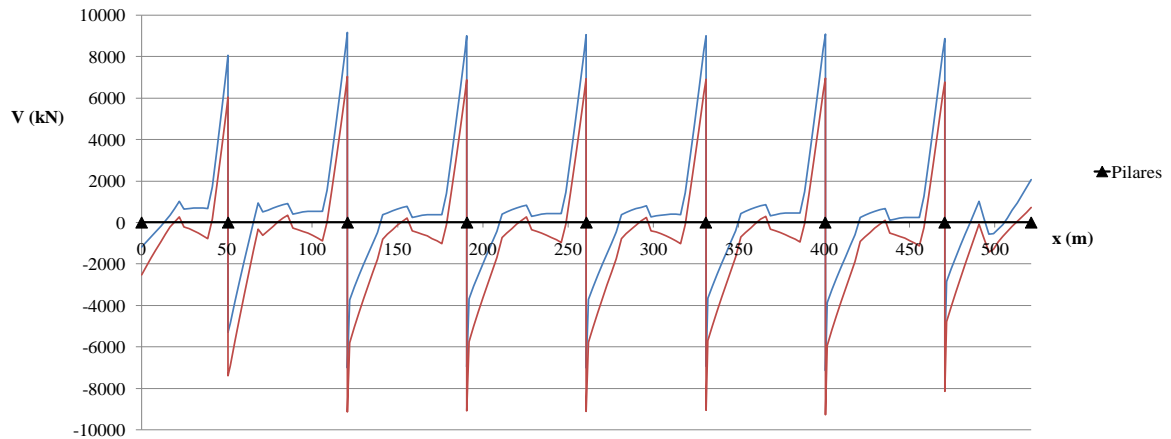


Fig. 4.74. – Envolvente de esforço transverso.

A comparação foi produzida para os limites superior e inferior das envolventes de momentos flectores obtidas para a fase construtiva e para a fase de serviço sem considerar o faseamento construtivo, cuja comparação gráfica se apresenta nas Fig. 4.75 e Fig. 4.76, respectivamente.

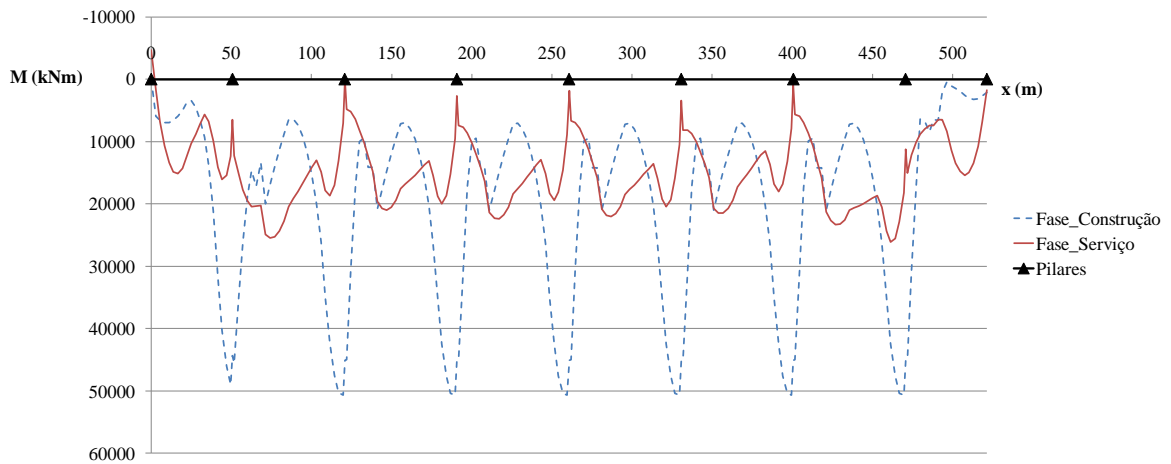


Fig. 4.75. – Comparação dos limites inferiores das envolventes de momento flector para as duas fases.

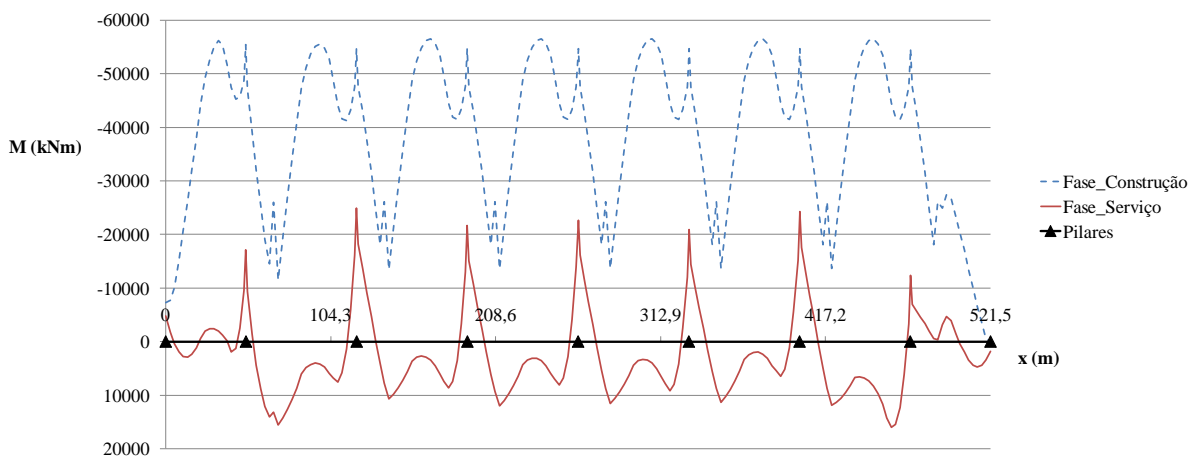


Fig. 4.76. - Comparação dos limites superiores das envolventes de momento flector para as duas fases

Da análise dos diagramas anteriores conclui-se que a diferença entre a envolvente de momentos flectores imposta à estrutura em fase construtiva e em serviço assume valores na ordem dos 60%. Verifica-se também que o sinal do momento flector imposto à secção no decurso da sua construção é por vezes contrário ao que se instalará na fase de utilização da estrutura. Esta situação materializa a necessidade de um efectivo conhecimento do comportamento da estrutura em fase construtiva, de forma a garantir o seu eficiente desempenho.

Em relação à envolvente de tensões de compressão no betão, apresenta-se na Fig. 4.77 para a fibra superior da secção transversal a comparação entre as duas abordagens de cálculo. Na Fig. 4.78 representa-se a mesma comparação mas para a fibra inferior.

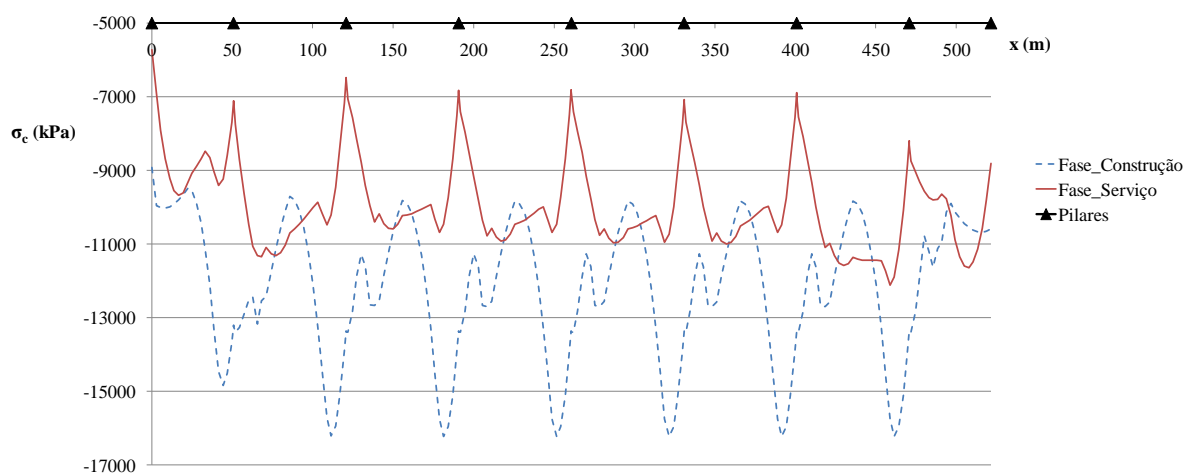


Fig. 4.77. – Tensões de compressão para a fibra superior.

