

MODELAÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO SUB-VIADUTO NASCENTE DO VIADUTO DO CORGO EM VILA REAL

PEDRO RAFAEL FERREIRA LOPES

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

Orientador: Professor Doutor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz

Co-Orientador: Professor Doutor Joaquim de Azevedo Figueiras

Co-Orientador: Professor Doutor Rui Manuel Meneses Carneiro de Barros

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

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 - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

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

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

Aos meus Pais

Uma pessoa inteligente resolve um problema. Um sábio previne-o.

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, que sempre me apoiaram e motivaram mesmo nas situações mais difíceis deste percurso académico e de toda a minha vida. Sem eles nada disto seria possível.

Aos meus amigos e colegas de faculdade, pelas muitas noites passadas numa ajuda e troca de conhecimentos mútua, pelas muitas discussões produtivas que tive oportunidade de ter com eles. Agradeço-lhes também todos os momentos de diversão que me proporcionaram ao longo destes anos, os quais foram bastantes.

Ao meu orientador científico desta dissertação, o Professor Miguel Ferraz, pelo apoio, orientação e entusiasmo que me transmitiu sobre o tema em estudo. Pela forma como sempre me recebeu no seu gabinete sempre que necessário e pelas longas reuniões nas quais me transmitiu imenso conhecimento. Pela disponibilidade em realizar as visitas à obra em estudo e à empresa responsável pelo equipamento analisado neste trabalho. Pela boa disposição e humor sempre apresentados.

Ao meu co-orientador científico, Professor Joaquim de Azevedo Figueiras pela disponibilidade e interesse sempre demonstrados. Aprecio de igual modo, pelos elementos fornecidos que ajudaram à realização desta dissertação.

Ao meu co-orientador científico, Professor Rui Carneiro de Barros, pelos conhecimentos transmitidos sempre que necessário e pela disponibilidade apresentada.

Ao Engenheiro Tiago Andrade, pela disponibilidade sempre apresentada na troca de informações relativamente à obra do Viaduto do Corgo.

Ao Engenheiro Diogo Carvalho, pelos elementos fornecidos e ajuda sempre que necessária prestada na modelação e na compreensão do comportamento do cimbria em estudo.

Às empresas BERD, SA e Auto-Estradas XXI, SA pelos elementos de projeto facultados.

E a todas as pessoas que contribuíram, diretamente ou indiretamente, na elaboração deste trabalho que por lapso me esqueci de mencionar anteriormente.

RESUMO

A utilização de um cimbra autolanzável dotado de um sistema com OPS é uma tecnologia ainda recente no processo construtivo de pontes tramo a tramo neste contexto a aplicação desta tecnologia num caso prático de estudo, nomeadamente no sub-viaduto nascente do Corgo, revela-se de especial interesse.

A presente dissertação incide assim na modelação numérica através da plataforma *Evolution* da sequência construtiva do mencionado viaduto, no qual se modela tanto a estrutura do sub-viaduto como do cimbra autolanzável com a tecnologia OPS. O supracitado programa de cálculo, utiliza uma formulação tridimensional de elementos finitos de viga com discretização das seções transversais por fibras e considera o comportamento não linear dos materiais. Deste modo, é atribuído especial importância ao comportamento reológico do betão, possibilitando uma análise realista do comportamento diferido da estrutura.

Inicialmente, enunciam-se sumariamente os processos construtivos mais utilizados, no que concerne a tabuleiros em betão armado pré-esforçados de média e grande vão.

Após uma descrição do modelo numérico desenvolvido são analisados os resultados obtidos e é feita uma previsão de diversas grandezas a longo prazo. É também analisada a interação entre o cimbra utilizado e os esforços resultantes no tabuleiro, consoante as condicionantes impostas ao sistema OPS modelado.

Por fim, apresentam-se as principais conclusões e formulam-se perspectivas sobre desenvolvimentos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: Modelação Numérica, Faseamento construtivo, Efeitos Diferidos, Pré-Esforço Orgânico, Ponte.

ABSTRACT

The use of movable scaffolding systems with organic prestressing system (OPS) is still a recent technology in the span by span bridge construction process. The application of this technology in a practical case of study, particularly on the east part of the Corgo Viaduct, appears to be of special interest.

This thesis focus in the numerical modeling of the construction sequence of the viaduct mentioned before. Both the viaduct and the movable scaffolding system were modeled in the *Evolution* platform. The software uses a three-dimensional formulation of beam finite elements with a discretization through fibers of the transversal sections and considers the non-linear materials behavior. Therefore, a special importance is attributed to the concrete rheological behavior, making possible a realistic analysis of the deferred structure performance.

Initially, the commonly used construction processes of medium and large spans of prestressed concrete decks are described.

The results are analyzed and several parameters are estimated for long term behavior. It is also analyzed the interaction forces between the movable scaffolding system and the deck, according to the conditions imposed to the OPS system.

Finally, the main conclusions and perspectives formulated for future developments are formulated.

KEYWORDS: Numerical Modeling, Construction Sequence, Deferred Effects, Organic Prestressing, Bridge.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTO E OBJETIVOS DO TRABALHO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PONTES DE MÉDIO A GRANDE VÃO CONSTRUÍDAS EM BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO E BETONADAS <i>IN SITU</i>	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS	4
2.2.1. DESCRIÇÃO	4
2.2.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	5
2.2.3. CAMPO DE APLICAÇÃO	7
2.2.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS	7
2.3. MÉTODO DOS AVANÇOS SUCESSIVOS COM PRÉ-ESFORÇO INTERIOR	8
2.3.1. DESCRIÇÃO	8
2.3.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	11
2.3.3. CAMPO DE APLICAÇÃO	15
2.3.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS	16
2.4. CIMBRE AUTOLANÇÁVEL CONVENCIONAL	16
2.4.1. DESCRIÇÃO	16
2.4.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	19
2.4.3. CAMPO DE APLICAÇÃO	22
2.4.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS	22
3. CIMBRE AUTOLANÇÁVEL COM TECNOLOGIA OPS	23
3.1. INTRODUÇÃO	23
3.1.1. SISTEMA EFETOR	24

3.1.2. PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO (OPS).....	25
3.2. DESCRIÇÃO SISTEMA OPS.....	26
3.3. APLICAÇÃO DA TECNOLOGIA OPS EM CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS.....	27
3.4. CIMBRE M60-I.....	29
3.4.1. VIGAS PRINCIPAIS.....	31
3.4.2. ESTRUTURAS TRANSVERSAIS.....	32
3.4.3. SISTEMA OPS.....	33
3.4.4. CONSOLAS.....	34
3.4.5. ESCORAS DE DESVIO.....	34
3.4.6. BOGIES.....	35
3.4.7. ANEL DIANTEIRO.....	36
3.4.8. ANEL TRASEIRO.....	36
3.4.9. FASEAMENTO CONSTRUTIVO.....	37

4. ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO – SUB-VIADUTO NASCENTE DO VIADUTO DO CORGO..... 39

4.1. DESCRIÇÃO DO CASO PRÁTICO.....	39
4.1.1. LOCALIZAÇÃO.....	40
4.1.2. SECÇÃO TRANSVERSAL.....	40
4.1.3. PILARES E ENCONTRO.....	42
4.1.4. APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO.....	43
4.1.5. MATERIAIS.....	43
4.1.6. PROCESSO CONSTRUTIVO.....	43
4.1.7. CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	47
4.2 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO SUB-VIADUTO NASCENTE (SVN).....	45
4.2.1. PLATAFORMA EVOLUTION.....	45
4.2.2. MODELO NUMÉRICO.....	47
4.2.3. REOLOGIA DO BETÃO.....	53
4.3 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO CIMBRE AUTOLANÇÁVEL COM OPS.....	62

5. ANÁLISE DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO..... 71

5.1 INTRODUÇÃO.....	71
5.2 FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO SVN EM EVOLUTION.....	72

5.3 ANÁLISE TRAMO A TRAMO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO	78
5.3.1 ANÁLISE INCREMENTAL.....	78
5.3.2 ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS NA ESTRUTURA.....	92
5.3.3 INTERAÇÃO OPS VS TABULEIRO.....	100
6. CONCLUSÃO	105
6.1 ASPETOS GERAIS	105
6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	106
BIBLIOGRAFIA	107
ANEXOS	109

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.2.1 – “avant-bec”	4
Figura 2.2.2 – Área de pré-fabricação numa extremidade.....	4
Figura 2.2.3 – Funcionamento do dispositivo de empurrão de compressão lateral	5
Figura 2.2.4 – Alternância de esforços para uma mesma secção.....	6
Figura 2.3.1 – Princípio genérico da construção por avanços sucessivos.	8
Figura 2.3.2 – Construção da aduela de fecho ponte S.João, Porto	9
Figura 2.3.3 – Ponte De S.João, Porto	10
Figura 2.3.4 – Momento fletor desequilibrado no pilar.....	11
Figura 2.3.5 – Utilização de suportes temporários.....	11
Figura 2.3.6 – Tipos de estruturas portantes utilizadas	12
Figura 2.3.7 – Processo de construção “in situ” por avanços sucessivos mais utilizado	13
Figura 2.3.8 – Síntese do faseamento construtivo de um viaduto construído por avanços sucessivos e respetivos Momentos fletores gerados	13
Figura 2.3.9 – Construção da aduela zero	14
Figura 2.3.10 – Esquema do pré-esforço longitudinal	15
Figura 2.4.1 – Vista geral de um cimbra autolanzável superior, em Viaduto do Corgo.....	17
Figura 2.4.2 – Cimbra autolanzável inferior em Ky-Dong Bridge, Korea	18
Figura 2.4.3 – Elementos que constituem um cimbra autolanzável convencional	19
Figura 2.4.4 – Esquema estrutural da sequência de betonagem ao longo do tempo	19
Figura 2.4.5 – Componentes de movimentação, apoio e travamento do CA.	20
Figura 2.4.6 – Instalação da armadura.	21
Figura 2.4.7 – Esquema do processo construtivo com CA superior.....	21
Figura 3.1.1 – Diagrama de um sistema de controlo ativo	24
Figura 3.1.2 – Circuito de controlo de uma estrutura orgânica.....	24
Figura 3.1.3 – Analogia entre elementos estruturais e a natureza do corpo humano.	25
Figura 3.2.1 – Viga simplesmente apoiada, habilitada de um OPS interior.	26
Figura 3.2.2 – Circuito de controlo do pré-esforço orgânico.....	26
Figura 3.3.1 – Elementos constituintes de um cimbra com o sistema OPS	27
Figura 3.3.2 – Transdutores de pressão.	28
Figura 3.3.3 – Momentos fletores no cimbra.....	28
Figura 3.4.1 – Vista geral do cimbra M60-I.	29
Figura 3.4.2 – Tabuleiro pronto para a fase de betonagem, suportado pelo M60-I.	30
Figura 3.4.3 – Vigas principais do cimbra M60, em Corgo	31

Figura 3.4.4 – Vista geral dos balanceiros no cimbre M60-I	32
Figura 3.4.5 – Vista geral das estruturas transversais altas.	32
Figura 3.4.6 – Sistema de controlo do OPS, em Viaduto do Corgo.....	33
Figura 3.4.7 – Consolas de apoio.....	34
Figura 3.4.8 – Selas de desvio na extremidade das escoras de Desvio.	34
Figura 3.4.9 – Bogies utilizados no cimbre M60-I	35
Figura 3.4.10 – Anel Dianteiro do cimbre	36
Figura 3.4.11 – Vista geral do anel traseiro do cimbre.....	36
Figura 3.4.12 – Fase de cofragem, em Corgo.....	37
Figura 4.1.1 – Viaduto do Corgo, vista do lado Nascente.....	39
Figura 4.1.2 – Viaduto do Corgo em alçado.....	40
Figura 4.1.3 – Pormenor da variação da largura do tabuleiro de 25.3 para 28m no vão P22-P23	41
Figura 4.1.4 – Secção transversal corrente no SVN	41
Figura 4.1.5 – Secção transversal na zona sobre o pilar no SVN.....	42
Figura 4.1.6 – Secção transversal corrente dos pilares	42
Figura 4.1.7 – Faseamento construtivo (4/5)L + (1/5)L.....	43
Figura 4.1.8 – Tabuleiro preparado para as duas primeiras fases de betonagem	44
Figura 4.1.9 – Fases de betonagem do tabuleiro e respetivas dimensões.....	44
Figura 4.1.10 – Carro de abas duplo no SVN	45
Figura 4.2.1 – Modelação numérica do SVN (em <i>Evolution</i>)	47
Figura 4.2.2 – Pormenor das ligações ao exterior por IMPOSEDDOF (em <i>Evolution</i>).....	48
Figura 4.2.3 – Pormenor das ligações internas por SAMEDOF (em <i>Evolution</i>)	49
Figura 4.2.4 – Seção tipo do tabuleiro a “meio vão”, AutoCad e <i>Evolution</i>	50
Figura 4.2.5 – Seção tipo do tabuleiro junto ao pilar	50
Figura 4.2.6 – Representação das armaduras no tabuleiro (P22-P23).	51
Figura 4.2.7 – Traçado do cabo resultante de pré-esforço, em projeto	51
Figura 4.2.8 – Traçado do cabo resultante de pré-esforço (em <i>Evolution</i>).....	51
Figura 4.2.9 – Localização dos cabos pré-esforçados no tabuleiro.....	52
Figura 4.2.10 – Discretização em fibras do P22 (em <i>Evolution</i>)	52
Figura 4.2.11 – Pormenor das armaduras no P41 (em <i>Evolution</i>).....	53
Figura 4.2.12 – Provetes resultantes de ensaios, em Corgo	53
Figura 4.3.1 – Cimbre Autolançável c/ OPS em <i>Evolution</i>	62
Figura 4.3.2 – Exemplo de uma secção transversal tipo, HEB320	63

Figura 4.3.3 – Nariz traseiro da viga, em alçado (Projeto) e em Evolution.	63
Figura 4.3.4 – Características geométricas do traçado OPS em projeto.....	63
Figura 4.3.5 – Cabo pré-esforço exterior em Evolution	64
Figura 4.3.6 – Pormenor das escoras de desvio na extremidade inferior, em Evolution	64
Figura 4.3.7 – Apoio sobre a consola encastrada no pilar (em Evolution)	65
Figura 4.3.8 – Nariz dianteiro do cimbri, em Evolution	65
Figura 4.3.9 – Registos OPS efetuados pela BERD, 1ª fase.	66
Figura 4.3.10 – Registos OPS efetuados pela BERD, 1ª fase	66
Figura 4.3.11 – Localização da carga aplicada no cimbri.....	67
Figura 4.3.12 – Registos OPS efetuados pela BERD, 2ª fase	68
Figura 4.3.13 – Registos OPS efetuados pela BERD, 2ª fase	68
Figura 4.3.14 – Deformada do cimbri no final da 2ª betonagem Evolution	69
Figura 5.1 – Representação gráfica temporal em Evolution	77
Figura 5.2 – Representação gráfica temporal em Evolution.....	77
Figura 5.3 – Representação gráfica temporal em Evolution.....	77
Figura 5.4 – Representação gráfica do incremento <i>F1.0betonagem</i> , em Evolution.....	79
Figura 5.5 – Representação gráfica do incremento <i>TE2-P41F1</i> , em Evolution	80
Figura 5.6 – Representação gráfica do incremento <i>F2.0betonagem</i> , em Evolution.....	80
Figura 5.7 – Representação gráfica do incremento <i>TE2-P41F2</i> , em Evolution	81
Figura 5.8 – Representação gráfica do incremento <i>PE</i> , em Evolution	82
Figura 5.9 – Representação gráfica do incremento <i>F1.1betonagem</i> , em Evolution.....	85
Figura 5.10 – Representação gráfica do incremento <i>TP41-P40F1</i> , em Evolution	86
Figura 5.11 – Representação gráfica do incremento <i>TP41-P40F2</i>	88
Figura 5.12 – Execução das consolas do tabuleiro (vista de topo), em Evolution	90

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Coeficiente k_h	58
Quadro 4.2 – Coeficientes α_{ds1} e α_{ds1}	59
Quadro 4.3 – Datas dos ensaios	61
Quadro 5.1 – Datas dos pilares do SVN	72
Quadro 5.2 – Datas betonagens das duas fases do tabuleiro	73
Quadro 5.3 – Datas das betonagens da 3ª fase do tabuleiro	74
Quadro 5.4 – Sequencia genérica por tramo	75
Quadro 5.5 – Incrementos tramo TE2-P41	76
Quadro 5.6 – Incrementos tramo TP41-P40	84
Quadro 5.7 – Incrementos relativos ao comportamento futuro da obra.....	95
Quadro 5.8 – Reações verticais diferidas.....	99

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 4.2.1 – Extensões do betão medidas experimentalmente pelo LNEC	56
Gráfico 4.2.2 – Ajuste da lei de fluência do EC2 aos valores experimentais medidos	57
Gráfico 4.2.3 – Ajuste da lei de retração do EC2 aos valores experimentais medidos	60
Gráfico 4.2.4 – Ajuste da lei da maturação do EC2 aos valores experimentais medidos	61
Gráfico 4.3.1 – Deformada do cimbra no final da primeira betonagem.	67
Gráfico 4.3.2 – Deformada do cimbra no final da segunda betonagem.....	69
Gráfico 5.3.1 – Deslocamentos verticais no cimbra para o incremento <i>F1.0betonagem</i>	79
Gráfico 5.3.2 – Deslocamentos verticais no cimbra para o incremento <i>F2.0betonagem</i>	81
Gráfico 5.3.3 – Tensões nas fibras extremas do tabuleiro no final do incremento <i>TE2-P41F2</i>	82
Gráfico 5.3.4 – Variação de tensões nas fibras extremas do tabuleiro para o incremento <i>PE</i>	83
Gráfico 5.3.5 – Tensões nas fibras extremas do tabuleiro no final do primeiro tramo, <i>PE</i>	83
Gráfico 5.3.6 – Deformada vertical do cimbra para o incremento <i>F1.1betonagem</i>	85
Gráfico 5.3.7 – Variação de tensões induzidas pelo incremento <i>F1.1betonagem</i>	86
Gráfico 5.3.8 – Deformada vertical do cimbra para o incremento <i>F2.1betonagem</i>	87
Gráfico 5.3.9 – Tensões instaladas no tabuleiro no final do incremento <i>F2.1betonagem</i>	87
Gráfico 5.3.10 – Tensões no final do 1º e 2º ciclo, fibra inferior do tabuleiro.....	88
Gráfico 5.3.11 – Tensões no final do 1º e 2º ciclo, fibra superior do tabuleiro.....	89
Gráfico 5.3.12 – Tensões no final do 5º ciclo de construção, fibra superior e inferior	89
Gráfico 5.3.13 – Tensões no final do incremento <i>C.ABAS15</i>	90
Gráfico 5.3.14 – Tensões no final do incremento <i>RCP</i>	91
Gráfico 5.3.15 – Tensões na fibra inferior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos <i>TE2-P41F2</i> e <i>PE</i>	92
Gráfico 5.3.16 – Tensões na fibra superior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos <i>TE2-P41F2</i> e <i>PE</i>	92
Gráfico 5.3.17 – Tensões na fibra inferior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos <i>TP41-P40F2</i> e <i>PE1</i>	93
Gráfico 5.3.18 – Tensões na fibra superior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos <i>TP41-P40F2</i> e <i>PE1</i>	93
Gráfico 5.3.19 – Tensões na fibra inferior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos <i>TP40-P39F2</i> e <i>PE2</i>	94
Gráfico 5.3.20 – Tensões na fibra superior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos <i>TP40-P39F2</i> e <i>PE2</i>	94
Gráfico 5.3.21 – Incremento da deformada do tabuleiro ao longo do tempo.....	95
Gráfico 5.3.22 – Incremento das tensões instaladas na fibra inferior do tabuleiro ao longo do tempo.	96

Gráfico 5.3.23 – Incremento das tensões na fibra superior do tabuleiro ao longo do tempo.	96
Gráfico 5.3.24 – Variação de tensões entre incrementos a longo prazo	97
Gráfico 5.3.25 – Tensões instaladas no final do incremento <i>TID</i> , nas fibras extremas do tabuleiro.....	97
Gráfico 5.3.26 – Reação Vertical incremental em E2	98
Gráfico 5.3.27 – Reação Vertical incremental em P41	98
Gráfico 5.2.28 – Reação Vertical incremental em P40	98
Gráfico 5.2.29 – Deformada do cimbra, na fase <i>F1.Obetonagem</i>	100
Gráfico 5.2.30 – Deformada do cimbra, na fase <i>F2.Obetonagem</i>	100
Gráfico 5.2.31 – Tensão instalada na fibra inferior, na fase <i>TE2-P41F2</i>	101
Gráfico 5.2.32 – Tensão instalada na fibra superior, na fase <i>TE2-P41F2</i>	101
Gráfico 5.2.33 – Tensão instalada na fibra inferior para os dois casos admitidos, na fase <i>PE</i>	102
Gráfico 5.2.34 – Tensão instalada na fibra superior para os dois casos admitidos, na fase <i>PE</i>	102
Gráfico 5.2.35 – Deformada do tabuleiro no final do incremento <i>PE</i>	102
Gráfico 5.2.36 – Deformada do tabuleiro no final do incremento <i>PE</i>	103

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Letras minúsculas latinas

f_{ck} - tensão característica de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade [MPa]

f_{cm} - tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade [MPa]

$f_{cm}(t)$ - tensão média de rotura do betão à compressão no tempo [MPa]

h_0 - espessura equivalente da secção transversal da peça de betão [mm]

k_{σ} - razão tensão-resistência

k_h - coeficiente dependente da espessura equivalente da peça de betão

s - coeficiente dependente do tipo de cimento

t - idade do betão [dias]

$t - t_0$ - duração não corrigida do carregamento [dias]

t_0 - idade do betão à data do carregamento [dias]

$t_{0,T}$ - idade do betão à data carregamento corrigida em função da temperatura [dias]

t_s - idade do betão no início da retração por secagem [dias]

t_T - idade do betão corrigida em função da temperatura [dias]

u - parte do perímetro do elemento em contacto com o ambiente [mm]

Letras maiúsculas latinas

A_c - área da secção transversal da peça de betão [m² ou mm²]

CA – cimbra autolançável

E_c - módulo de elasticidade tangente na origem [GPa]

E_{cm} - módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias de idade [GPa]

$E_{cm}(t)$ - módulo de elasticidade médio do betão no tempo [GPa]

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

OPS – Organic Prestressing System

RH - humidade relativa do meio ambiente [%]

SVN – Sub-Viaduto Nascente

$T(\Delta t_i)$ - temperatura média durante o intervalo de tempo Δt_i [°C]

Letras minúsculas gregas

α - expoente função do tipo de cimento utilizado no betão

α - coeficiente variável com a idade do betão

α_1 - coeficiente que tem em conta a influência da resistência do betão

α_2 - coeficiente que tem em conta a influência da resistência do betão

α_3 - coeficiente que tem em conta a influência da resistência do betão

α_{ds1} - coeficiente dependente do tipo de cimento

α_{ds2} - coeficiente dependente do tipo de cimento

$\beta(f_{cm})$ - fator dependente da resistência do betão à compressão aos 28 dias

$\beta(t_0)$ - fator dependente da idade do betão quando é carregado

β_{as} - fator dependente do desenvolvimento da retração autógena no tempo

$\beta_c(t, t_0)$ - fator dependente da evolução da fluência no tempo

$\beta_{cc}(t)$ - fator dependente da idade do betão

β_H - coeficiente que tem em conta a humidade relativa do ar e a espessura equivalente da peça

ε_{ca} - extensão por retração autógena do betão

$\varepsilon_{ca}(\infty)$ - extensão por retração autógena do betão a tempo infinito

$\varepsilon_{cc}(t)$ - extensão por fluência do betão no tempo

$\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ - extensão por fluência do betão a tempo t

ε_{cd} - extensão por retração de secagem do betão

$\varepsilon_{cd,0}$ - extensão por retração de secagem de referência do betão

ε_{cs} - extensão por retração do betão

$\varphi(t, t_0)$ - coeficiente de fluência do betão no tempo

$\varphi(\infty, t_0)$ - coeficiente de fluência a tempo infinito

φ_0 - coeficiente nominal de fluência

$\varphi_{nl}(t, t_0)$ - coeficiente teórico de fluência não linear

φ_{RH} - fator dependente da humidade relativa do ar

Letras maiúsculas gregas

Δt_i - intervalo de tempo em que se mantém a temperatura constante [dias]

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO E OBJETIVOS DO TRABALHO

Está atualmente em construção uma das maiores obras de arte dos últimos anos no país, tanto em extensão como em altura, o Viaduto do Corgo. Esta obra insere-se na Autoestrada que faz a ligação rodoviária entre as localidades de Vila Real e Quintanilha, e é dividida em três sub-viadutos, sendo o sub-viaduto nascente, com uma extensão longitudinal de 1167m, o objeto de estudo desta dissertação.

A obra em estudo foi integralmente construída em betão armado pré-esforçado. Recorreu-se a um cimbra autolançável com pré-esforço orgânico para a construção do tabuleiro, que por sua vez tratando-se de uma tecnologia muito recente, reveste-se de especial interesse a análise estrutural do processo construtivo e do comportamento futuro desta obra de arte.

Assim o objetivo essencial deste trabalho consiste na modelação numérica do faseamento construtivo do sub-viaduto nascente, na interpretação e análise dos resultados obtidos numericamente, e na análise da interação entre o cimbra e o tabuleiro durante as fases de betonagens e respetiva comparação com registos obtidos experimentalmente.

A análise de resultados do modelo numérico é bastante importante uma vez que o estudo de pontes ou viadutos é usualmente uma questão complexa, devido às suas características evolutivas do sistema estrutural do carregamento e do comportamento dos materiais durante e após o processo construtivo. Torna-se então indispensável a consideração de fatores como a não-linearidade geométrica de elementos esbeltos, as perdas por pré-esforço, e o comportamento diferido dos materiais.

No caso em estudo nesta dissertação, o comportamento evolutivo da estrutura ao longo do tempo foi realizado através do programa de cálculo utilizado, *Evolution*. O modelo contempla todas as mudanças que ocorrem na estrutura desde, por exemplo, a betonagem da sapata do primeiro pilar da obra até à colocação do separador central da faixa rodoviária. Tudo isto é possível através de um sistema “on-off” que o mencionado programa de cálculo utiliza.

Um dos aspetos mais relevantes no âmbito deste trabalho, é referente à influência que o cimbra autolançável utilizado nesta obra de arte especial tem nos esforços finais do tabuleiro, diretamente influenciados pela tensão que se impõe nos cabos pré-esforçados orgânicos do referido cimbra.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A organização da dissertação foi feita de acordo com o teor do conteúdo, tendo sido dividida em 6 capítulos.

No presente **Capítulo 1** é apresentado o tema desta dissertação, bem como o seu enquadramento, objetivos e a organização do conteúdo em capítulos.

No **Capítulo 2** descrevem-se os principais métodos construtivos utilizados no último século na construção de pontes de médio a grande vão, com tabuleiros em betão armado pré-esforçados. Apresentando o campo de aplicação de cada um dos métodos e as respetivas características em termos de comportamento estrutural. Desta forma, pretende-se introduzir o tema facilitando a leitura dos capítulos posteriores ao referido.

No **Capítulo 3** é estudado com detalhe o funcionamento do cimbra autolançável com pré-esforço orgânico, equipamento utilizado na construção do tabuleiro da obra em análise na presente dissertação. Descreve-se o seu funcionamento, de modo a facilitar a sua modelação no **Capítulo 4** e, do mesmo modo, uma mais fácil análise dos resultados apresentados no **Capítulo 5** em que o supracitado cimbra tem grande influência.

No **Capítulo 4** é apresentado o caso de estudo, a obra do Viaduto do Corgo, com especial relevância para o processo construtivo do sub-viaduto nascente. É feita uma breve descrição da plataforma de cálculo utilizada (*Evolution*) no qual é realizada a modelação do sub-viaduto nascente do Corgo e do cimbra autolançável abordado no Capítulo 3.

No **Capítulo 5** são apresentados os resultados obtidos na análise incremental da estrutura em estudo, explicando e justificando decisões tomadas na modelação do faseamento construtivo, assim como apresentados e analisados os resultados obtidos.

No **Capítulo 6** é sintetizado todo o trabalho realizado, enunciadas as principais conclusões e são propostos trabalhos a realizar no futuro.

2

PROCESSOS CONSTRUTIVOS DE PONTES DE MÉDIO A GRANDE VÃO CONSTRUÍDAS EM BETÃO ARMADO PRÉ-ESFORÇADO E BETONADAS *IN SITU*

2.1. INTRODUÇÃO

Na construção de uma obra especial, como é o caso de uma ponte ou de um viaduto, o projetista encontra-se com diversas opções possíveis para o método construtivo e para a solução estrutural a adotar, sendo estas escolhas condicionantes uma da outra. A solução final escolhida é influenciada por diversos fatores tais como a capacidade técnica do empreiteiro, o prazo de execução ou a economia do processo construtivo escolhido mas também pelas limitações a que a própria natureza impõe na transposição de vales ou rios.

A escolha por uma determinada solução no que diz respeito ao método construtivo a adotar, irá ter influência nos esforços causados na estrutura tanto na fase construtiva como na fase de exploração. Cada um dos diversos métodos existentes terá diferentes sistemas estruturais durante a evolução da obra, sendo importante conhecer como funcionam. Assim sendo, a escolha de um processo construtivo está também diretamente relacionada com o tipo de tabuleiro que se pretende usar.

Pode-se afirmar ainda que cada processo construtivo está relacionado com o número de vãos, ordem de grandeza dos mesmos, da altura ao solo, e ainda das condições geológicas, hidráulicas ou do traçado rodoviário.

Desta forma, no presente capítulo são abordados três dos processos construtivos mais utilizados nas últimas décadas, na construção de vãos de média a grande dimensão.

- Cimbra autolançável convencional
- Avanços sucessivos
- Lançamento incremental ou deslocamentos sucessivos

2.2. MÉTODO DOS DESLOCAMENTOS SUCESSIVOS

2.2.1. DESCRIÇÃO

Este método apesar de ser ainda pouco utilizado em Portugal tem sido aplicado com maior frequência noutros países da Europa. Baseia-se na execução de troços sucessivos do tabuleiro numa área de pré-fabricação, situada numa das extremidades da obra a realizar. Logo após o betão ganhar presa e o pré-esforço ser aplicado, o tabuleiro avança para a sua posição final, através de deslocamentos longitudinais, com o auxílio de macacos hidráulicos (dispositivos de empurrão). Após o término do processo de movimentação do tabuleiro, é retirado parte do pré-esforço da fase construtiva e é aplicado definitivamente o pré-esforço de continuidade. Este método é designado por *incremental launching* em inglês, por *poussage* em francês e *taktschiebeverfahren* em alemão [1].



Fig. 2.2.1 – “avant-bec” [2].



Fig. 2.2.2 – Área de pré-fabricação numa extremidade.

Este processo construtivo foi aplicado inicialmente na construção de pontes metálicas em 1860, devido à boa resistência do aço tanto à compressão como igualmente à tração. Cerca de um século depois, ocorreu então a primeira aplicação numa ponte em betão armado pré-esforçada, entre os anos 1961 e 1963, na cidade de Guyana na Venezuela, surge um projeto da autoria de Leonhardt, André e Associados que possibilitou a aplicação deste processo construtivo em obras de betão armado. Com o sucesso comprovado com a construção desta ponte, constituída com vãos entre os 50 e 100m aproximadamente ao longo de um comprimento de 500m, a empresa de Leonhardt projetou nos 10 anos seguintes mais de 80 pontes utilizando o mesmo método construtivo [3].