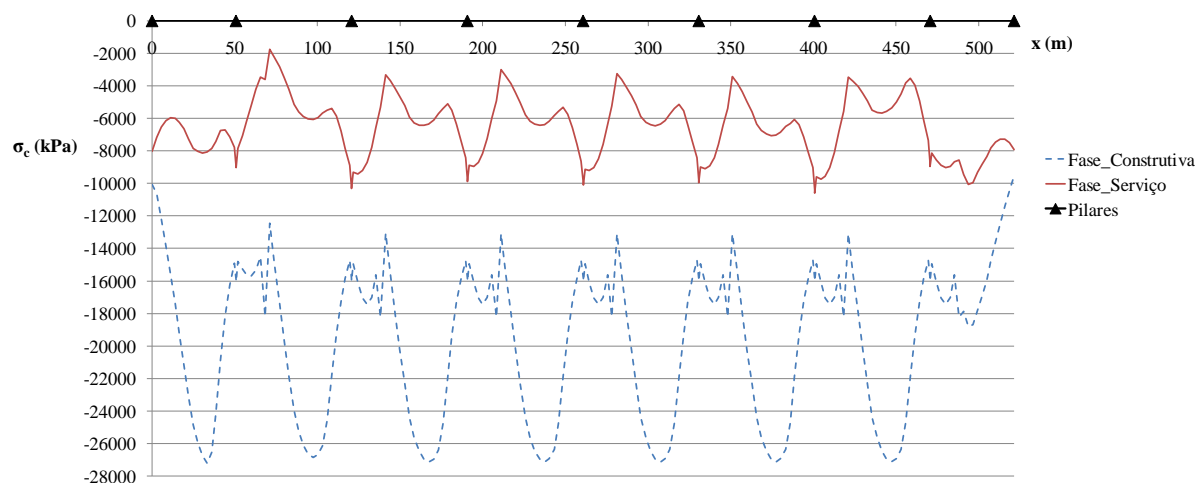


Fig. 4.78. – Tensões de compressão para a fibra inferior.

Observa-se que o limite de tensões de compressão do betão definido para a combinação característica (24 MPa) para uma análise em serviço da estrutura completa é cumprido com bastante folga. Tem-se para as fibras superior e inferior valores máximos de 12 MPa e 10 MPa , respectivamente. No entanto, como já anteriormente referido, instalam-se durante a construção valores de tensão que não cumprem os limites máximos admissíveis. As diferenças obtidas, em termos de valores máximos, da comparação de tensões calculadas pelas duas vias são da ordem dos 25% para a fibra superior e 63% para a fibra inferior.

4.5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise dos resultados obtidos leva a concluir que o comportamento do tabuleiro se encontra adequado face às solicitações de utilização, instalando-se níveis de tensão para a combinação mais crítica bastante longe do valor limite de $0,6 \times f_{ck} (28 \text{ dias}) = 24 \text{ MPa}$.

A estrutura que assume um comportamento perfeitamente adequado em serviço permite que se instale um estado limite em fase construtiva para uma determinada acção decorrente do processo de execução. Esta situação leva a ponderar a necessidade de rever algumas disposições do projecto, uma vez que tem que se garantir o adequado desempenho da estrutura em fase construtiva. Pela análise dos vários resultados verifica-se que o limite de tensões é atingido na fase de aplicação da acção total do pórtico de betonagem. Esta situação não é indiferente ao facto de se tratar de uma ponte de grande vão, uma vez que se constata que por causa dos tramos serem grandes, isso conduzirá a reacções do pórtico de betonagem (com cimbra carregado de betão) elevadas. Como as consolas onde se aplicam as reacções também são mais compridas, os momentos negativos que se desenvolvem nesta fase vêm aumentados. Uma outra questão que se conclui da análise das envolventes produzidas prende-se com a aplicação do pré-esforço. A aplicação da totalidade da força de pré-esforço em fase construtiva em pontes deste tipo pode não ser a melhor solução, porque nesse momento são impostas à estrutura, na região sobre o pilar, momentos flectores positivos bastante fortes e à secção do vão momentos flectores negativos. Estes, quando associados à acção total do pórtico de betonagem, contribuem para elevar os níveis de

esforços aplicados nesta secção (do vão) em fase construtiva, induzindo então o estado de tensão verificado.

Algumas soluções para resolver o problema das tensões máximas de compressão instaladas em fase construtiva na fibra inferior da secção do vão podem ser as seguintes:

- Alteração da espessura da laje de inferior do caixão, aumentando o seu valor;
- Colocação de carga adicional provisória no tabuleiro, num local bem definido, de forma a contrariar os efeitos nefastos decorrentes da construção;
- Revisão da solução de pré-esforço.

CONCLUSÃO

5.1. CONCLUSÕES GERAIS

Após ultrapassar as dificuldades inerentes à modelação do faseamento construtivo de uma ponte de grande vão, construída tramo a tramo com cimbra autolanzável, e tendo em conta que só foi analisado um exemplo real, conclui-se que a metodologia apresentada assim como as simplificações assumidas tornam a abordagem utilizada adequada ao ambiente do projecto.

Para o exemplo estudado conseguiu produzir-se um conjunto de informação que permite planear com elevado rigor o processo construtivo da ponte, nomeadamente indicações necessárias à definição das contra-flechas a adoptar, ou relativas à deformação dos locais de apoio do cimbra no tabuleiro.

Embora o trabalho se tenha centrado na análise de um exemplo concreto, existem algumas considerações que podem fazer-se numa perspectiva mais geral.

A realização deste trabalho permitiu constatar que a modificação do campo de aplicação clássico da metodologia construtiva tramo a tramo se traduz no aparecimento de novos problemas associadas ao processo construtivo que até então não eram considerados por se verificar não serem condicionantes.

A consideração das perdas de pré-esforço devidas aos fenómenos diferidos em fase construtiva, para pontes com características idênticas à estudada, revelou não produzir diferenças assinaláveis na análise. Por esta razão aconselha-se, à falta de um modelo mais sofisticado de tratamento destes efeitos, a sua exclusão da modelação em fase construtiva.

O método construtivo tramo a tramo aplicado a uma ponte de elevado vão pode induzir no tabuleiro um estado limite de utilização em fase construtiva, condicionando por essa via o seu dimensionamento. Esta situação materializa-se pelo facto de que para estruturas deste tipo as diferenças, entre as solicitações em fase construtiva e em fase de utilização da estrutura, se apresentarem elevadas. O caso em estudo permitiu demonstrar este facto e comprovar que um adequado comportamento da ponte face às cargas de serviço (na combinação mais gravosa, sem considerar o faseamento construtivo), não é garantia de uma boa resposta às solicitações que decorrem da fase construtiva.

Com a realização deste trabalho foi possível compreender que a aplicação da força de pré-esforço deve realizar-se com particular precaução. No caso de estudo analisado está definido em projecto que a aplicação do pré-esforço ao tramo recém betonado se fará de uma só vez. Contudo, verifica-se que essa opção potencia o desenvolvimento das elevadas tensões que se atingem em fase construtiva.

A própria solução de pré-esforço em pontes construídas tramo a tramo de grande vão deve ser otimizada tendo em conta o procedimento construtivo e não unicamente o funcionamento da estrutura completa no decurso sua utilização.

Em suma, a aplicação da metodologia construtiva tramo a tramo, quando aplicada a pontes de elevado vão, necessita de um estudo detalhado do seu processo de implementação, idêntico ao realizado de uma forma clássica para o caso das pontes construídas por avanços sucessivos.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como proposta de desenvolvimento futuro ao trabalho realizado sugere-se a possibilidade de efectuar uma comparação entre a informação produzida pela análise computacional e as medições das mesmas grandezas efectuadas em obra, para desta forma se comprovar a fiabilidade dos resultados obtidos.

A incorporação de armaduras passivas na modelação, com o objectivo de melhorar a simulação da redistribuição de esforços que ocorre em fase construtiva por efeito dos fenómenos de fluência e retracção do betão, assume-se como um assunto que talvez possa ser abordado com maior profundidade num futuro próximo.

Um último ponto que se considera de interesse premente prende-se com o estudo dos efeitos, para a estrutura de uma ponte, da ocorrência de uma acção accidental no momento da sua construção. A título exemplificativo referem-se as acções resultantes da rotura/avaria do cimbriço ou de um de sismo.

BIBLIOGRAFIA

1. **P., Pacheco.** *Pré-Esforço Orgânico - Um Exemplo de Sistema Efeitor.* Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto, 1999.
2. **Reis, A.** *Folhas da disciplina de Pontes.* s.l. : Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2002.
3. [Online]
http://www.peri.de/ww/en/projects.cfm/fuseaction/showreference/reference_ID/1630/referencecategory_ID/2.cfm.
4. **Fonseca, A.** *Construção de Pontes - métodos e tecnologias.* Apontamentos de apoio às aulas teóricas da disciplina de Pontes do curso de licenciatura em Engenharia Civil, 1991/92.
5. **MECANOTUBO.** [Online] <http://www.mecanotubo.es/mecanotubo/index.htm>.
6. **Manterola, J.** *Puentes II - Apuntes para su diseño, cálculo y construcción.* Colégio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2006.
7. **Morim, M.** *Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90 m.* Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP, 2008.
8. **BERD.** [Online] <http://www.berd.eu/engine.php?cat=1>.
9. **ENERPAC.** [Online] <http://www.enerpac.com/en/infrastructure/movement-of-world%E2%80%99s-largest-movable-scaffolding-system>.
10. **GEG.** [Online] <http://www.geg.pt>.
11. [Online] <http://www.newcrossing.gov.bm/photo-library/pages/fiji-01.html>.
12. [Online] http://www.klausdierks.com/Namibia_Photos/Namibia_Capriivi.htm.
13. **Moás, L.** *Análise do Tabuleiro de Pontes Construídas pelo Método dos Avanços Sucessivos.* Dissertação de Mestrado, FEUP, 1994.
14. [Online] Fevereiro de 2009. <http://www.flickr.com/photos/jnilsskog/207341814/sizes/l/>.
15. [Online]
<http://media.photobucket.com/image/ponte%20da%20leziria/jani1/novapontecarregado.jpg>.
16. **Ferraz, M.** *Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas.* Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, 2001.
17. *Eurocódigo 2 : Projecto de estruturas de betão - Parte 1 : Regras gerais e regras para edifícios. EN 1992-1-1.*: Comité Europeu para a Normalização (CEN), Abril 2004.
18. **Figueiras, J.** *Dimensionamento de Estruturas de Betão Pré-esforçado.* s.l. : Curso de Formação, 1993.
19. **Marchão, C., Appleton, J.** *Módulo I - Pré-esforço.* s.l. : Betão Armado e Pré-esforçado II Folhas de Apoio às Aulas, Instituto Superior Técnico, 2005/2006.
20. [Online] http://en.structurae.de/files/photos/f001227/externe_vorspannung_i.jpg.
21. **Hanai, J. B.** *Fundamentos do Concreto Protendido.*: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, 2005.
22. **Williams, M., Khan, S.** *Post-Tensioned Concrete Floors.*: Butterworth-Heinemann, 1995.

23. **Alami, B. O.** *Prestressing Losses and Elongation Calculations.*: ADAPT Technical Note, USA, 2004.
24. **Zia, P. et al.** *Estimating Prestress Losses.*: Concrete International, V.1., No. 6, June 1979.
25. **Carvalho, D.** *Estudo da fase de aplicação de pré-esforço em tabuleiros de pontes construídos tramo a tramo.*: Dissertação de Mestrado Integrado, FEUP, Porto, Julho de 2008.
26. **STANDARDIZATION, EUROPEAN COMMITTEE FOR.** *Bases of structural design, EN 1990, Eurocode 0.*: April, 2002.
27. **STANDARDIZATION, EUROPEAN COMMITTEE FOR.** *Design of concrete structures - Part 2-2: Concrete Bridges - Design and detailing rules, EN 1992-2, Eurocode 2.*
28. **Gessing.** *Proyecto de ejecución del viaducto Rio Cabriel - Variante de Cofrentes CN-330 Alicante a Francia.* 2007.
29. **Pacheco, P. et al.** *A tecnologia da protensão orgânica - novas soluções para a construção de pontes de concreto.*: Segundo Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2007.
30. *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes.*: Porto Editora, Porto, 2006.
31. **STANDARDIZATION, EUROPEAN COMMITTEE FOR.** *Actions on structures - Part 1-5: General Actions - Thermal Actions, EN 1991-1-5, Eurocode 1.*
32. **CEB-FIP.** *Model Code for Concrete Structures (MC90) - Final Draft.*: Comité Euro-Internacional du Béton, Lausanne, 1991.
33. **Menn, C.** *Prestressed Concrete Bridges.*: Birkhauser, Basel, 1990.
34. **STANDARDIZATION, EUROPEAN COMMITTEE FOR.** *Actions on structures: Part 1-6: General Actions - Actions during execution, EN 1991-1-6, Eurocode 1.*

ANEXOS

A.1. VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO

A.2. GEOMETRIA DO MODELO

A.1. VALIDAÇÃO DA FERRAMENTA DE CÁLCULO

NOTA PRÉVIA

A modelação que se desenvolveu neste trabalho foi realizada com recurso ao programa de cálculo estrutural SAP2000[®] na sua versão 12.0. As potencialidades deste programa de cálculo permitem afirmar que o seu campo de aplicação fundamental é a situação de projecto e não a investigação. No entanto, foi o programa escolhido pelo autor por permitir um período de adaptação mais curto e possibilitar a implementação dos procedimentos apresentados de uma forma rápida e eficiente no processo corrente de projecto de pontes de betão armado pré-esforçado construídas tramo a tramo efectuado pelos gabinetes de especialidade.

Neste capítulo serão brevemente descritos os aspectos de cálculo que são considerados pelo programa referido e são também abordadas as acções e combinações de acções utilizadas no cálculo de uma ponte.

MODELAÇÃO

ESTRUTURA

O programa utilizado permite a modelação da estrutura da ponte em elementos finitos de barra com secção em caixão de inércia variável. É possível ainda simular a variação de espessura das lajes do caixão no caso de ser necessário. Na Fig. A1.1 apresenta-se o modelo de uma ponte realizada no programa.

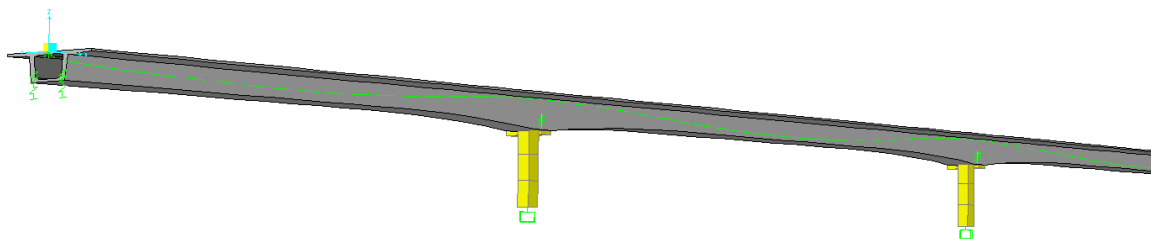


Fig. A1.1. – Modelo da ponte realizado em SAP2000[®].

A estrutura foi modelada com secções constituídas unicamente por betão. Se a metodologia apresentada se centrar numa análise a uma estrutura já projectada o facto de desprezar as armaduras passivas é uma simplificação. No entanto, se no tabuleiro se observar a existência de um baixo nível de tensões de tracção a simplificação de desprezar as armaduras passivas não introduz erros relevantes e permite a realização de modelos menos pesados do ponto de vista computacional. Em sede de projecto é corrente esta prática quando se efectuam análises lineares elásticas.

VARIAÇÃO DAS PROPRIEDADES DO BETÃO NO TEMPO

A modelação realizada permite ter em consideração a evolução das propriedades do material com o tempo de forma automática, nomeadamente no que diz respeito ao módulo de elasticidade, coeficiente de fluência e retracção. Neste ponto clarificam-se algumas limitações e simplificações associadas à modelação de alguns destes fenómenos.

Evolução do coeficiente de fluência

A forma de obter a deformação por fluência encontra-se descrita no terceiro capítulo. O modelo implementado no programa de cálculo que traduz a evolução do coeficiente de fluência é, contudo, o existente no Model Code 90 [32]. No entanto, as diferenças entre as duas metodologias são, na opinião do autor, desprezáveis. Inclusivamente é sabido que a formulação do Eurocódigo 2 é baseada na do Model Code 90. Na Fig. A1.2 apresenta-se para as mesmas: secção, condição de humidade, temperatura e estado de tensão, a evolução do coeficiente de fluência no tempo obtido pelas duas abordagens.

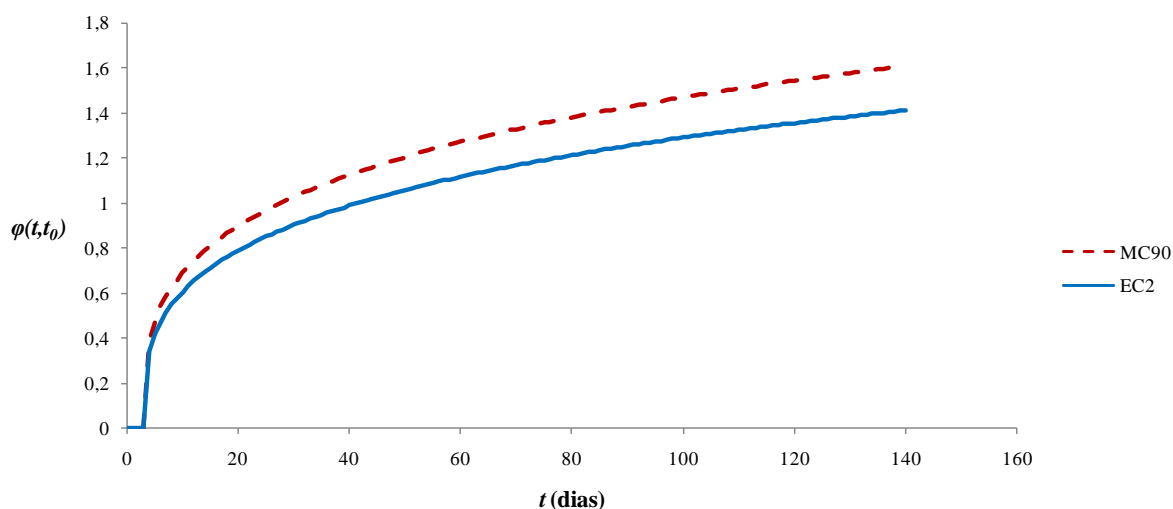


Fig. A1.2. – Evolução do coeficiente de fluência.

A razão pela qual se clarificou previamente esta questão prende-se com o facto de que o cálculo das perdas diferidas de pré-esforço causadas pela fluência do betão ter sido realizado com recurso ao modelo do Eurocódigo 2 [17] (apresenta-se adiante a explicação de como se procedeu a esse cálculo). No entanto, os resultados obtidos, tendo em conta a redistribuição de esforços e variação de deformações motivados por fluência, foram automaticamente processados pelo programa sendo que o modelo de fluência que lhes está subjacente é o do Model Code 90 [32]. Entendeu-se que pela semelhança evidenciada pelos dois modelos não se introduz erro assinalável na análise.