O impulso decisivo para a utilização deste processo de construção de tabuleiros de pontes foi a descoberta do Téfion, descoberto acidentalmente por Roy J. Plunkett em 1938 e apresentado, para fins comerciais, em 1946. Este material possui um coeficiente de atrito de cerca de 5%, bastante inferior ao do aço, pelo que a sua aplicação nos aparelhos de apoio, permitiu um maior escorregamento do tabuleiro e assim uma maior facilidade na execução do processo construtivo referido [4].

A evolução do pré-esforço foi outro fator importante, pois permitiu aligeirar as estruturas e facilitar a ligação entre elementos. Neste processo construtivo, a ponte é construída usualmente por tramos com comprimentos entre os 15 e 25m e tendo em conta todos os efeitos diferidos do betão procura-se que as juntas de betonagem se encontrem nos pontos de momentos fletores nulos, sendo os diferentes tramos solidarizados entre si através da aplicação de cabos de pré-esforço, podendo estes ser definitivos ou provisórios. O objetivo será não existirem quaisquer tensões de tração devido ao peso próprio aquando do lançamento do tabuleiro. Após o tabuleiro se encontrar na posição final, é aplicado o pré-esforço definitivo que substitui ou complementa o pré-esforço provisório existente [4].

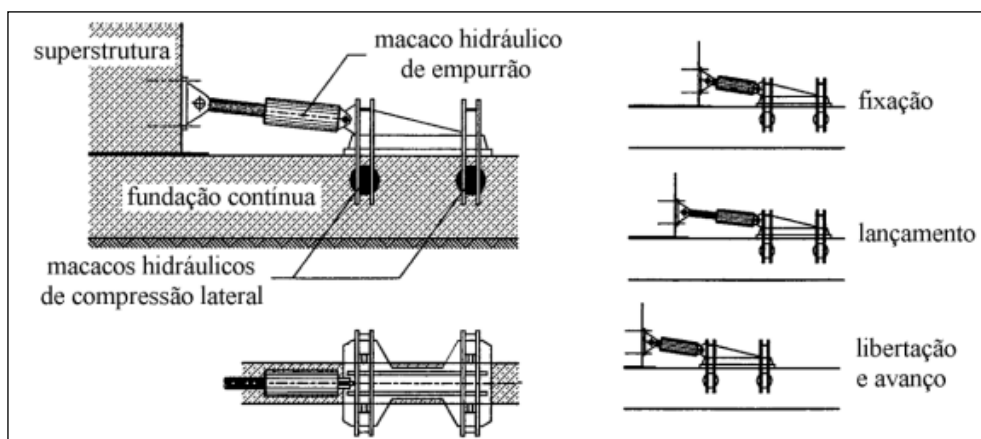


Fig.2.2.3 – Funcionamento do dispositivo de empurrão de compressão lateral [7].

2.2.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Na área da pré-fabricação junto a uma das extremidades a distribuição de tarefas para a pré-construção do tabuleiro geralmente adotada, é a seguinte [5]:

Segunda-feira tarde:

- Ajuste e limpeza da cofragem exterior.

Terça-feira e Quarta-feira:

- Colocação de armaduras, parcialmente pré-fabricadas para a laje inferior e almas.

- Ajuste da cofragem interior das almas.
- Betonagem da laje inferior e almas.

Quinta-feira e Sexta-feira:

- Colocação da cofragem da laje superior.
- Colocação da armadura na laje superior.
- Betonagem da laje superior.

Sábado e Domingo:

- Cura do betão.

Segunda-feira manhã:

- Remoção das cofragens.
- Aplicação do pré-esforço.
- Lançamento do segmento.

O comportamento estrutural deste processo construtivo tem bastante influência nos esforços provocados na estrutura. Como existe uma forte alternância de esforços no tabuleiro, opta-se em geral pela utilização de secções transversais em caixão por possuírem elevados módulos de flexão, ou seja assim o tabuleiro tem uma capacidade resistente à flexão semelhante tanto na sua fibra superior como na inferior.

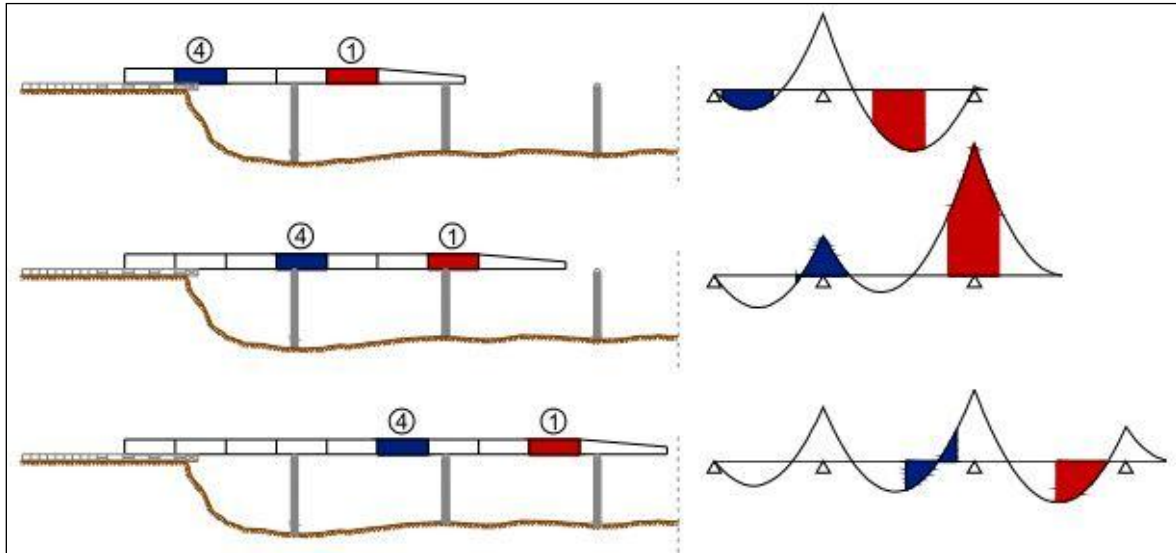


Fig.2.2.4 – Alternância de esforços para uma mesma secção [6].

Pode-se observar na Figura 2.2.4 que para uma mesma secção coexistem, devido ao processo construtivo adotado, diferentes posições longitudinais, sujeitando conseqüentemente a secção a momentos fletores positivos num determinado instante e negativos noutro. Pode-se concluir também, que o segmento 1 estará sujeito a maiores esforços que o segmento 4.

2.2.3. CAMPO DE APLICAÇÃO

O principal campo de aplicação deste método diz respeito a pontes ou viadutos com vãos na ordem dos 50m de comprimento, justificando-se vãos maiores caso a altura dos pilares seja elevada, isto meramente por razões económicas. Está também limitado a pontes com fraca curvatura no plano, puramente retas e com altura do tabuleiro e curvatura (horizontal e vertical) constantes.

Estima-se, em termos económicos, que este processo de construção deva ser aplicado a pontes com extensões entre os 200m e os 600m [3].

2.2.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS

O método anteriormente descrito tem as vantagens a seguir referidas [5]:

- Possibilidade de existirem duas áreas de pré-fabricação, permitindo assim uma diminuição substancial do tempo de execução previsto da obra.
- Não existem custos de transporte relativos à pré-fabricação.
- A não utilização de vigas de lançamento ou guias diminui os custos de aquisição de equipamentos.
- O reaproveitamento da cofragem também reduz bastante os custos de aquisição de materiais.
- Celeridade da construção, uma vez que os pilares e o tabuleiro podem ser construídos em simultâneo.
- Boas condições de segurança e conforto oferecidas aos operários, já que toda a construção do tabuleiro se processa no mesmo local, evitando a construção em locais elevados e permitindo portanto a existência de uma cobertura para proteger os trabalhadores das possíveis condições climáticas adversas.
- Qualidade na construção, devido ao local da pré-fabricação ser sempre o mesmo, cria-se boas condições para a execução do tabuleiro, assemelhando-se o local a um pequeno estaleiro.
- O material de lançamento é ligeiro e barato, podendo ser reutilizado em outras obras.

No entanto o método apresenta porém, algumas desvantagens:

- O uso de grande quantidade de pré-esforço para a fase de lançamento.
- O processo construtivo define a secção transversal e o traçado longitudinal, podendo em termos económicos e estéticos não ser muito favorável.
- A secção constante torna pouco viável a possibilidade de se considerarem comprimentos de vão superiores a 60m.
- O requerimento de se garantir um espaço disponível para a instalação da área de estaleiro para a pré-fabricação, atrás de um dos encontros. Na eventual impossibilidade da existência do espaço necessário, a aplicação deste método fica muito comprometida.
- A execução do processo do deslocamento do tabuleiro necessita uma boa capacidade técnica do empreiteiro.
- A necessidade de grandes quantidades de pré-esforço provisório torna este método bastante oneroso, mesmo podendo este ser posteriormente considerado no pré-esforço final.

Pode-se assim concluir, que este método apesar de ser de rápida execução pela possibilidade de várias frentes de obra e facilidade de execução dos procedimentos tem como senão a vertente económica associada. É recomendado então, a utilização deste método em vales profundos, na qual não existe a possibilidade de escoramento ou em situações de traçado rodoviário que não permite a utilização de um “gabarit” livre adequado.

2.3. MÉTODO DOS AVANÇOS SUCESSIVOS COM PRÉ-ESFORÇO INTERIOR

2.3.1. DESCRIÇÃO

Este processo construtivo, chamado de avanços sucessivos ou também conhecido por método das consolas (“*construction par encorbellement*” na denominação francesa) consiste fundamentalmente na construção de consolas a partir dos apoios, consolas que vão crescendo até à dimensão pretendida. Este aumento gradual das consolas ocorre através da utilização de aduelas de 2 a 6m de comprimento.

Com efeito, cada aduela é ligada à anterior, tendo esta de ter resistência para ser autoportante e também para suportar as aduelas seguintes, isto é, tem de resistir ao peso próprio da mesma e das aduelas que serão construídas a seguir mais o peso do material/equipamento necessário para a construção das mesmas [8].

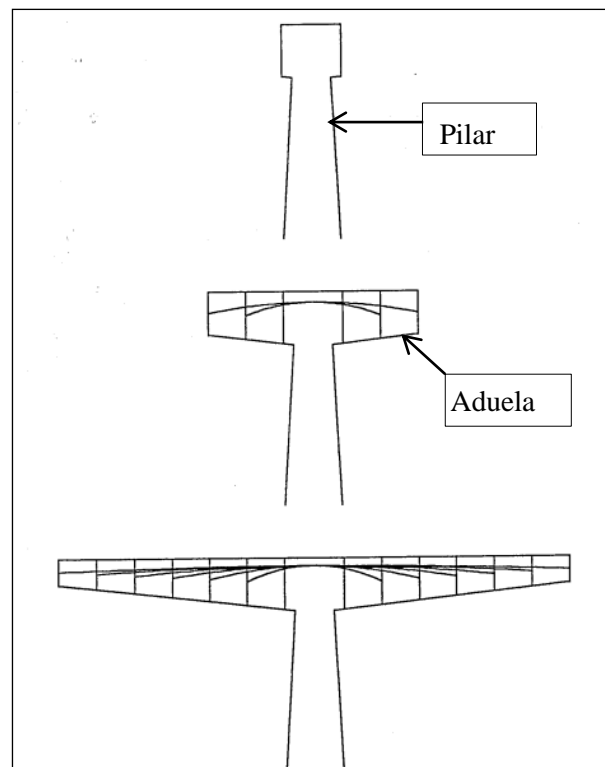


Fig. 2.3.1 – Princípio genérico da construção por avanços sucessivos [8].

Para cada consola se encontrar em equilíbrio é essencial a aplicação de um pré-esforço que irá suportar o peso próprio das aduelas como mencionado. À medida que a consola cresce, o peso próprio também aumenta, logo geram-se maiores esforços obrigando a que o pré-esforço seja maior com o aumento da

consola, assim existe a necessidade de introduzir novos cabos a cada aduela adicionada à parte da consola já existente (Figura 2.3.1).

Terminando a construção das consolas e para dar continuidade ao tabuleiro, as consolas que ficam topo a topo são ligadas nas suas extremidades dando origem ao esquema estrutural final através da utilização de pré-esforço de continuidade. No início, esta conexão era efetuada por meio de articulações que apenas transmitiam esforço de corte, mas problemas de deformação no tempo vieram a recomendar uma total continuidade estrutural que hoje em dia, é utilizada em todas as obras construídas pelo método das consolas.



Fig. 2.3.2 – Construção da aduela de fecho ponte S.João, Porto [9].

Aduelas betonadas no local ou aduelas pré-fabricadas são dois dos modos possíveis para a execução das consolas, porém os princípios fundamentais da construção nos dois casos são muito semelhantes. A construção pode partir dos encontros ou de pilares intermédios, com ou sem recurso a apoios provisórios. A construção simétrica, partindo de cada lado do pilar será a mais indicada, havendo, assim um sistema equilibrado do tabuleiro, não causando esforços de flexão elevados no pilar e consequentemente nas fundações.

As primeiras pontes construídas pelo processo referido foram de madeira, sendo que algumas ainda podem ser encontradas em alguns países asiáticos. Mais tarde já no início do século XIX, o engenheiro americano Thomas Pope projetou a primeira ponte de madeira com 550m de vão, construída por consolas a partir dos encontros e pouco tempo depois o método estendeu-se às estruturas metálicas. Em Portugal mais concretamente na travessia do rio Douro no Porto as pontes D.Maria Pia e D.Luiz I projetadas respetivamente por Gustave Eiffel e Teophile Seyrig foram construídas utilizando este método [8].

Alguns anos mais tarde com o aparecimento do betão armado, muitos construtores mostraram-se interessados na aplicação deste método a este novo material. Em 1930 surge a primeira ponte em que este método é aplicado a pontes de betão armado numa forma semelhante ao utilizado atualmente.

Trata-se da ponte Herval sobre o rio Peixe, no Brasil, com um vão central de 68m. Entretanto outras pontes em betão armado foram concebidas, porém como este método requeria uma grande quantidade de armadura para resistir aos momentos fletores negativos, este processo construtivo não teve o sucesso previsto. Apenas com o aparecimento do aço pré-esforçado o método das consolas se tornou mais eficaz e portanto mais frequente a sua utilização [8].

Já a meio do século XX, na Alemanha, Ulrich Finsterwalder é quem propriamente inicia a utilização deste processo construtivo em pontes de betão pré-esforçado. Na década 50 do referido século, começam-se a construir várias pontes através desta nova técnica na época, como a ponte ferroviária de La Voulte, a ponte Worms sobre o rio Reno, a ponte Coblenz, a ponte Beaucaire e a ponte Savines. Alguns anos mais tarde, em 1962, uma evolução é dada na construção de pontes por avanços sucessivos através da utilização da rótula, que inicialmente era materializada no fecho dos vãos criando-se assim a total continuidade estrutural. As primeiras obras com esta novidade foram as pontes Lacroix-Falgarde sobre o rio Ariège e a ponte Vallon du Moulin à Poudre, em Brest [8].

Hoje em dia, a ponte de S.João, no Porto, tem um dos maiores vãos do mundo, para pontes do género, com 250m.



Fig. 2.3.3 – Ponte de S.João, Porto [10].

Entretanto surgiu outra evolução nesta técnica de construção, que foi a introdução da pré-fabricação das aduelas, o que veio possibilitar uma maior rapidez na realização deste tipo de pontes. Neste caso, as juntas são coladas e os segmentos pré-fabricados integrados através de pré-esforço. Este novo método de construção difundiu-se rapidamente, tendo sido utilizado na construção de diversas estruturas tais como o viaduto Chillon na Suíça e a ponte Rio-Niteroi no Brasil. Em Portugal, também se encontram casos com a aplicação de aduelas pré-fabricadas como por exemplo a ponte Europa, em Coimbra, tal como com recurso à betonagem “in situ” como são a ponte de S.João, a ponte do Lindoso e o viaduto de Alcântara. [8]

2.3.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Como já mencionado anteriormente, existem dois tipos de construção através deste método. A construção simétrica e a assimétrica. Em geral, opta-se por uma construção simétrica partindo de cada pilar, concebendo consolas simétricas. Todavia por vezes, a construção assimétrica a partir dos pilares ou dos encontros é inevitável. Em cada caso, terá que existir um equilíbrio entre as cargas de um lado do apoio e do oposto. Esta problemática ocorre principalmente na construção assimétrica, porém também existe no caso da construção simétrica, devendo-se essencialmente à não simultaneidade das betonagens ou colocação das aduelas simétricas, à assimetria das sobrecargas construtivas, e à ação do vento originando um momento fletor desequilibrado no pilar. O pilar poderá suportar tais esforços, caso tal não aconteça, é necessário recorrer a elementos de suporte ou ancoragens temporárias de modo a absorver tal desequilíbrio [8].