A fluência real assume por vezes leis de variação muito diferentes das dadas pelos modelos teóricos, uma vez que se encontra muito dependente da inserção concreta da obra. O âmbito deste trabalho não se centra no estudo dos efeitos diferidos em fase construtiva, sendo, no entanto, relevante traduzir nos modelos os efeitos do comportamento diferido dos materiais. Considerou-se que o nível de rigor se encontra adequado ao tipo de análise pretendida.

FASEAMENTO CONSTRUTIVO

A modelação do faseamento construtivo da ponte estudada de betão armado pré-esforçado construída tramo a tramo realizou-se com recurso ao programa SAP2000[®]. Em seguida apresenta-se um exemplo simples que permite validar o programa para o cálculo de uma estrutura considerando o seu faseamento construtivo.

A estrutura modelada consiste numa viga de dois tramos com vãos de dez metros que se calculou considerando quer a evolução estrutural quer a evolução das propriedades do betão. Numa primeira fase considerou-se uma parte da estrutura com cerca de quinze metros, simulando a construção de um tramo, que entrou em funcionamento aos três dias de idade do betão. Posteriormente adicionou-se a restante estrutura, aos dezasseis dias de idade do betão, simulando então a conclusão da construção. Este novo troço da estrutura também se considerou que entrou em funcionamento aos três dias de idade do betão.

A resposta da estrutura em termos de esforços considerando a sua evolução estrutural e a evolução de rigidez do betão foi obtida para a acção peso próprio, desprezando efeitos diferidos de outra natureza.

A estrutura possuiu as seguintes características:

- Viga hiperestática, em betão C40/50 ($f_{cm} = 48$ MPa), com 20 metros de comprimento e vãos de 10 metros;
- Secção rectangular constante, com altura de 0,8 metros e largura de 0,3 metros;
- Primeira fase de construção com extensão de 15 metros e ultimo troço com extensão de 5 metros;
- A estrutura possui um apoio duplo e dois apoios simples.

Na Fig. A1.3 apresenta-se a estrutura modelada no programa SAP2000®.

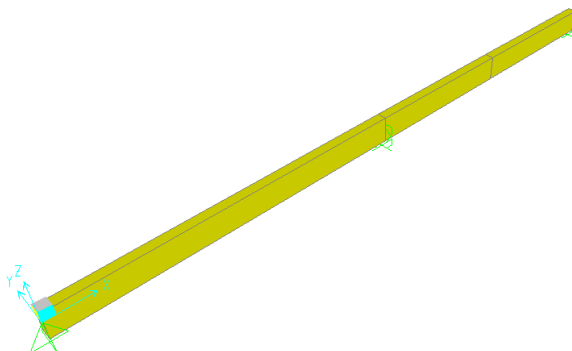


Fig. A1.3. – Estrutura utilizada para validar o cálculo do faseamento construtivo.

Produziu-se também um modelo semelhante em Ftool que foi utilizado para desenvolver o cálculo por outra via e permitir a comparação final. Esse modelo consistiu na realização de duas estruturas como se representa na Fig.A1.4.



Fig.A1.4. – Primeira fase de execução a) e fase final b).

O cálculo realizado utilizando o programa SAP2000® desenvolveu-se de forma totalmente automática estando subjacentes os modelos de evolução do módulo de elasticidade referenciados anteriormente.

No caso do cálculo realizado com o programa Ftool e apoio de folhas de cálculo, procurou simular-se a situação de construção desenvolvendo um cálculo em duas fases. Em primeiro lugar calculou-se a estrutura a) da Fig.A1.4, admitindo que no momento do cálculo esta possui uma rigidez proporcionada

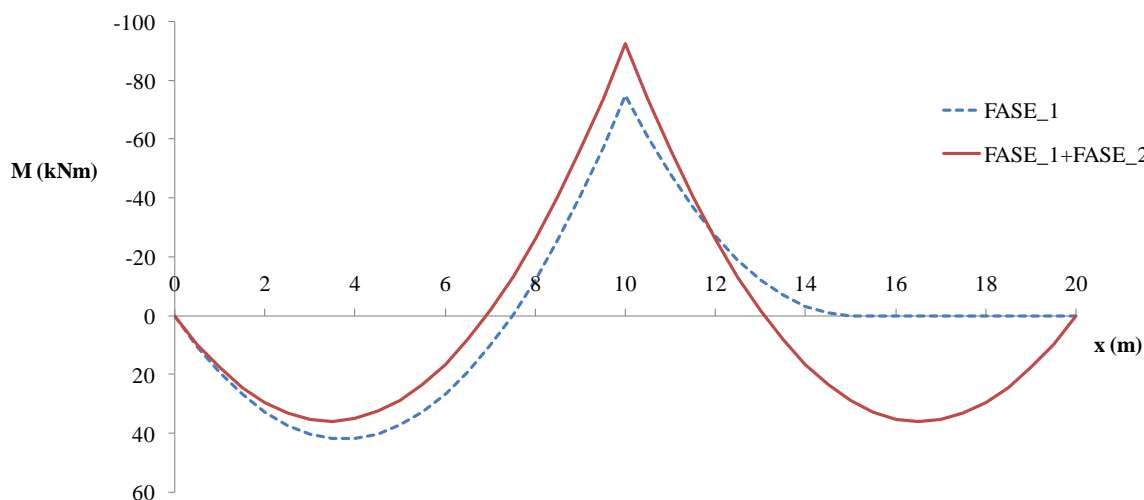
por um betão com três dias de idade. Numa segunda fase realizou-se o cálculo da estrutura b) da mesma Fig.A1.4, considerando a acção unicamente aplicada no troço final de 5 metros. A envolvente de esforços, considerando a fase construtiva, resultou da soma dos diagramas elásticos destas duas fases para toda a estrutura. Note-se que se considerou que o troço final só se adicionará à estrutura 16 dias depois do primeiro e será calculado considerando uma resistência para o betão que o compõe igual à de um betão com três dias de idade. Na Tabela A1.5 apresenta-se o módulo de elasticidade de cada troço de estrutura em cada fase de cálculo.

Tabela A1.1. – Módulos de elasticidade do betão utilizados no cálculo manual.

	FASE_1	FASE_2
Troço 1 (15 m)	$E_{cm} (3d) = 30 \text{ GPa}$	$E_{cm} (19d) = 34,4 \text{ GPa}$
Troço 2 (5 m)	-	$E_{cm} (3d) = 30 \text{ GPa}$

O modelo utilizado no cálculo do módulo de elasticidade para as idades apresentadas foi o apresentado no capítulo 3.

Os resultados obtidos pelo programa SAP2000[®], em termos de momentos flectores, apresentam-se na Fig. A1.5.

Fig. A1.5. – Diagramas de momento flector obtidos com SAP2000[®].

Os resultados obtidos pelo método manual, com apoio do Ftool e folhas de cálculo, permitiram obter os diagramas de momento flector apresentados na Fig. A1.6.

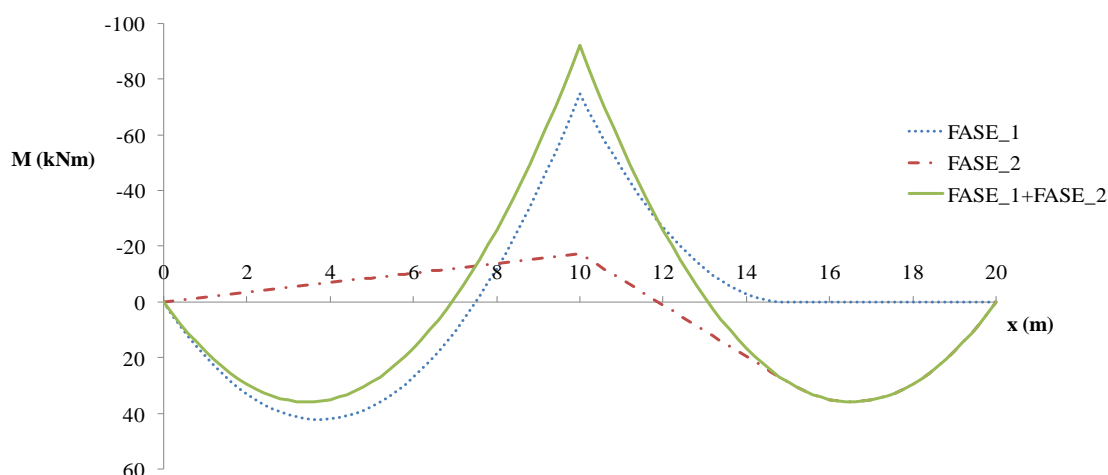


Fig. A1.6. – Diagrama de momento flector obtido pela via manual.

Na Tabela A1.2 apresentam-se os resultados obtidos para algumas secções assim como a respectiva diferença entre as duas metodologias.

Tabela A1.2. - Comparação entre as duas metodologias

Momento flector (kNm)			
x (m)	SAP2000®	Via manual	Diferença (%)
4	34,85	35,10	0,71
10	-92,47	-92,30	- 0,18
16	35,01	35,10	0,26

As duas abordagens conduzem a resultados semelhantes, pelo que assim se verifica a potencialidade de utilizar o cálculo completamente automático tendo em consideração o faseamento construtivo com o programa SAP2000®.

PRÉ-ESFORÇO

A modelação do pré-esforço seguiu a metodologia e fundamentação teórica do método das cargas equivalentes, apresentado no terceiro capítulo.

O programa utilizado permite definir a geometria do cabo de pré-esforço, definir as zonas de ancoragem, tipos de ancoragem e tratar as perdas de tensão de forma automática. Este tipo de modelação da força de pré-esforço despreza a contribuição da armadura de pré-esforço para a rigidez da estrutura da ponte. Neste ponto realizou-se um modelo de uma viga pré-esforçada para a qual se trataram as cargas equivalentes e perdas de pré-esforço por duas vias distintas, uma com o apoio de folhas de cálculo e da ferramenta Ftool (abordagem manual) e outra com recurso ao programa SAP2000® (abordagem automática). Da comparação das duas resultou a validação do programa.

A estrutura modelada nesta secção apresenta as seguintes características:

- Viga hiperestática em betão C40/50 com 30 metros de comprimento e vãos de 20 e 10 metros;
- Secção em T, constante, com as dimensões representadas na Fig. A1.7;
- Dois apoios simples e um apoio duplo;
- Pré-esforçada.

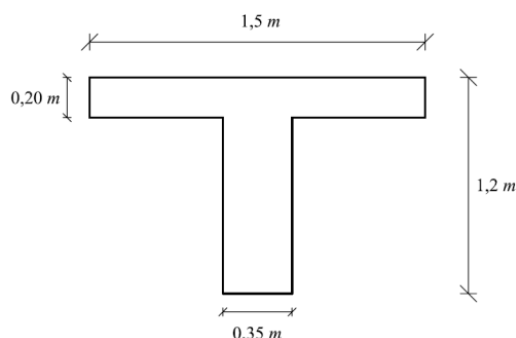


Fig. A1.7. – Secção da viga teste.

Na Fig. A1.8 apresenta-se o esquema estrutural utilizado no cálculo.



Fig. A1.8. – Esquema estrutural utilizado no cálculo com cabo de pré-esforço e respectivo cabo.

Cargas equivalentes ao pré-esforço

O traçado do cabo de pré-esforço apresenta-se analiticamente definido, ao longo do desenvolvimento L da peça, pelas equações apresentadas na Tabela A1.3. Estas equações foram obtidas dividindo o cabo em vários troços e admitindo o início desses troços em pontos de declive nulo. Esta divisão permitiu a utilização de referenciais locais.

Tabela A1.3. – Equações que definem os vários troços do cabo.

L (m)	[0 – 8,13]	[8,13 – 16,36]	[16,36 – 20]	[20 – 20,7]	[20,7 – 30]
Equação	$y = 0,01024x^2$	$y = 0,01024x^2$	$y = 0,02312x^2$	$y = 0,02312x^2$	$y = 0,0323x$

Pela expressão (3.33.), determinam-se as cargas equivalentes transmitidas pelo cabo de pré-esforço à estrutura. Na Fig. A1.9 representa-se o conjunto de cargas equivalentes à acção de pré-esforço para uma força de $P = 1000 \text{ kN}$.

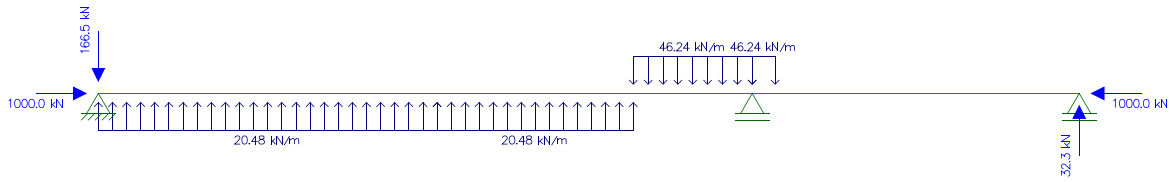


Fig. A1.9. – Diagrama de cargas equivalentes ao pré-esforço.

A distribuição das acções equivalentes ao longo do comprimento da viga apresenta-se na Tabela A1.4.

Tabela A1.4. – Cargas equivalentes transmitidas ao longo do comprimento do cabo.

L (m)	[0 – 16,36]	[16,36 – 20,7]
q (kN/m)	20,48	- 46,24

Na região das ancoragens as acções aplicadas à estrutura vêm dadas pelas considerações apresentadas na Fig. 3.6. Na Tabela A1.5 apresentam-se as acções que se desenvolvem tanto na ancoragem situada na extremidade direita como na esquerda (atente-se na Fig. A1.9 para a definição das extremidades esquerda e direita).

Tabela A1.5. – Cargas equivalentes concentradas na região das ancoragens.

Extremidade	Esquerda	Direita
Q_x (kN)	1000	- 1000
Q_y (kN)	-166,5	32,3

Os diagramas de momentos flectores que se instalam na estrutura em resultado, quer das acções equivalentes definidas na Fig. A1.9, quer do cálculo automático com o programa SAP2000® apresentam-se na Fig. A1.10.

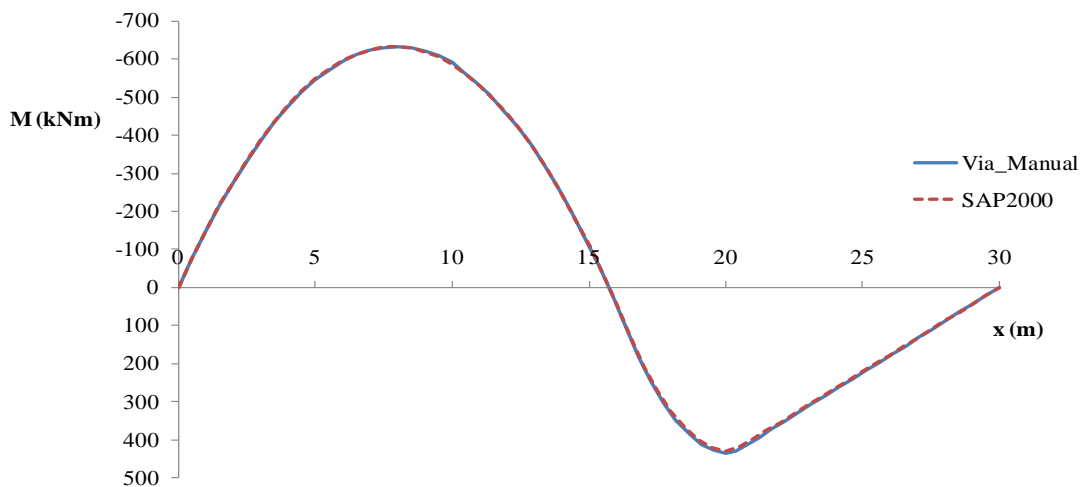


Fig. A1.10. – Comparação do momento flector devido ao pré-esforço obtido pelas duas vias de cálculo.

As diferenças encontradas entre as duas abordagens são mínimas, como se constata pela observação da Fig. A1.10. Na Tabela A1.6 apresenta-se a diferença em termos percentuais entre os resultados obtidos pelas duas vias para algumas secções da estrutura.

Tabela A1.6. – Comparação entre as duas abordagens para análise das cargas equivalentes.

Momento flector (kNm)			
x (m)	SAP2000®	Via manual	Diferença (%)
8	-633,45	- 632,20	- 0,20
20	430,77	435,70	1,13
25	221,35	220	- 0,61

A força de pré-esforço instalada na peça foi controlada tendo em conta o diagrama de esforço axial. No caso da estrutura modelada pela via manual, o esforço axial instalado na peça é constante, de compressão e igual a 1000 kN. No entanto, para a estrutura modelada em SAP2000® verificam-se ligeiras variações no esforço axial resultantes da variação de inclinação do cabo. Pela grandeza dessas diferenças considerou-se essa variação desprezável, o que possibilita o controlo do nível de pré-esforço na peça pelo seu diagrama de esforço axial. Na Fig. A1.11 representam-se os diagramas de esforço axial obtidos com o programa SAP2000® e pela via manual.

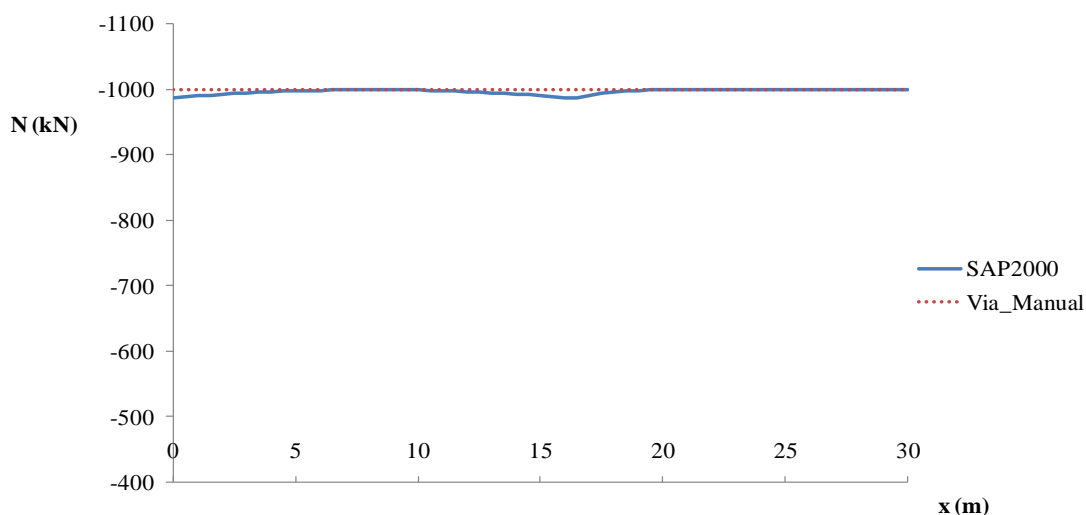


Fig. A1.11. – Diagrama de esforço axial na estrutura.