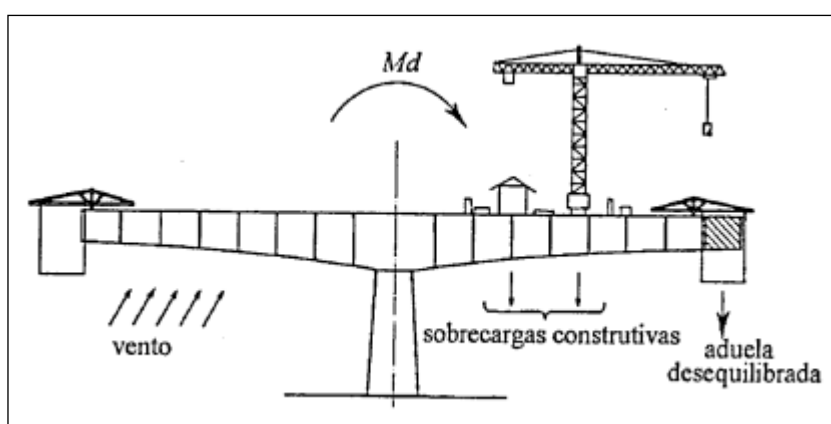


Fig. 2.3.4 – Momento fletor desequilibrado no pilar [8].

Enquanto na construção assimétrica, que é efetivamente o caso mais condicionante, o momento desequilibrado poderá tomar valores bastante elevados, sendo necessárias, a introdução de algumas medidas de contenção, que poderão passar pela utilização de:

- Suportes temporários.
- Escoramento ao solo numa das consolas atuando como contrapeso.
- Contrapesos que, no caso de construção a partir do encontro, poderá ser o próprio encontro.
- Betão leve.
- Ancoragens temporárias.

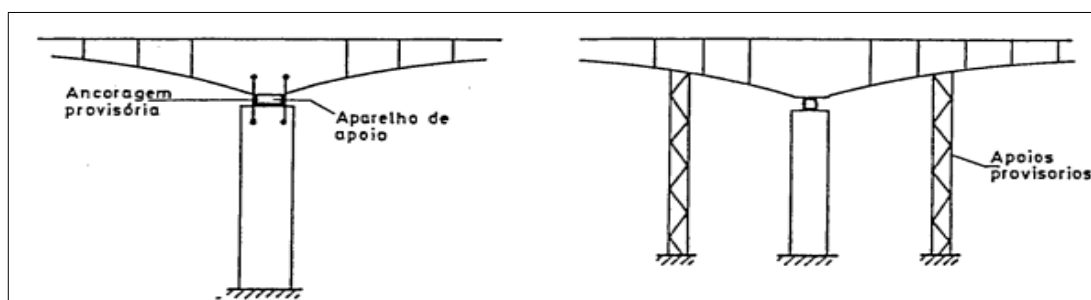


Fig. 2.3.5 – Utilização de suportes temporários. [6]

Na construção por avanços sucessivos com aduelas betonadas “in situ” o tabuleiro é betonado em segmentos de 3 a 6m de comprimento a partir do apoio. Este método requer a utilização de cofragens móveis, as quais se podem ou não apoiar numa estrutura portante. Existem três tipos de estruturas portantes usualmente utilizados:

- Escoramento ao solo móvel.
- Carro móvel.
- Viga de lançamento metálica.

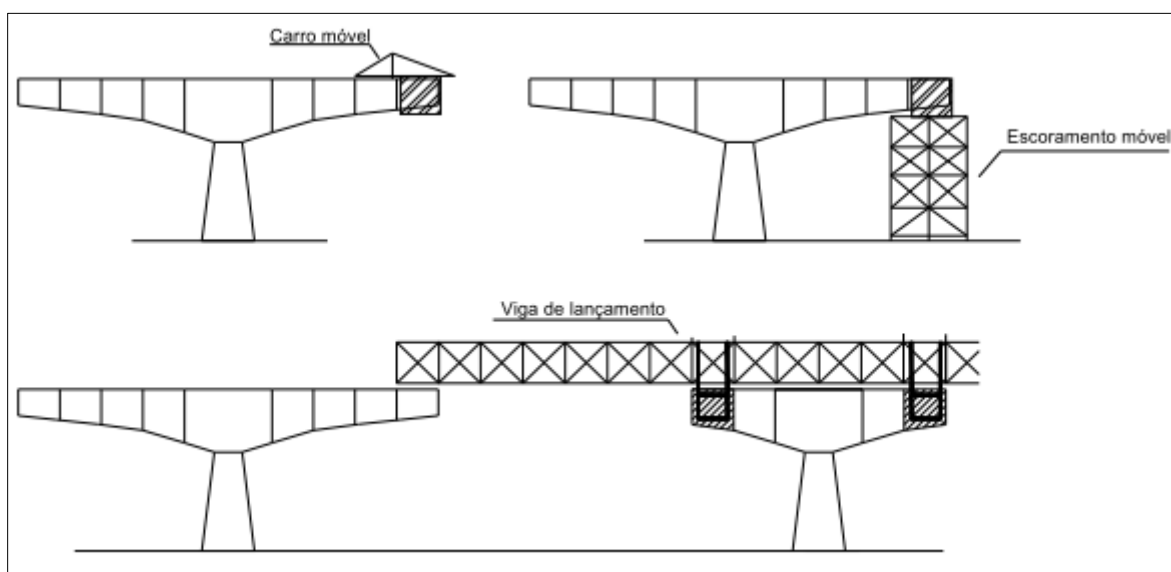


Fig. 2.3.6 – Tipos de estruturas portantes utilizadas [11].

Caso exista uma pequena altura ao solo, pode-se utilizar um escoramento móvel apoiado sobre o solo, betonando aduelas com cerca de 6 a 8m de comprimento, porém é um processo raramente utilizado.

Já na situação de utilizar-se carros móveis, as aduelas têm normalmente comprimentos entre os 3 a 5m variando consoante a capacidade resistente do equipamento. Neste processo, o carro móvel é constituído por uma estrutura metálica longitudinal, que por sua vez suporta cofragens suspensas, transmitindo o peso da aduela que esta a ser betonada à consola já construída até aí.

Em viadutos com diversos tramos iguais, poderá ser vantajoso em termos económicos usar uma viga metálica apoiada no topo dos pilares da ponte que deverá resistir ao peso da aduela durante a fase da betonagem até esta atingir a resistência mínima para ser possível aplicar o pré-esforço. A cofragem é suportada pela viga e mudada após a construção de cada aduela. Esta viga estabelece também uma ponte, possibilitando o fácil acesso do pessoal operário e o transporte do material necessário. Neste caso a grandeza das aduelas pode atingir os 10m, o que corresponde a um ritmo de avanço do tabuleiro de 4m por dia [8].

Em geral, é utilizado um par de carros móveis para construção de uma ponte, passando por todos os pilares sucessivamente, porém a cadência de construção conseguirá ser mais elevada, aumentando o número de frentes de trabalho e de pares de carros móveis. Na figura 2.3.7 é representado um esquema de construção “in situ” utilizando os referidos carros móveis ou de avanço.

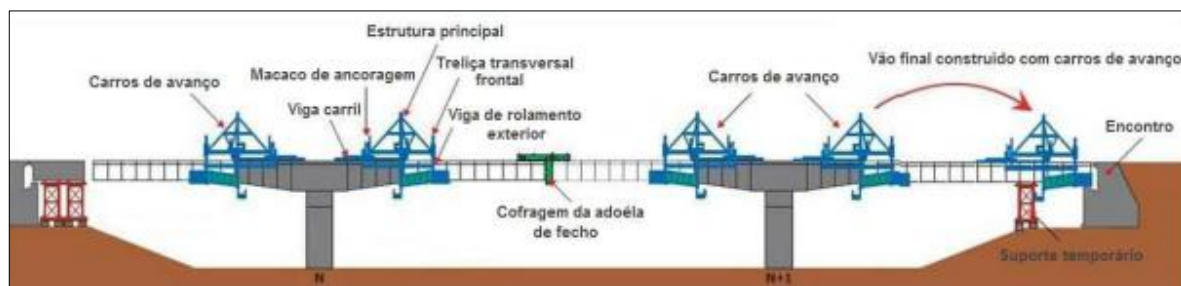


Fig. 2.3.7 – Processo de construção “in situ” por avanços sucessivos mais utilizado [12].

O faseamento construtivo, através deste método é caracterizado por ser uma sucessão de ciclos repetitivos como se pode observar na Figura 2.3.8. Nesta figura consegue-se facilmente perceber que, caso cada aduela tiver as mesmas grandezas geométricas e materiais, resultarão esforços muito idênticos. Repare-se também que apenas se geram trações nas fibras superiores das aduelas, isto devido ao aumento do momento fletor negativo o qual atinge o seu máximo na construção da aduela de fecho.

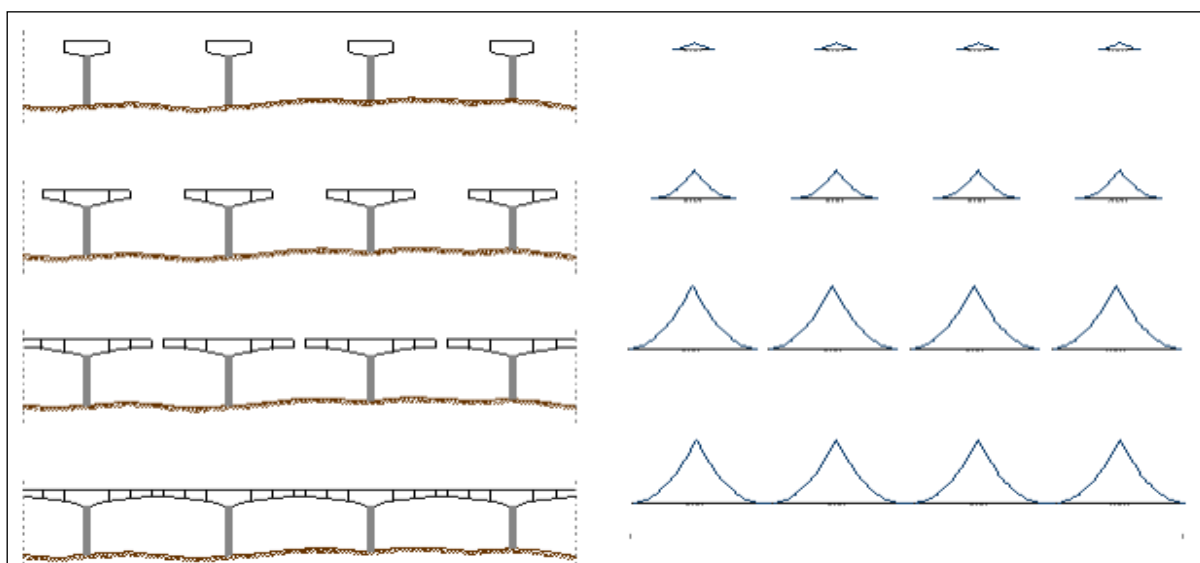


Fig. 2.3.8 – Síntese do faseamento construtivo de um viaduto construído por avanços sucessivos e respetivos Momentos fletores gerados [13].

A construção da chamada aduela zero, que diz respeito ao arranque das consolas é normalmente um processo bastante moroso, podendo levar várias semanas à sua execução. A sua construção é diferente da das outras aduelas, pois não existe ainda a possibilidade de recorrer a equipamentos móveis. São utilizadas cofragens tradicionais apoiadas em cimbrês ao solo, ou no próprio pilar quando a altura é considerável.



Fig. 2.3.9 – Construção da aduela zero [13].

Após a construção da aduela zero, segue-se um ciclo repetitivo na execução das aduelas correntes.

Começando pelo posicionamento das cofragens, que é realizado tendo em conta as deformações previstas do equipamento móvel e da própria estrutura, são colocadas as armaduras passivas e as bainhas de pré-esforço, podendo ser um processo demorado devido à grande quantidade destas armaduras.

Segue-se então uma das fases mais importantes, que é a betonagem, geralmente primeiro é betonado o banzo inferior, e logo após a colocação das cofragens interiores são betonadas as almas e por fim o banzo superior. Estas duas últimas fases poderão ocorrer em simultâneo.

Para se tensionar os cabos de pré-esforço, o betão terá que ter resistência suficiente para absorver as forças de pré-esforço e não fendilhar. É recomendado que a programação desta fase seja feita de forma que a betonagem decorra a uma sexta-feira para que o pré-esforço possa ser aplicado na segunda ou terça-feira, perdendo-se então o menor número de dias úteis de trabalho. Após a aplicação do pré-esforço, a nova aduela torna-se assim autoportante e as cofragens podem ser aliviadas e o equipamento deslocado para a posição da aduela seguinte [5].

No final e depois da execução de todas as aduelas correntes dum pilar, procede-se à desmontagem do equipamento móvel e o seu transporte para um novo pilar a fim de ser repetido o mesmo ciclo. A um ritmo razoável de construção, utilizando carros móveis tradicionais com vigas principais superiores, consegue-se a construção de uma aduela por semana (5 dias de trabalho) [8]:

- Um dia para aplicação do pré-esforço na aduela prévia, para a descofragem e para a mudança do equipamento móvel.
- Dois dias para a colocação das armaduras passivas e bainhas de pré-esforço.
- Um dia de betonagem da aduela.
- Três dias (incluindo sábado e domingo) para a cura do betão.

Assim, no caso de aduelas com 4m de tamanho, corresponde a um avanço de $\frac{4m}{5} = 0.8m/\text{dia}$ por carro móvel. Esta cadência de construção poderá ser maior caso as seguintes medidas sejam impostas:

- Libertação do espaço superior do tabuleiro.
- Aumento do comprimento das aduelas.
- Execução da secção transversal em duas fases.
- Diminuição do tempo de cura do betão ou utilização de almas pré-fabricadas.

A finalização das consolas, hoje em dia, é sempre realizada garantindo continuidade total do tabuleiro. Devido à importância deste comportamento estrutural para as ações que se instalam na estrutura, uma vez terminada a obra. É provável que, por exemplo, se desenvolvam momentos fletores positivos ao nível do vão devido às sobrecargas e restantes ações permanentes ou à redistribuição dos elevados momentos fletores negativos que ocorrem por ação dos efeitos diferidos do betão e das armaduras, como a fluência, retração e relaxação. Por este motivo, torna-se indispensável a aplicação da armadura de pré-esforço de continuidade nessa região [8].

Portanto, com a aplicação dos cabos de solidarização ou de continuidade a “meio-vão”, pretende-se assegurar a continuidade do tabuleiro e resistir aos momentos fletores gerados em fase de utilização. Por seu turno, os cabos de consola têm importância, sobretudo ainda na fase construtiva, sendo colocados nas proximidades da fibra superior em que são pré-esforçados à medida que as consolas vão avançando, resistindo assim aos momentos fletores negativos gerados pelo peso próprio do betão.

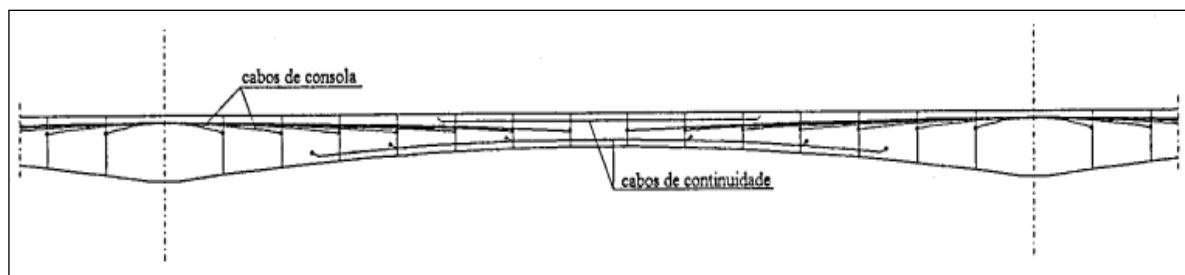


Fig. 2.3.10 – Esquema do pré-esforço longitudinal [8].