Perdas instantâneas de pré-esforço

A metodologia utilizada para proceder ao cálculo das perdas instantâneas de pré-esforço baseou-se na fundamentação teórica apresentada no capítulo 3 e processou-se pela seguinte ordem: em primeiro lugar, calcularam-se as perdas de tensão devidas ao atrito e ajuste dos órgãos de ancoragem e, no final, realizou-se o cálculo da perda de tensão produzida por encurtamento elástico instantâneo do betão.

O cálculo das perdas instantâneas devidas ao atrito e ajuste dos órgãos de ancoragens para a viga pré-esforçada realizou-se tendo em conta uma força máxima na secção de esticamento de $P_{max} = 3000 \text{ kN}$ e as seguintes grandezas:

- Área de aço de pré-esforço = 20 cm^2 ;
- $k = 0,01$
- $\mu = 0,2$
- $\Delta s = 5 \text{ mm}$

Na Fig. A1.12 apresenta-se o diagrama de tensão na armadura, afectado da perda por atrito, ao longo do desenvolvimento da viga e calculado manualmente.

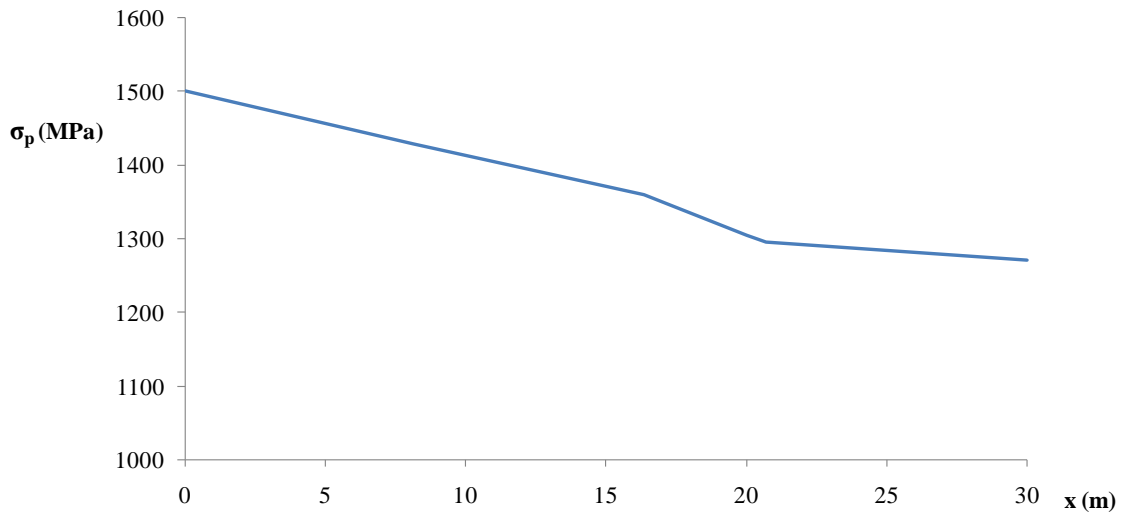


Fig. A1.12. – Diagrama de tensão na armadura de pré-esforço.

O cálculo do comprimento de influência do ajuste dos órgãos de ancoragem realizou-se por aplicação da expressão (3.51.), tendo em conta os valores de tensão apresentados na Tabela A1.7, extraídos da Fig. A1.12.

Tabela A1.7. – Valores de tensão para o troço inicial de inclinação constante.

x (m)	Tensão (MPa)	Variável
0	1500	σ_0
15	1370,22	σ_1

$$a = \sqrt{\frac{5 \times 10^{-3} \times 195 \times 10^6}{\frac{(1500 \times 10^3 - 1370,22 \times 10^3)}{15}}} = 10,62 \text{ m}$$

Verifica-se que o comprimento de influência calculado se faz sentir no troço de inclinação constante do diagrama de pré-esforço como é evidente na Fig. A1.13, logo, a metodologia aplicada é válida.

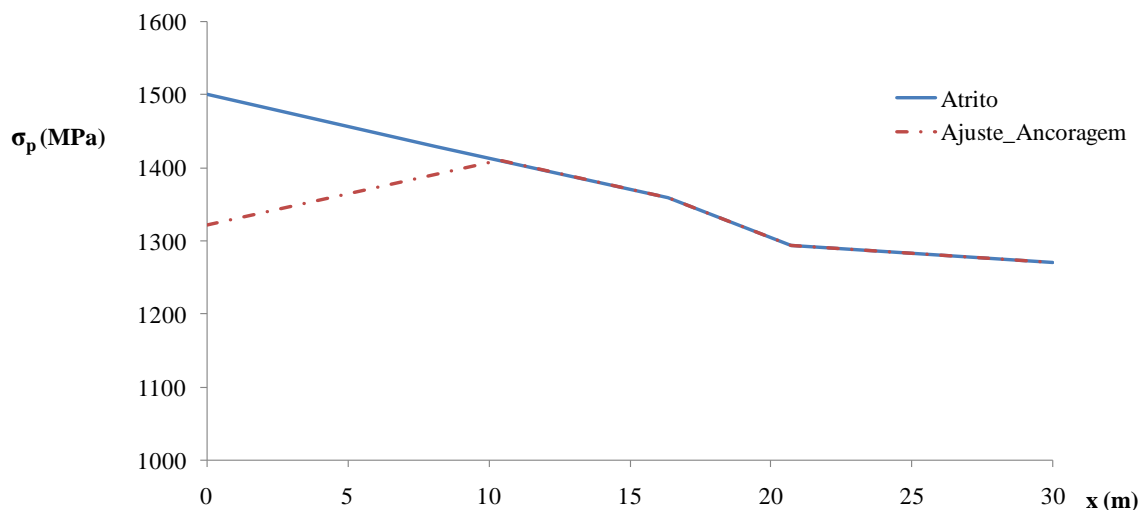


Fig. A1.13. – Diagrama de pré-esforço tendo em conta o ajuste dos órgãos de ancoragem.

Na Fig. A1.14 apresenta-se o gráfico da tensão na armadura de pré-esforço obtido com recurso ao programa SAP2000[®] considerando as perdas instantâneas devidas ao atrito e ajuste das ancoragens.

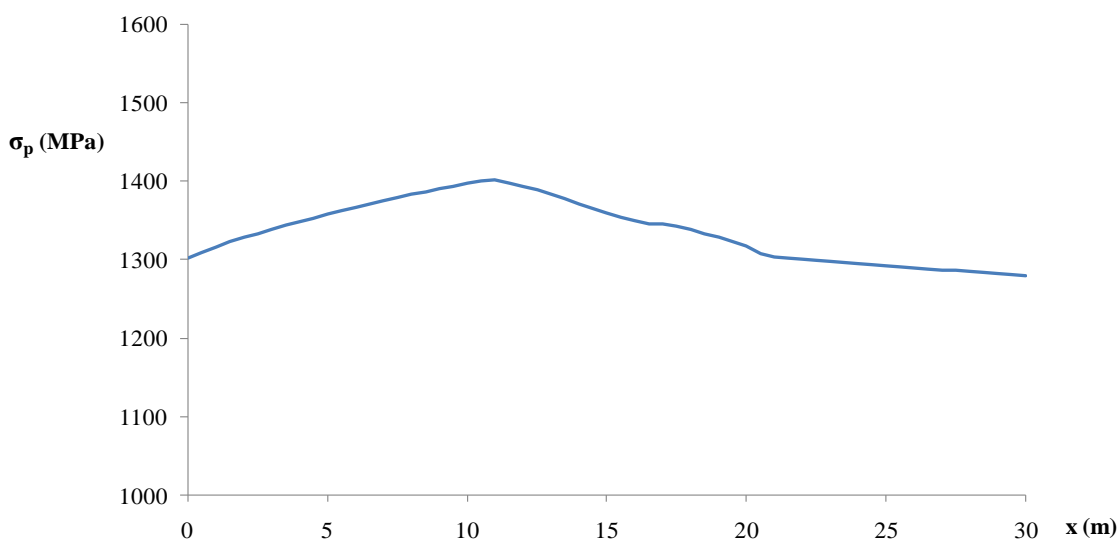


Fig. A1.14. – Diagrama de pré-esforço obtido com o programa de cálculo automático.

Na Tabela A1.8 procedeu-se a uma comparação entre os valores de tensão obtidos pelas duas vias para algumas secções, após o tratamento das perdas instantâneas por atrito e ajuste das ancoragens. Pela observação das diferenças entre as duas abordagens conclui-se a adequação do programa para o tratamento das perdas instantâneas por atrito e ajuste de ancoragens.