2.3.3. CAMPO DE APLICAÇÃO

O processo de avanços sucessivos com pré-esforço interior é geralmente utilizado na construção de pontes com vãos compreendidos entre os 50 e 150m, estando os vãos mais frequentes entre os 70 e 90m. Para vãos inferiores a 50m, é preferível então usar outros métodos construtivos, enquanto que para vãos superiores a 200m se torna bastante desvantajoso a utilização deste método, devido ao aumento considerável dos momentos fletores provenientes do peso próprio do betão, das tensões de compressão no banzo inferior e do recurso a elevadas quantidades de aço pré-esforçado que dificultam a tarefa da betonagem.

A construção por avanços sucessivos é bastante versátil, adaptando-se a vários tipos de sistemas estruturais como pontes em viga (contínua ou Gerber), pontes em pórtico (com rótulas ou sem rótulas), mas também pontes em arco e pontes de tirantes.

2.2.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS

Este processo construtivo apresenta as seguintes vantagens:

- Elevada economia nas cofragens, devido à sua reutilização ao longo da obra.
- Procedimentos repetitivos e várias frentes de trabalho, que conduzem a um elevado rendimento.
- A não utilização de cimbramentos ou escoramentos, dispensando a utilização da zona sob o tabuleiro.
- Pequena redução da altura útil, importante quando a obra afeta vias de comunicação.

Tal como em outros métodos construtivos existentes, a construção de uma ponte através do método dos avanços sucessivos não deixa de ter também as suas desvantagens, que poderão pôr em causa a sua utilização em determinadas situações, tais como:

- Nível de execução de grande grau de complexidade, por exemplo, nas operações de avanço da cofragem e no controlo geométrico.
- Elevada capacidade técnica requerida do empreiteiro.

2.4. CIMBRE AUTOLANÇÁVEL CONVENCIONAL

2.4.1. DESCRIÇÃO

A necessidade de transpor, vales a grande altura, rios ou mesmo desnivelamentos urbanos, levou à construção tramo a tramo, utilizando cimbramentos autolançáveis e autoportantes, sem precisar de utilizar escoramento ao solo, não dependendo portanto dos condicionalismos impostos pela zona de atravessamento e mantendo livre parcialmente ou totalmente, a área inferior ao tabuleiro. Neste método a superestrutura é construída numa direção tramo a tramo, com juntas de betonagem localizadas em geral na zona de momentos nulos [6].

Os cimbramentos autolançáveis (CA) podem-se considerar oficinas móveis que passo a passo se transportam, deixando atrás de si um tabuleiro já com resistência suficiente para resistir ao seu próprio peso e na sua posição definitiva. Tem como principais características:

- Equipamento abrange em si todas as funções.
- Junta em pouco espaço todas as operações, portanto necessita de pouca mão-de-obra.
- É proveitoso desde que o seu peso seja inferior a metade do peso do betão a realizar, a sua movimentação é única ao longo do comprimento da ponte.
- Tempo de construção e custos não são dependentes da altura da estrutura, uma vez que as operações são independentes do solo.
- Boas condições de trabalho para os operários, já que trabalham sobre amplas plataformas que por vezes são cobertas para que a área de trabalho fique protegida das adversas condições climatéricas.

Existem dois tipos de cimbramentos autolançáveis:

- Cimbra autolançável superior.
- Cimbra autolançável inferior.

A opção por um determinado tipo de cimbra está influenciada pelas características da ponte, tais como [6]:

- A forma e variedade dos pilares.
- Raio de curvatura em planta.
- Número e variação da grandeza dos vãos.
- Sequência de construção desejada.
- Características técnicas do empreiteiro.
- Topografia do terreno.

Num cimbra superior a estrutura portante situa-se sobre o tabuleiro, apoiando-se atrás no tramo em consola do tabuleiro já executado e à frente num pilar. Neste caso a cofragem tem de ser suspensa do cimbra.



Fig. 2.4.1 – Vista geral de um cimbra autolançável superior, em Viaduto do Corgo [14].

Já num cimbra inferior, a estrutura portante situa-se sob o tabuleiro em construção. Durante a fase da betonagem, é usual o cimbra ser suspenso atrás no tabuleiro já construído e apoiado no pilar dianteiro por intermédio de consolas de apoio, durante o avanço o apoio realiza-se sobre as consolas de apoio fixas aos pilares.



Fig. 2.4.2 – Cimbra autolánçavel inferior em Ky-Dong Bridge, Korea [15].

O ciclo de execução de um tramo é geralmente de uma semana, cumprindo as seguintes etapas [16]:

- 2ª Feira – aplicação do pré-esforço ao tabuleiro, previamente betonado;
- 3ª Feira – avanço do cimbra;
- 4ª e 5ª Feira – colocação da armadura (caso seja montada em estaleiro a sua instalação ocupa apenas um dia);
- 6ª Feira – betonagem;
- Sábado e Domingo – endurecimento do betão.

A produtividade deste equipamento é máxima quando o trabalho é repetitivo e em ciclos semelhantes, um CA é constituído por vários componentes, tendo cada qual a sua respetiva função:

- Vigas principais: estrutura metálica de alma cheia ou treliçada, que assume as principais funções de suporte da estrutura;
- Narizes (dianteiro e traseiro): colocados no (s) extremo (s) da estrutura principal, têm como cargo o auxílio na movimentação do cimbra, possuindo uma estrutura menos rígida do que a secção principal uma vez que não é solicitada durante a fase de maiores carregamentos (betonagem);
- Sistemas de movimentação: sistemas óleo-hidráulicos ou guinchos associados a “bogies” ou “teflon”;
- Estruturas de apoio do cimbra: consolas ou pórticos unidos aos pilares e/ou tabuleiro;
- Cofragens;

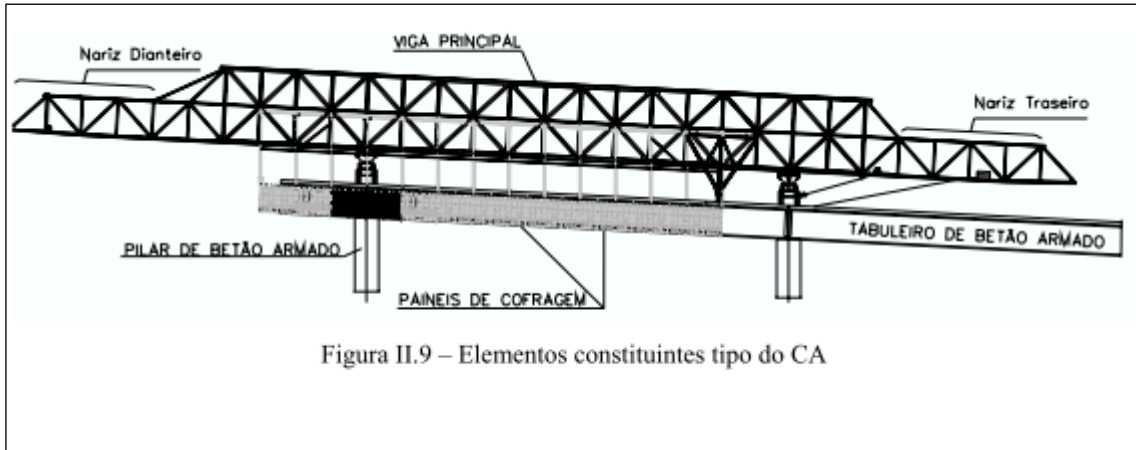


Figura II.9 – Elementos constituintes tipo do CA

Fig. 2.4.3 – Elementos que constituem um cimbre autolanzável convencional [17].

A aquisição deste género de equipamento poderá ser bastante dispendiosa, sendo assim apenas economicamente rentável em pontes com vãos médios/grandes e tamanho constante ou também considerando a sua reutilização noutras obras semelhantes. Trata-se de uma estrutura bastante deformável, em que a referida deformação aumenta mais rapidamente com o aumento do vão do que propriamente com o peso do betão. Logo, deve-se limitar o comprimento mínimo tal como o máximo do vão a construir e preferencialmente a secção transversal deve ser constante ao longo de todo o comprimento longitudinal de modo a facilitar a execução da mesma [17].

2.4.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO E COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Este método construtivo (o cimbre tanto poderá ser superior ou inferior, não diferindo o método a seguir descrito), geralmente tem a seguinte metodologia [16]:

Inicialmente o CA é lançado no primeiro vão do tabuleiro a partir do encontro, e vai apoiar-se nesse encontro e no pilar imediatamente a seguir. Com um comprimento corrente de L o cimbre poderá executar de cada vez $0.8xL$ (m), que é equivalente a um vão completo, mais $L/5$ (m) respeitante ao vão seguinte, funcionando os $L/5$ (m) como uma consola

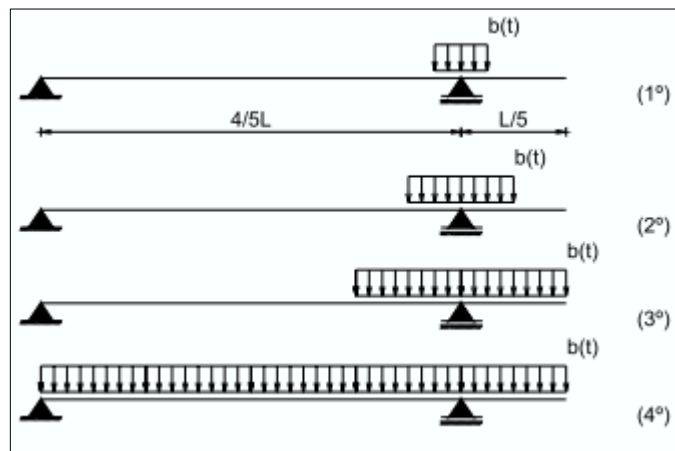


Fig. 2.4.4 – Esquema estrutural da sequência de betonagem ao longo do tempo [18].

A betonagem de cada tramo será realizada de forma contínua (geral por bombagem do betão), ocupando ou não a totalidade da largura do tabuleiro. Esta será iniciada sobre o pilar, betonando de forma equilibrada os dois lados, até se atingirem os $L/5$ (m) de cada lado, continuando então a betonagem em sentido do encontro como se pode observar na Figura 2.4.4.

Em relação a este processo de betonagem pode-se referir que é vantajoso, uma vez que leva a menores deformações e a uma menor variação de tensões no betão, diminuindo a probabilidade deste fendilhar, melhorando assim, não só o seu comportamento estrutural, como a sua durabilidade.

Mal o betão atinja a resistência mínima suficiente, serão tensionados os cabos pré-esforçados a partir do lado da consola do tabuleiro. Segue-se então a descofragem do tramo e muda-se o cimbra para o segundo vão, de forma a ficar apoiado junto à extremidade da consola do tramo que se acabou de executar e no pilar seguinte

Após a aplicação do pré-esforço no tabuleiro o cimbra avança como já foi mencionado anteriormente para o tramo seguinte, deixando para trás um tramo já previamente executado, isto é, betonado, pré-esforçado e descofrado. Esta movimentação do cimbra para a betonagem do tramo seguinte é garantida por um sistema de movimentação (Figura 2.4.5), constituído por um sistema óleo-hidráulico (empurre do CA) ou de guinchos (puxe do CA), associado a um conjunto de “bogies”, ou por vezes, a apoios com “teflon”. Durante a fase do avanço do cimbra, os narizes deste são responsáveis pela transmissão do peso do equipamento para os apoios.

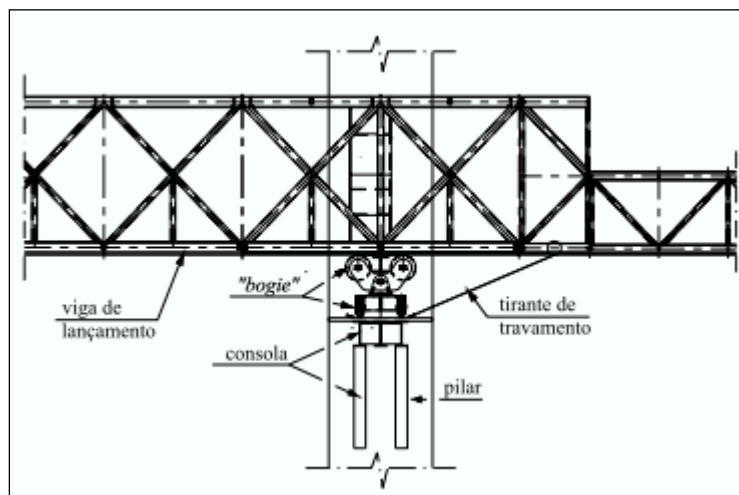


Fig. 2.4.5 – Componentes de movimentação, apoio e travamento do CA [17].

Adotando semelhante processo, serão assim executados os restantes vãos até atingirem o encontro oposto.

Pela Figura 2.4.6 observa-se que durante a utilização de CA superiores a cofragem é suspensa por meio de tirantes ou de varões de alta resistência, que são desmontados logo depois da betonagem do tabuleiro, para possibilitar a abertura das cofragens e o avanço do cimbra para o próximo tramo.



Fig. 2.4.6 – Instalação da armadura [17].

Na Figura 2.4.7, podem-se verificar as várias operações que são efetuadas no ciclo de betonagem de um tramo como são respetivamente o fecho das cofragens, colocação da armadura e betonagem. A aplicação dos cabos pré-esforçados e abertura das cofragens a partir do momento em que o betão atinga a resistência mínima e também o avanço do cimbre para a posição de betonagem e reinício do ciclo.

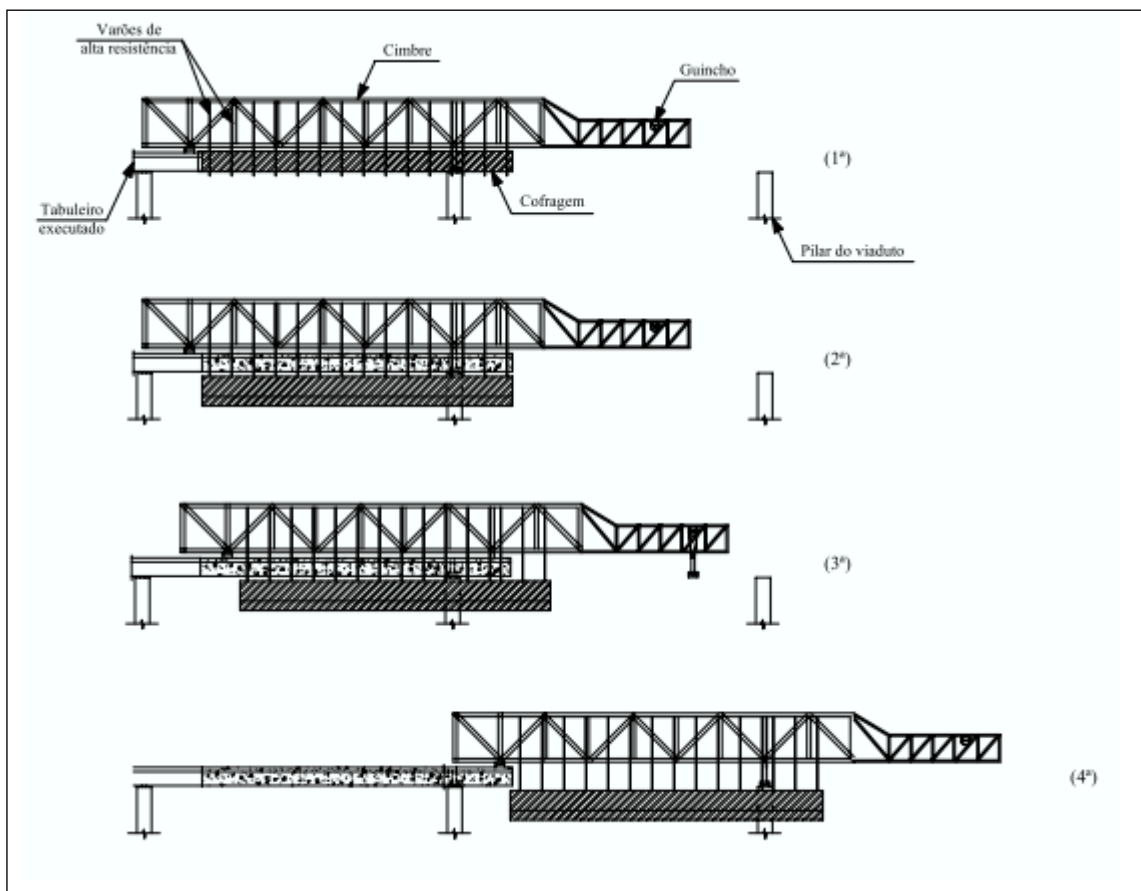


Fig. 2.4.7 – Operações efetuadas durante o processo construtivo com CA superior [17].