Tabela A1.8. – Tensão na armadura de pré-esforço em MPa obtida pelas duas vias de cálculo.

x (m)	SAP2000®	Via manual	Diferença (%)
0	1301,76	1320,76	1,40
5	1357,74	1364,03	0,46
10	1397,10	1407,30	0,72
15	1359,63	1370,22	0,77
20	1316,70	1304,30	- 0,95
25	1291,98	1287,75	- 0,32
30	1279,12	1269,93	- 0,72

Pela análise do diagrama representado na Fig. A1.14 consegue definir-se que o comprimento $a \approx 11 m$, é muito similar, portanto, ao calculado analiticamente.

Para finalizar o tratamento das perdas instantâneas de pré-esforço resta analisar a devida à deformação elástica do betão. Como se viu no capítulo 3 esta perda só se manifesta quando se procede ao esticamento de múltiplos cabos. No exemplo realizado simulou-se o esticamento de 2 cabos idênticos de pré-esforço.

O cálculo da perda por deformação elástica do betão, mesmo utilizando o programa SAP2000®, não foi realizado de forma automática. Foi necessário realizar um conjunto de folhas de cálculo com o objectivo de calcular a perda média de tensão instalada na armadura de pré-esforço e fornecer esse dado ao programa de cálculo automático.

Na Tabela A1.9 são apresentados os valores de tensão no betão ao nível das armaduras de pré-esforço, calculados para a viga teste desenvolvida, em várias secções. Apresenta-se ainda a respectiva tensão média aplicada.

Tabela A1.9. – Tensão no betão ao nível da armadura de pré-esforço.

x (m)	σ_c (MPa)
0	- 4,06
5	- 10,91
10	- 12,72
15	- 4,21
20	- 5,94
25	- 4,82
30	- 3,91

A tensão média instalada no betão ao nível da armadura de pré-esforço é: $\overline{\Delta\sigma_{c,p}} = -6,65 MPa$.

Pela expressão (3.66.) a perda de tensão toma o seguinte valor:

$$\Delta\sigma_p = 195 \times 10^6 \times \frac{2-1}{2 \times 2} \times \frac{(-6,65 \times 10^3)}{30 \times 10^6} = -10806,25 \text{ kPa}$$

O valor da perda de tensão foi então introduzido no programa de cálculo automático SAP2000® e produziu-se o diagrama de pré-esforço apresentado na Fig. A1.15, onde se representam duas séries de valores: uma em que não se considerou o efeito da deformação elástica e outra em que esse efeito foi introduzido.

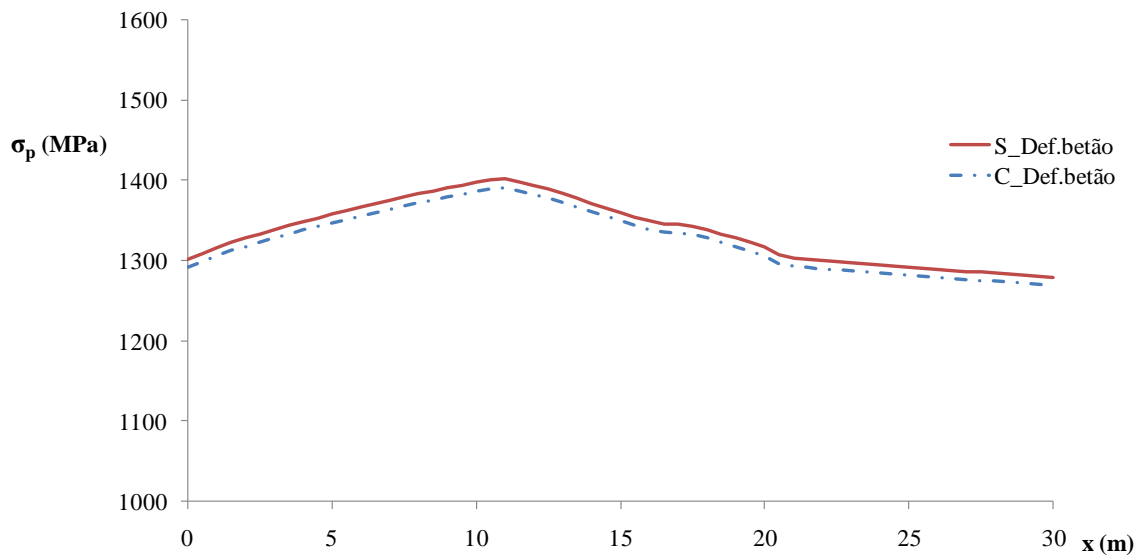


Fig. A1.15. – Diagrama de pré-esforço obtido automaticamente considerando a totalidade das perdas imediatas.

TEMPERATURA

Para verificar a capacidade de modelação dos efeitos térmicos do programa SAP2000® realizou-se um modelo simples de uma estrutura hiperestática e aplicou-se um diferencial térmico positivo $\Delta t = 10,5^\circ C / m$ (graus Celsius por metro). Realizou-se o cálculo deste modelo por duas vias distintas.

As características da secção da estrutura modelada e do material utilizado são as seguintes:

- $A = 6,41 m^2$
- $I_x = 5,13 m^4$
- $E_c = 35 MPa$

O esquema estrutural adoptado no cálculo foi o representado na Fig. A1.16, o qual possui um comprimento de 140 metros com vãos iguais de 70 metros.



Fig. A1.16. – Estrutura utilizada para verificar modelação da acção térmica.

O resultado em termos de diagrama de momentos flectores obtido pelas duas vias apresenta-se na Fig. A1.17, pela qual se concluí a perfeita adequação do programa ao tratamento do efeito térmico na estrutura da ponte.

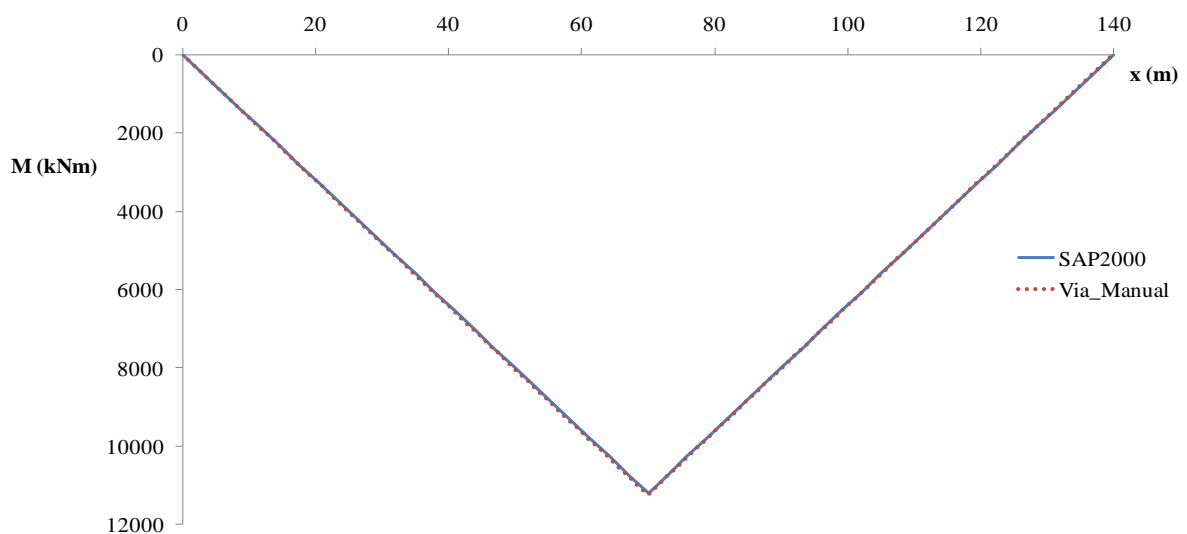


Fig. A1.17. – Diagrama de momentos resultante da acção térmica calculado pelas duas vias.

CARGAS MOVEIS

A modelação do veículo tipo regulamentar e da sobrecarga de faca realizou-se de forma automática, com recurso ao programa SAP2000®, tendo-se obtido envolventes de esforços. Com o objectivo de validar a envolvente de momento flector de uma carga móvel na estrutura produzida pelo programa, mais especificamente os seus valores máximos, procedeu-se a uma verificação utilizando a linha de influência de momentos flectores num modelo simples em que se simulou a actuação de uma carga móvel com 100 kN.

A estrutura possuiu as seguintes características:

- Viga hiperestática, em betão C40/50 ($f_{cm} = 48 \text{ MPa}$), com 20 metros de comprimento e vãos de 10 metros;
- Secção rectangular constante, com altura de 0,8 metros e largura de 0,35 metros;
- A estrutura possui um apoio duplo na extremidade esquerda e dois apoios simples.

Na Fig. A1.18 apresenta-se a linha de influência de momentos flectores na secção do apoio central.

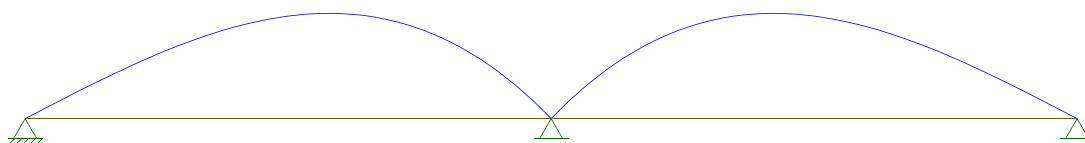


Fig. A1.18. – Linha de influência do momento flector no apoio central.