Para além da diferença no que concerne à colocação e suporte das cofragens entre os CA's superiores e inferiores, existe também a questão da maior ou menor dificuldade no avanço do cimbra longitudinalmente visto que nos CA's inferiores existe a obstrução dos pilares dificultando a tarefa em si inerente.

Deste modo, no caso dos cimbres inferiores que se situam sob o tabuleiro, estes necessitam de apoiarem-se em consolas metálicas fixas nos pilares, esta fixação por sua vez, pode ser feita por diversas formas, sendo as mais correntes [17]:

- Através de anéis de atrito, em que utilizando-se pré-esforço, os referidos anéis são comprimidos contra os pilares mobilizando um força de atrito entre o metal e o betão mínima de modo a resistir ao corte entre o pilar e consola.
- Diretamente no pilar, sendo necessário deixar negativos no mesmo para poder receber seguidamente as escoras da consola.
- Por sistemas mistos, transmitindo o esforço por corte ou compressão.

De salientar, que existe um sistema escora-tirante entre os pares de consolas metálicas que previne as situações em que haja diferenças no valor do carregamento sobre cada consola fixada no mesmo pilar, o que poderia sujeitar o pilar a esforços de flexão não previstos.

2.4.3. CAMPO DE APLICAÇÃO

Em síntese, como analisado anteriormente este processo construtivo aplica-se na grande maioria dos casos na construção de obras com eixo longitudinal reto ou com baixa curvatura, grande comprimento e em geral com secção transversal constante. Por esta razão, é aplicado em vãos com uma grandeza situada entre os 30m e 55m. Cada vão, em geral tem aproximadamente o mesmo tamanho do vão do cimbra, localizando-se as juntas nos locais de momento fletor nulo. Do mesmo modo, este método construtivo é independente da altura ao solo, dado que, o acesso à frente de trabalhos é feito pelo tabuleiro já construído [4].

2.4.4. VANTAGENS E DESVANTAGENS

Em conclusão, por todos os aspetos e razões referidas neste subcapítulo este método construtivo apresenta resumidamente as seguintes vantagens [4]:

- Celeridade na construção (um tramo por semana aproximadamente).
- Boas condições na execução do tabuleiro, devido à boa acessibilidade à frente de trabalhos.
- Porque se trata de um processo baseado em ciclos repetitivos, existe uma boa sistematização das operações.
- Independência do trabalho em relação ao solo.
- Os operários têm boas condições de segurança e trabalho, devido à grande área de trabalho disponível.

Todavia, como no caso dos outros dois métodos construtivos anteriormente supracitados existem também certas desvantagens:

- Elevado investimento necessário para a aquisição, transporte e montagem do equipamento.

3

CIMBRE AUTOLANÇÁVEL COM TECNOLOGIA OPS

3.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo, aborda de forma objetiva e sucinta os princípios em que a tecnologia OPS (Organic Prestressing System) se baseia, e é estudada a sua aplicação em cimbres autolançáveis (CA's) de forma a facilitar a compreensão dos capítulos seguintes. A aplicação da tecnologia OPS em cimbres é bastante recente e não é mais do que um exemplo de sistema efetor, isto é, um modelo experimental de um músculo artificial [19].

A principal virtude do OPS nas estruturas é a mesma dos músculos no corpo humano, melhor dizendo, é a capacidade de transformar algumas formas de energia em rigidez, sem a consequência do aumento de massa estrutural e consequentemente peso próprio da estrutura.

A aplicação desta tecnologia em CA's foi desenvolvida e estudada no início da década passada por uma equipa de docentes, estudantes e técnicos de várias áreas de formação da FEUP, denominada então por "*Grupo OPS*" em colaboração com a Engil SA (atual Mota-Engil). Iniciou-se então o estudo para a conceção de um modelo reduzido de um cimbra autolançável, com vista à avaliação da tecnologia de pré-esforço orgânico desenvolvida e à verificação dos resultados numéricos anteriormente obtidos. Assim, esta metodologia aplicada nos CA's, acarreta grandes vantagens para a construção de vãos de pontes ou viadutos em betão armado, tanto ao nível da redução de custos de transporte e materiais como também na melhor qualidade de construção permitindo a betonagem de vãos com deformações quase nulas e tempos de construção por vão mais reduzidos [17].

Neste capítulo será igualmente estudado e explicado em maior pormenor, o cimbra M60-I (cimbra utilizado no caso prático de estudo abordado no Capítulo 4) e a respetiva influência no faseamento construtivo do sub-viaduto Nascente do Viaduto do Corgo.

3.1.1. SISTEMA EFETOR

Um sistema efetor pode ser caracterizado como a aplicação do conceito de um músculo orgânico na engenharia estrutural. Neste caso, o controlo estrutural é geralmente aplicado no controlo de solicitações dinâmicas, tendo-se até hoje negligenciado a aplicabilidade deste género de sistemas em situações estáticas. Deste modo, os sistemas de controlo são normalmente aplicados nas estruturas como elementos externos, ao contrário dos músculos que em conjunto com os ossos, compõem a estrutura resistente de um ser vertebrado. Estas são as particularidades que mais diferenciam os sistemas de controlo ativo comuns do “músculo orgânico” e dos sistemas efetores, como podemos verificar nas Figuras 3.1.1 e 3.1.2. [19]

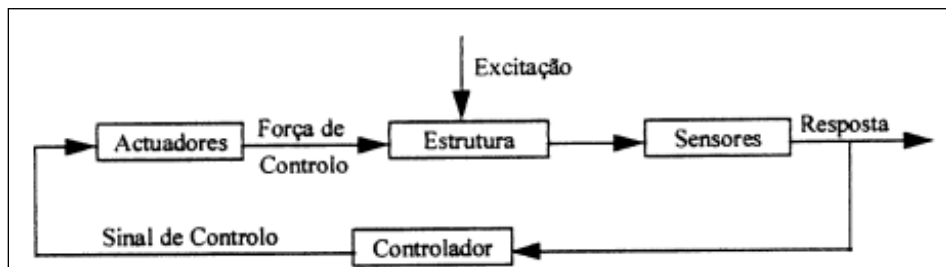


Fig. 3.1.1 – Diagrama de um sistema de controlo ativo [19].

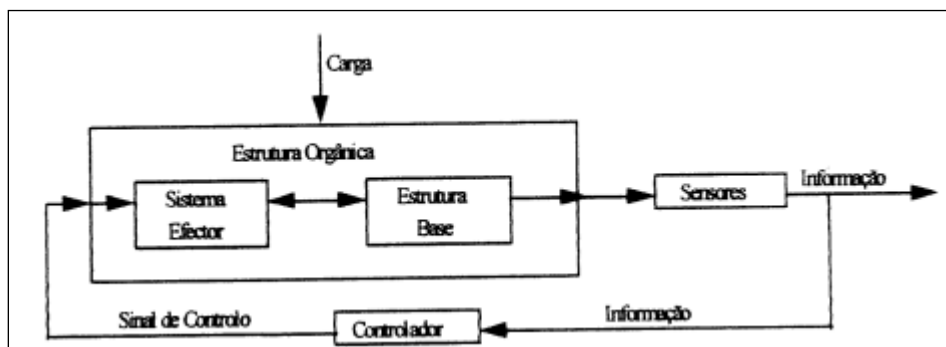


Fig. 3.1.2 – Circuito de controlo de uma estrutura orgânica [20].

Com efeito, podemos verificar através dos diagramas apresentados que sobressai o facto da integração do sistema efetor na estrutura, transformando esta numa estrutura orgânica, conferindo-lhe a capacidade de alterar a sua atitude estrutural, em função da solicitação, podendo até influenciar a própria solicitação [20].

Apesar de o conceito de sistemas efetores aparecer num estado de desenvolvimento do controlo estrutural mais avançado, o controlo através destes sistemas pode ser menos exigente, devido às estratégias de controlo aplicadas ao controlo estático serem mais simples, em relação às aplicadas ao controlo dinâmico dos sistemas ativos correntes. Em síntese, resta referir que um exemplo da aplicação de sistemas efetores é o conceito de Pré-esforço Orgânico (OPS), que devido à sua aplicação no processo construtivo do Sub-viaduto Nascente do Viaduto do Corgo, será pormenorizadamente descrito neste trabalho [20].

3.1.2. PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO (OPS)

“O pré-esforço orgânico (OPS) é um sistema de pré-esforço autoajustável, o qual recebeu a designação de orgânico pelo facto da sua conceção ser baseada no funcionamento de estruturas orgânicas existentes na natureza – as bio estruturas” [19].

Na área da engenharia civil e das bio estruturas existem diversas analogias que podem ser efetuadas. Bastantes elementos da natureza consistem em determinadas funções estruturais, que por sua vez, podem ser associadas a sistemas estruturais estudados na área da engenharia civil como se pode observar na Figura 3.1.3.






				
Ossos	Ligamentos	Cartilagem articular	Tendões	Músculos
Escoras, tirantes, vigas, pilares e cascas	Conectores	Aparelhos de apoio	Tirantes e cabos	Sistemas efectores

Fig. 3.1.3 – Analogia entre elementos estruturais e a natureza do corpo humano [17].

Durante o processo de dimensionamento convencional de uma estrutura são considerados diferentes cenários, todavia a solução final é única. Esta metodologia conduz em geral, a que a estrutura apenas apresente um rendimento ótimo para determinadas solicitações, sendo sobredimensionada para as restantes. Esta problemática ocorre de forma bastante notória em estruturas pré-esforçadas, uma vez que ao se dimensionar o pré-esforço para uma parte ou para a totalidade da sobrecarga variável, a estrutura estará sujeita ao estado de tensão imposta por esse pré-esforço sobredimensionado e apenas com o mencionado rendimento ótimo em determinadas circunstâncias. Portanto, um sobredimensionamento da estrutura pode resultar num efeito por vezes desfavorável, levando então à necessidade de um redimensionamento de determinados elementos da estrutura para suportar um estado de tensão provocado por uma ação que o próprio projetista “dimensionou”.

A aplicação do pré-esforço orgânico visa, fundamentalmente, habilitar as estruturas de uma capacidade de alterar a sua “atitude estrutural” em função da intensidade das ações que nelas atuam.

Os músculos são uma solução estrutural da Natureza que resolvem esta “contradição” de uma forma simples e eficiente. O pré-esforço orgânico, em analogia com essa solução permite diminuir esse efeito contraproducente, conduzindo por vezes a melhores soluções estruturais do que as que se alcançam fazendo uso das soluções estruturais convencionais. A conceção dos sistemas de pré-esforço baseia-se portanto, nos princípios estruturais que regem a função muscular [20].

3.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA OPS

As diferenças à primeira vista serão poucas entre uma peça pré-esforçada por um sistema convencional não aderente e uma por um sistema com pré-esforço orgânico. A distinção principal reside na capacidade de auto ajuste do pré-esforço às cargas externas. Este auto ajuste é efetuado pela ação de macacos hidráulicos que afastam as ancoragens da estrutura base, aumentando assim a tração nos cabos, isto é, aumentando o efeito de pré-esforço. Na verdade, este sistema (Figura 3.2.1) necessita apenas de duas alterações em relação a um sistema de pré-esforço convencional, que são a inclusão de sensores e circuito eletrónico e a incorporação do sistema de tensionamento na estrutura [19].

Podem-se então distinguir os seguintes elementos num sistema OPS:

- Cabos de pré-esforço não aderentes.
- Ancoragens orgânicas.
- Circuito elétrico.

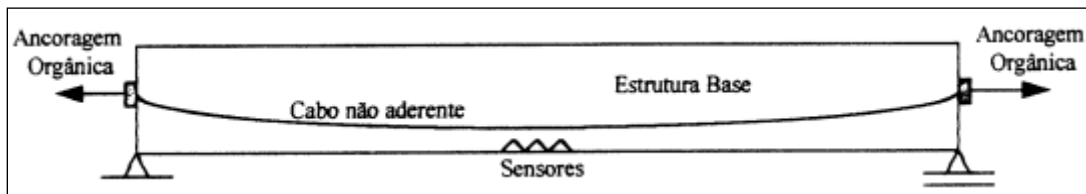


Fig. 3.2.1 – Viga simplesmente apoiada, dotada de um sistema de pré-esforço orgânico interior [19].

O circuito de controlo de uma estrutura dotada de um sistema deste género é baseado no diagrama da Figura 3.1.2 proposto para estruturas orgânicas, neste caso o sistema efetor é concretizado pelo sistema de pré-esforço orgânico.

O atuador (ancoragem orgânica + cabos orgânicos) é considerado como um elemento estrutural já que o mesmo tem influência no valor da rigidez e resistência da estrutura. Na Figura 3.2.2 observa-se o circuito de controlo do OPS.

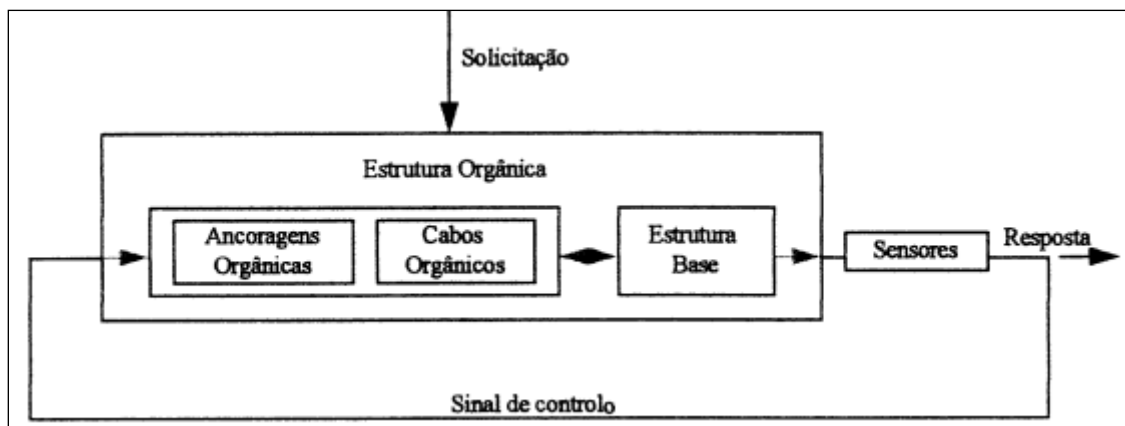


Fig. 3.2.2 – Circuito de controlo do pré-esforço orgânico [20].

“A definição de uma estrutura orgânica pressupõe o dimensionamento da estrutura base, a conceção do traçado dos cabos, a implementação dos sensores, a conceção da estratégia de controlo e o dimensionamento do sistema mecânico. ...o processo de dimensionamento da estrutura orgânica é um procedimento interativo entre estes cinco subprocessos, no qual, a definição da estratégia de controlo se assume como fundamental.” [19].