Verifica-se que a máxima ordenada dessa linha de influência se situa a 5,88 m do apoio duplo que existe na extremidade esquerda. A colocação da carga de 100 kN nessa secção produziu o momento flector de - 96,2 kNm sobre o apoio intermédio.

O programa de cálculo SAP2000[®] permite obter de forma automática uma envolvente de esforços que traduz o efeito da carga móvel em todas as secções da estrutura. Na Fig. A1.19 apresenta-se essa envolvente para o exemplo em estudo.

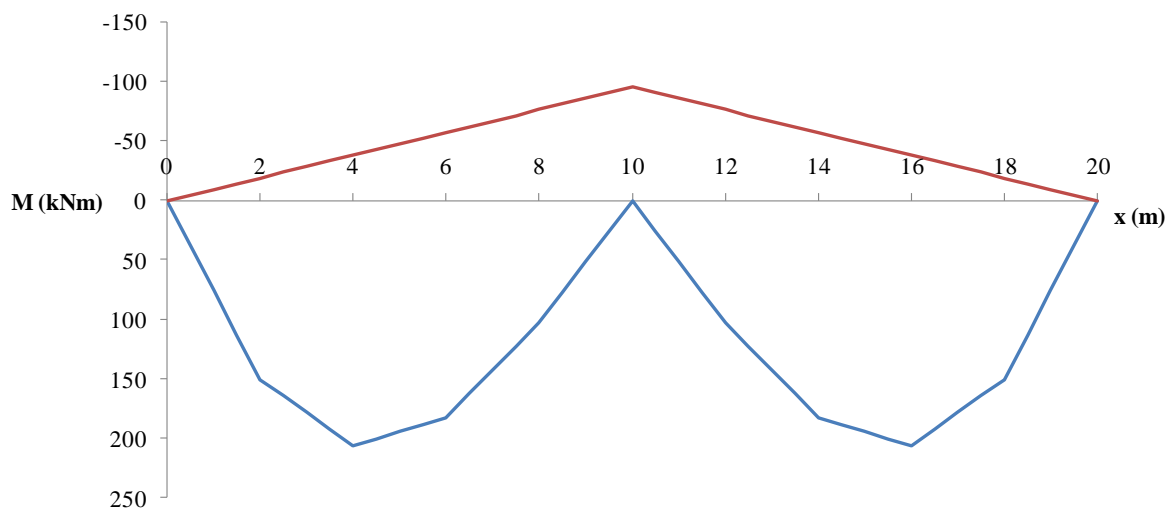


Fig. A1.19. – Envolvente de momento flector devido à carga móvel obtida pelo SAP2000[®].

O valor da envolvente no apoio intermédio é - 95,52 kNm, o que, face ao valor obtido com recurso à linha de influência, representa uma diferença de 0,7%. Conclui-se, portanto, a adequação do programa de cálculo automático para o cálculo deste tipo de carregamentos móveis.

A.2. GEOMETRIA DO MODELO

Neste anexo definem-se algumas grandezas relevantes para a realização do modelo de cálculo.

Nas Tabela A2.1, Tabela A2.2 e Tabela A2.3 apresentam-se as coordenadas relativas ao traçado do cabo de pré-esforço para cada tramo.

Tabela A2.1.- Geometria do cabo de pré-esforço: Tramo_1

x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
0	0,925	23	1,629	46	0,49
1	0,983	24	1,624	47	0,46
1,9	1,035	25	1,614	48	0,438
3	1,097	26	1,599	49	0,424
4	1,15	27	1,579	50	0,42
5	1,201	28	1,554	51	0,424
6	1,248	29	1,524	52	0,437
7	1,293	30	1,489	52,46	0,446
8	1,335	31	1,448	53	0,458
9	1,375	32	1,403	54	0,487
10	1,411	33	1,353	55	0,522
11	1,445	34	1,297	56	0,563
12	1,476	35	1,237	57	0,611
13	1,504	36	1,172	59,035	0,723
14	1,529	37	1,101	60	0,783
15	1,551	38	1,026	61	0,848
16	1,571	39	0,945	62	0,917
17	1,588	40	0,86	63	0,988
18	1,602	41	0,776	64	1,061
19	1,613	42	0,702	65	1,136
20	1,621	43	0,636	66	1,212
21	1,627	44	0,578	67,5	1,325
22	1,63	45	0,53	68,25	1,325
22,5	1,63				

Tabela A2.2.– Geometria do cabo de pré-esforço: Tramo_2 a Tramo_7.

x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
0	1,325	24	1,985	48	0,489
1	1,401	25	1,953	49	0,462
2	1,476	26	1,917	50	0,441
2,5	1,514	27	1,876	51	0,428
3	1,551	28	1,831	52	0,421
4	1,622	29	1,781	52,5	0,42
5	1,687	30	1,727	53	0,421
6	1,747	31	1,668	54	0,43
7	1,803	32	1,605	54,96	0,446
8	1,853	33	1,537	56	0,471
9	1,898	34	1,465	57	0,503
10	1,939	35	1,388	58	0,542
11	1,974	36	1,307	59	0,586
12	2,004	37	1,221	60	0,636
13	2,029	38	1,131	61	0,692
14	2,049	38,5	1,084	61,535	0,723
15	2,064	39	1,037	63	0,815
16	2,074	40	0,949	64	0,882
17	2,079	41	0,868	65	0,952
17,5	2,08	42	0,794	66	1,024
18	2,079	43	0,726	67	1,098
19	2,075	44	0,665	67,5	1,136
20	2,066	45	0,611	68	1,174
21	2,052	46	0,563	69	1,249
22	2,034	47	0,522	70	1,325
23	2,012				

Tabela A2.3.– Geometria do cabo de pré-esforço: Tramo_8.

x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
0	1,325	18	1,54
1	1,365	19	1,517
2	1,406	20	1,49
2,5	1,426	21	1,46
3	1,446	22	1,428
4	1,486	23	1,393
5	1,524	24	1,355
6	1,558	25	1,315
7	1,588	26	1,271
8	1,61	27	1,225
9	1,625	28	1,176
10	1,63	29	1,124
11	1,629	30	1,069
12	1,624	30,6	1,035
13	1,617	31	1,012
14	1,608	32	0,954
15	1,595	32,5	0,925
16	1,58	33,25	0,89
17	1,561		

A variação de altura da secção transversal para cada tramo apresenta-se nas Tabela A2.4, Tabela A2.5 e Tabela A2.6.

Tabela A2.4.– Variação de altura da secção transversal: Tramo_1.

x (m)	h (m)	x (m)	h (m)
0	2,5	50,75	3,47
33	2,5	51,85	3,47
33,25	2,5	53,49	3,286
34,89	2,51	55,13	3,121
36,53	2,539	56,77	2,975
38,17	2,587	58,41	2,849
39,81	2,655	60,05	2,743
41,45	2,743	61,69	2,655
43,09	2,849	63,33	2,587
44,73	2,975	64,97	2,539
46,37	3,121	66,61	2,51
48,01	3,286	68,25	2,5
49,65	3,47		

Tabela A2.5.– Variação de altura da secção transversal: Tramo_2 a Tramo_7

x (m)	h (m)	x (m)	h (m)
0	2,5	52,5	3,47
35	2,5	53,6	3,47
36,64	2,51	55,24	3,286
38,28	2,539	56,88	3,121
39,92	2,587	58,52	2,975
41,56	2,655	60,16	2,849
43,2	2,743	61,8	2,743
44,84	2,849	63,44	2,655
46,48	2,975	65,08	2,587
48,12	3,121	66,72	2,539
49,76	3,286	68,36	2,51
51,4	3,47	70	2,5

Tabela A2.6.– Variação de altura da secção transversal: Tramo_8

x (m)	h (m)
0	2,5
33,25	2,5

Nas Tabela A2.7, Tabela A2.8 e Tabela A2.9 representa-se a variação da espessura da laje inferior do caixão para cada vão da estrutura.

Tabela A2.7. – Variação da espessura da laje inferior do caixão: Vão_1

x (m)	e_i / e_f (m)	Variação
[0 – 33,25]	0,2 / 0,2	linear
[33,25 – 49,65]	0,2 / 0,4	parabólica
[49,65 – 50,75]	0,4 / 0,4	linear

Tabela A2.8. – Variação da espessura da laje inferior do caixão: Vão_2 a Vão_7

x (m)	e_i / e_f (m)	Variação
[0 – 1,10]	0,4 / 0,4	linear
[1,10 – 17,50]	0,4 / 0,2	parabólica
[17,50 – 52,50]	0,2 / 0,2	linear
[52,50 – 68,90]	0,2 / 0,4	parabólica
[68,90 – 70]	0,4 / 0,4	linear

Tabela A2.9. – Variação da espessura da laje inferior do caixão: Vão_8

x (m)	e_i / e_f (m)	Variação
[0 – 1,10]	0,4 / 0,4	linear
[1,10 – 17,50]	0,4 / 0,2	parabólica
[17,50 – 50,75]	0,2 / 0,2	linear