As formas de controlo podem ser bastante simples como é o caso de um primeiro algoritmo de controlo desenvolvido, muito semelhante aos clássicos “on-off”, que tem por base a variação de tensões medidas na secção de controlo. Basicamente, se na secção de controlo a compressão é reduzida, o sistema OPS produz “contrações” (as forças de pré-esforço são ampliadas por afastamento das ancoragens em relação à estrutura), pelo contrário, se as compressões são elevadas, o sistema OPS produz “relaxamentos” (as forças de pré-esforço são reduzidas por encurtamento das ancoragens) [20].

3.3 APLICAÇÃO TECNOLOGIA OPS EM CIBRES AUTOLANÇÁVEIS

Em diversos estudos efetuados até hoje, conclui-se que a aplicação do pré-esforço orgânico atinge maior rendimento em estruturas sujeitas a carregamentos lentos e com elevadas rácios entre as sobrecargas e as cargas permanentes, respetivamente, sendo os cimbres autolançáveis um modelo desse tipo de estruturas [20].

A aplicação de pré-esforço orgânico no lugar do pré-esforço convencional em cimbres, deve-se ao reduzido peso próprio das estruturas metálicas (cimbres) impossibilitando a aplicação de uma só vez todo o pré-esforço necessário. Seria necessário introduzir elevadas contra flechas e correr-se o risco de graves problemas de instabilidade, devido a tensões de compressão elevadas em banzos dimensionados para tensões de tração, isto é, existiria a possibilidade do cembre “romper” ao contrário [17].

Os elementos constituintes da tecnologia OPS aplicada a um cembre, são expostos na Figura 3.3.1. A estratégia de controlo baseada no controlo de flechas é particularmente simples e traduz-se na realização de cursos elementares do êmbolo do cilindro hidráulico, afastando ou aproximando a ancoragem orgânica da estrutura, ou seja, aumentando ou reduzindo a tensão nos cabos de pré-esforço, em função da flecha medida a meio vão [18].

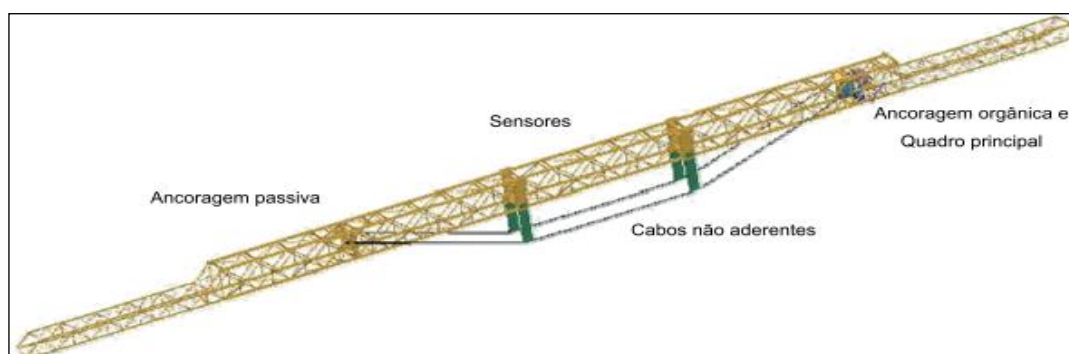


Fig. 3.3.1 – Elementos constituintes de um cembre com o sistema OPS [18].

O deslocamento a “meio vão” é medido utilizando transdutores de pressão. Para esse efeito, é colocado um reservatório num ponto fixo da estrutura (próximo de um pilar) e colocado o sensor de pressão no “meio vão” da mesma, ambos interligados por uma conduta apropriada, uma vez que qualquer alteração da pressão hidrostática corresponde a uma variação de flecha do cimbra, este sistema de medição assegura assim elevados níveis de precisão. Pode-se observar na Figura 3.3.2 a mencionada metodologia utilizada [17].

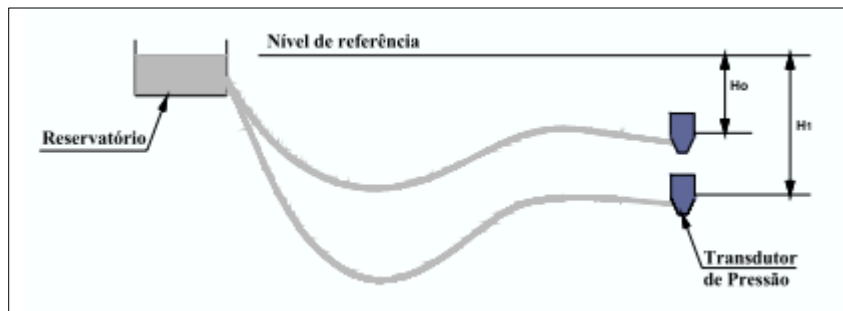


Fig. 3.3.2 – Transdutores de pressão [17].

Os atuadores (macacos hidráulicos) são semelhantes aos usados noutras aplicações da engenharia civil, sendo no entanto aconselhável limitar as pressões máximas instaladas a valores inferiores aos normalmente adotadas nesses casos [20]. O curso máximo é dimensionado atendendo não só à variação de comprimento dos cabos pré-definida mas também às perdas de pré-esforço (especialmente elásticas) e à facilidade de montagem dos cabos.

O controlo de tensão nos cabos é realizado por um autómato que se encontra no quadro principal e que inclui uma série de sub-rotinas de segurança que possibilitam, a cada momento, efetuar uma verificação do estado do cimbra e do sistema de controlo.

Na Figura 3.3.3, pode-se observar a vantagem deste sistema relativamente à aplicação de pré-esforço convencional neste género de estruturas. Percebe-se que caso se aplique o pré-esforço de uma vez só, antes da aplicação da sobrecarga se ultrapassa o valor do momento fletor causado pelas cargas permanentes provocando consideráveis dimensões de tensões no cimbra.

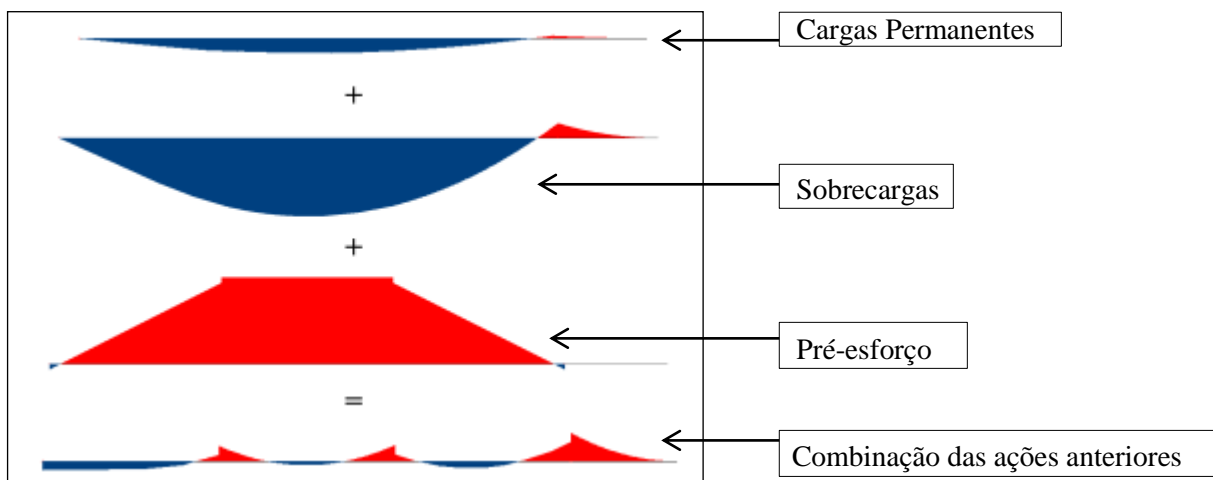


Fig. 3.3.3 – Momentos fletores no cimbra [18].

A intervenção do homem no funcionamento do sistema OPS é simples e fácil de executar, consistindo em informar o sistema dos incrementos da fase na obra. Estas ações podem ser de quatro tipos [17]:

- Posicionamento das escoras de desvio – este processo é realizado com recurso a um comando simples com duas opções: “armar escoras” e “recolher escoras” aplicado antes da betonagem e após o avanço, respetivamente.
- Aplicação de pré-esforço inicial para anulação da flecha, devido às cargas permanentes resultados do peso próprio do cimbre e das cofragens e, eventualmente, para definição de uma contra flecha.
- Ativação do controlo automático durante a fase de carga (betonagem) e descarga (aplicação de pré-esforço no tabuleiro), onde o sistema OPS controla a flecha provocada por ações exteriores.
- Remoção de tensão no cabo de pré-esforço para permitir a recolha das escoras.

3.4. CIMBRE M60-I

Como foi já referido a obra de arte em estudo no âmbito desta dissertação, abordado no Capítulo 4, utiliza um cimbre autolanzável dotado da tecnologia OPS, pelo que se considera adequado efetuar neste capítulo, uma breve descrição e caracterização do referido cimbre, uma vez que se trata de um equipamento com grande influência no faseamento construtivo da referida obra.

O M60-I é um cimbre autolanzável inferior que foi desenvolvido para construir tabuleiros de pontes de betão armado com vãos máximos de 60 metros. A sua estrutura resistente é formada por duas vigas metálicas e por um conjunto de cabos de pré-esforço controlados por um sistema de pré-esforço orgânico (OPS) durante a fase de betonagem. Como mencionado anteriormente, é uma solução estrutural em que os cabos de pré-esforço vão sendo progressivamente tensionados à medida que a carga de betão solícita a estrutura. Durante a fase de avanço, os cabos são desativados e a estrutura comporta-se como uma estrutura treliçada comum [21].

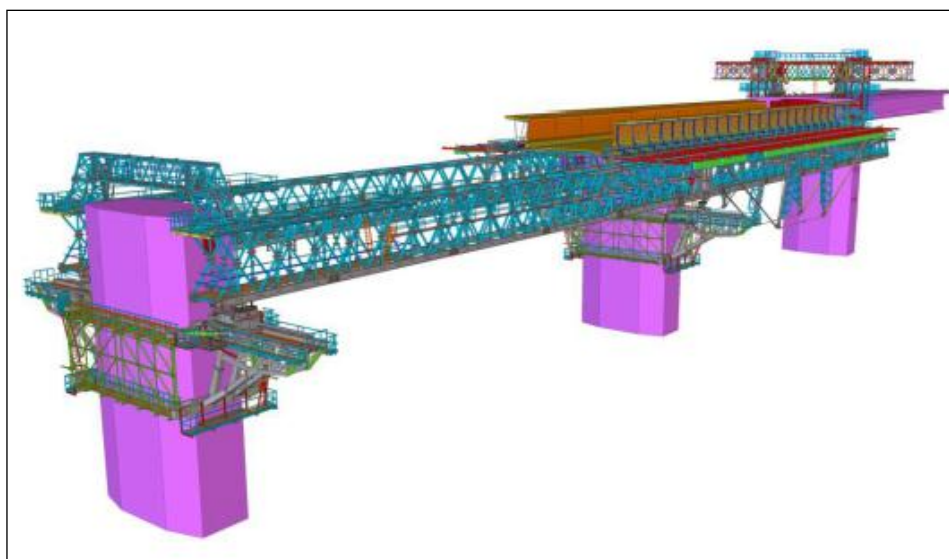


Fig. 3.4.1 – Vista geral do cimbre M60-I [21].

Neste cimbre a deformação a meio vão é a principal variável de controlo, esta é medida por sensores instalados em posições estratégicas da estrutura sendo que a informação recebida é transmitida ao sistema de controlo e processada de acordo com o algoritmo que “decide” se mantém ou altera a força de pré-esforço.

As duas vigas principais estão ligadas entre si por dois tipos de estruturas transversais. Na zona do pilar dianteiro e na traseira do cimbre existem estruturas transversais rigidamente ligadas às vigas principais, que para além de servirem de apoio à cofragem, servem para equilibrar as torções existentes nas vigas principais que ocorrem devido à grande excentricidade da carga de betão e do apoio dianteiro. Na zona corrente do cimbre existem estruturas transversais que se apoiam nas vigas principais, chamadas de balanceiros e têm como tarefa transmitir a carga de betão às vigas principais.

O anel traseiro que faz de apoio traseiro do cimbre é constituído por dois elementos verticais que servem de apoio às vigas principais e que por sua vez se apoiam num elemento estrutural horizontal. Este elemento está apoiado na fase de betonagem na zona do 1/5 de vão do tramo do tabuleiro anteriormente construído através de umas “pernas” metálicas e durante o avanço apoia-se em *rollers* que permitem o movimento de toda a estrutura para o vão seguinte. Durante a fase de avanço, para além do apoio traseiro supracitado, existem mais dois apoios constituídos por um par de consolas pré-esforçadas no pilar. Sobre estas consolas está apoiado um *bogie* que incorpora quatro *rollers* para permitir o movimento de toda a estrutura [21].

Uma das particularidades deste cimbre é a capacidade de autonomamente, transportar e montar as consolas para os vãos seguintes [21]. Observa-se na Figura 3.4.2 as cofragens e armaduras instaladas para a primeira fase de betonagem do tabuleiro sobre o cimbre M60-I.

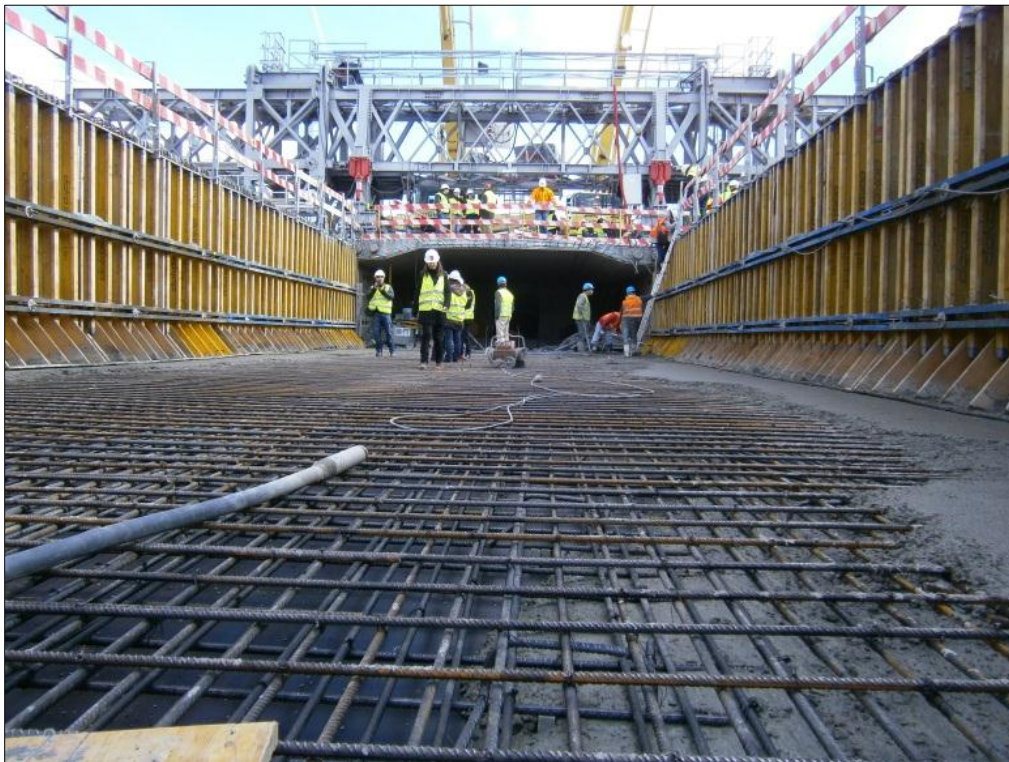


Fig. 3.4.2 – Tabuleiro pronto para a fase de betonagem, suportado pelo M60-I.

3.4.1. VIGAS PRINCIPAIS

As vigas principais são os elementos estruturais mais importantes de todo o cimbra pois sobre estes elementos é descarregado e encaminhado para os apoios todo o peso do tabuleiro. Na Figura 3.4.3 podem-se observar as vigas principais do cimbra M60-I.



Fig. 3.4.3 – Vigas principais do cimbra M60-I, em Corgo.

Cada uma das vigas principais está dividida em três partes: nariz traseiro, corpo principal e nariz dianteiro. Na sua totalidade cada uma das vigas tem um comprimento de 127 metros, e um peso de aproximadamente 300 toneladas ou seja, no total as duas vigas principais perfazem 600 toneladas [21].

3.4.2. ESTRUTURAS TRANSVERSAIS

3.4.2.1. BALANCEIROS

As vigas principais estão ligadas entre si por estruturas transversais formadas por pares de balanceiros que têm como função servir de apoio à cofragem e transmitir as cargas do tabuleiro às vigas principais. Na fase de betonagem os balanceiros estão rigidamente ligados entre si e simplesmente apoiados nas vigas principais. Desta forma, é possível transmitir essencialmente carga vertical às vigas principais. [21]

Na Figura 3.4.4 é exposta a localização dos balanceiros no cimbra.

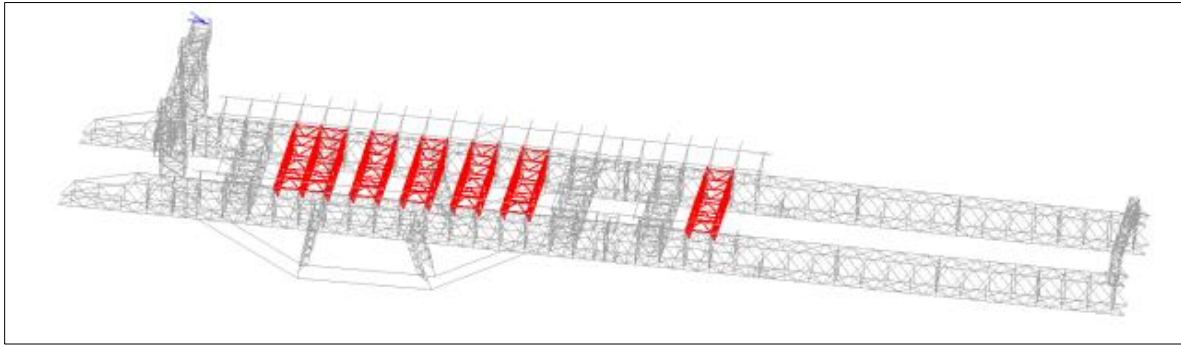


Fig. 3.4.4 – Vista geral dos balanceiros no cimbrio M60-I [21].

3.4.2.2. ESTRUTURAS TRANSVERSAIS ALTAS

As estruturas transversais altas, juntamente com os balanceiros, completam a totalidade das estruturas transversais do cimbrio. Tal como os balanceiros, estas estruturas estão posicionadas aos pares, servem de apoio à cofragem e permitem transmitir a carga do tabuleiro para as vigas principais. Pode-se observar na Figura 3.4.5 a sua localização no cimbrio e respetiva geometria.

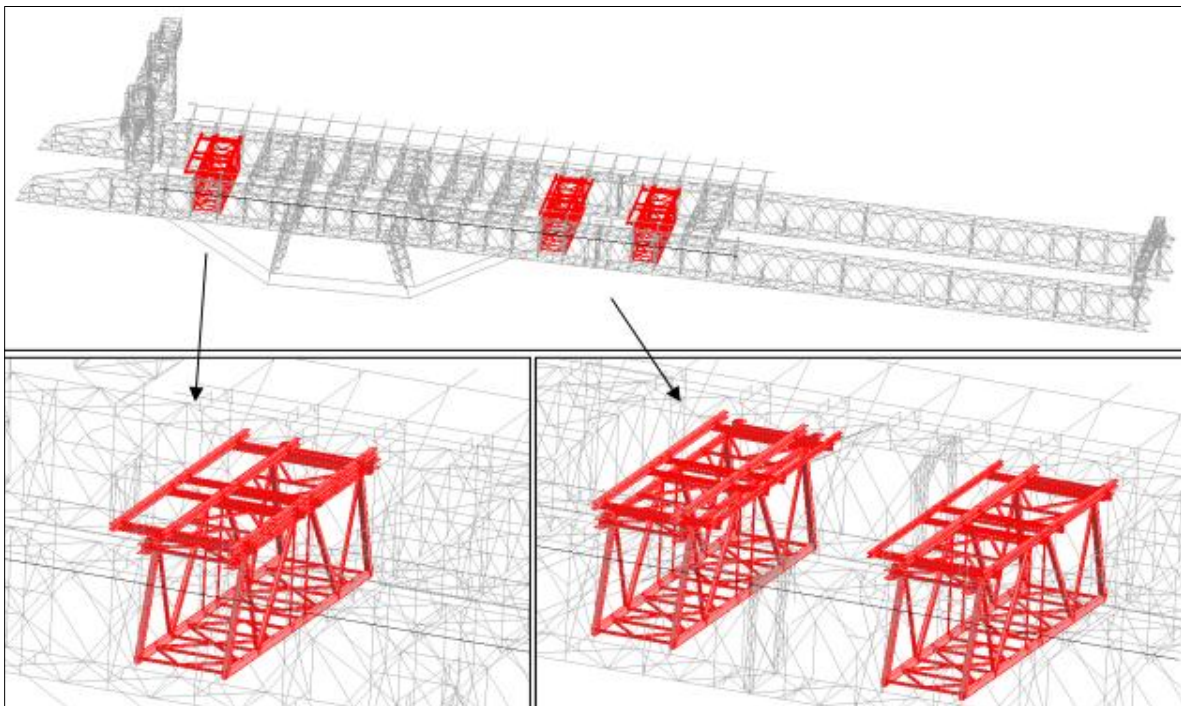


Fig. 3.4.5 – Vista geral das estruturas transversais altas [21].

Durante a fase de betonagem, cada par de estruturas transversais altas está rigidamente ligado entre si e de igual modo às vigas principais. Desta forma, para além de transmitirem as cargas do tabuleiro estas estruturas equilibram os esforços de torção das vigas principais que ocorrem devido à excentricidade da carga e do apoio dianteiro [21].

3.4.3. SISTEMA OPS

O sistema OPS utilizado no cimbra M60-I como mencionado anteriormente é uma forma de pré-esforço adaptativo cujos elementos fundamentais são [21]:

- Atuador na ancoragem ativa.
- Cabos de pré-esforço não aderentes.
- Escoras de desvio e respetivas selas de desvio.
- Sensores e sistema de controlo (PLC).

Em cada viga principal são instalados dois cabos de pré-esforço localizados em planos verticais exteriores às vigas caixão com um traçado trilinear e ancorados junto às secções de apoio, sendo desviados por duas escoras de desvio aproximadamente nos terços do vão. Observa-se na Figura 3.4.6 o sistema de controlo OPS para o cimbra M60-I.



Fig. 3.4.6 – Sistema de controlo do OPS, em Viaduto do Corgo.

Assim sendo, o efeito estrutural do OPS é criar apoios nas vigas principais, nos seus terços de vão. Em geral, na fase de betonagem, se a deformação é maior que o limite pré-estabelecido, a decisão do PLC é realizar um incremento elementar de curso no êmbolo do cilindro hidráulico (atuador) que faz mover a viga de ancoragem orgânica, tensionando todos os monocordões. Portanto, este efeito permite que se aliviem elevados esforços que advêm da flexão vertical na viga, em concreto o esforço axial nos banzos e nas diagonais verticais. Para além disso, a componente horizontal da força de pré-esforço permite impor na viga uma força de compressão que pode ser muito benéfica para muitos elementos. Exemplo disso são as ligações entre elementos fundamentais, mais concretamente entre os módulos da viga principal que passam a ser condicionadas apenas por esforços atuantes na fase de avanço.

3.4.4. CONSOLAS

As consolas de apoio do cimbre M60-I apresentadas na Figura 3.4.7 são estruturas modulares que materializam dois dos apoios do cimbre nas fases de ripagem transversal e de avanço sendo montadas aos pares em cada pilar. Estando ligadas entre si por barras de pré-esforço e encostadas ao pilar na zona inferior, os momentos aplicados nestas estruturas são autoequilibrados.

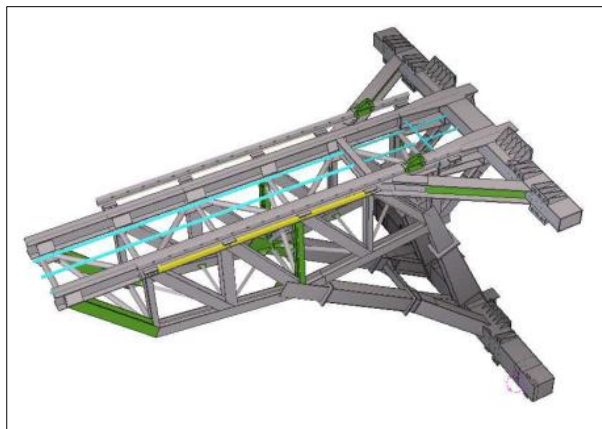


Fig. 3.4.7 – Consolas de apoio [21].

Em todos os ciclos de trabalho as consolas são transportadas e montadas nos pilares seguintes de forma a permitir o avanço do cimbre para o vão seguinte [21].

3.4.5. ESCORAS DE DESVIO

As escoras de desvio são estruturas treliçadas apresentadas na Figura 3.4.8, cuja função é otimizar o traçado dos cabos de pré-esforço do sistema OPS. Na sua extremidade inferior encontram-se selas de desvio onde é promovido o contacto com os cabos de pré-esforço. Durante a fase de betonagem as escoras de desvio estão armadas, ou seja, estão encastradas nas vigas principais e posicionadas para a parte inferior de forma a permitir obter um maior braço para os cabos de pré-esforço.

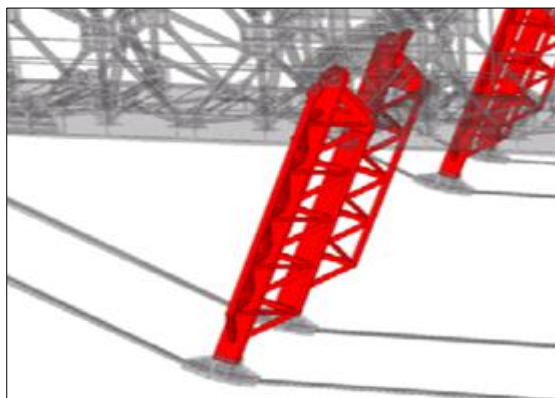


Fig. 3.4.8 – Selas de desvio na extremidade das escoras de desvio [21].

Na fase de avanço para permitir que o avanço se proceda sem que ocorram colisões entre as escoras de desvio e as consolas de apoio do cimbria, as escoras são recolhidas através de um sistema hidráulico [21].

3.4.6. BOGIES

O *bogie* apresentado na Figura 3.4.9 é uma estrutura vigada constituída por quatro *rollers*, que estabelece a ligação entre as vigas principais e as consolas na fase de avanço, cujas principais funções são [21]:

- Promover o contacto entre o banzo inferior e os rollers permitindo assim realizar o avanço com atrito reduzido.
- Permitir a ripagem transversal das vigas principais ao deslizar sobre os carris da consola sob a ação de cilindros hidráulicos.
- Sustentar a consola durante a fase de transporte desta para o pilar seguinte.

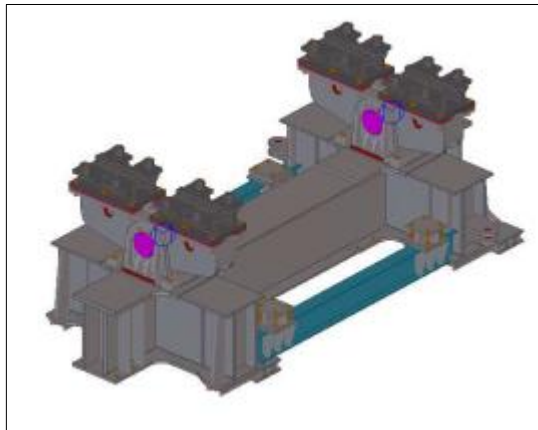


Fig. 3.4.9 – Bogies utilizados no cimbria M60-I [21].

3.4.7. ANEL DIANTEIRO

O anel dianteiro exposto na Figura 3.4.10 é um pórtico situado na extremidade do nariz dianteiro das vigas principais e que se apoia no pilar é constituído por uma estrutura treliçada, ligada rigidamente às vigas principais. Na sua zona central o anel dianteiro tem ligações rígidas que são desmontadas para permitir o deslocamento transversal das vigas.



Fig. 3.4.10 – Anel Dianteiro do cimbra.

A função do anel dianteiro é promover um apoio adicional ao cimbra durante a fase de montagem das consolas. Este elemento é provido de cilindros hidráulicos que permitem ajustar a cota da extremidade do nariz da viga e desta forma montar corretamente as consolas.

3.4.8. ANEL TRASEIRO

O anel traseiro apresentado na Figura 3.4.11 é a estrutura que serve de apoio às vigas inferiores, durante as fases de betonagem e avanço, ou seja, durante todo o ciclo de trabalho corrente do cimbra. De forma simplificada, é constituído por dois elementos estruturais verticais e pelo elemento estrutural horizontal e está dotado de um conjunto de plataformas, para dar acesso aos pontos de execução de tarefas do anel traseiro bem como para dar acesso à zona traseira das vigas principais.

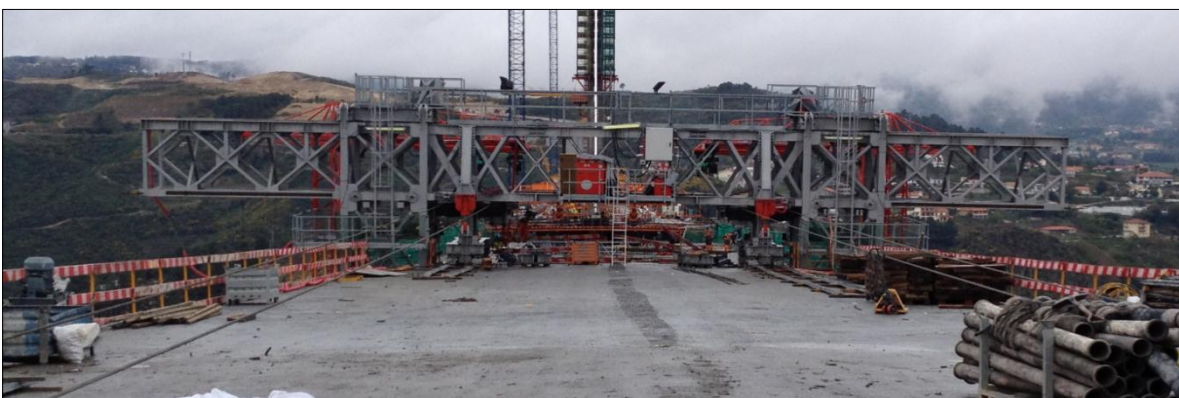


Fig. 3.4.11 – Vista geral do anel traseiro do cimbra.

Os elementos estruturais verticais que ligam as vigas principais ao elemento estrutural horizontal deslizam sobre este desde a posição de betonagem até à posição de avanço e vice-versa, por atuação nos cilindros hidráulicos de ripagem ligados ao carro de ripagem.

O elemento estrutural horizontal tem como função suportar os elementos estruturais verticais durante todo o ciclo e transmitir as ações para o tabuleiro previamente betonado. Na fase de betonagem o elemento estrutural horizontal apoia-se em componentes metálicos denominados por “pernas” de betonagem e durante a fase de avanço apoia-se em cilindros hidráulicos montados em série com *rollers* [21].

3.4.9. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

- Fase de betonagem e descofragem

Nesta fase, o cimbre encontra-se estacionado e devidamente travado, as vigas principais estão juntas transversalmente e as estruturas transversas estão ligadas entre si. Para além disso todo o sistema OPS está ‘ligado’ e em carga, concretamente, as escoras de desvio que estão posicionadas, e os cabos mais ou menos tracionados consoante as cargas verticais existentes em cada instante. É nesta situação que ocorrem algumas das mais importantes operações, tais como a preparação das cofragem (Figura 3.4.12), colocação de armadura de primeira fase, betonagem e cura do betão de primeira fase e aplicação do pré-esforço no tabuleiro, colocação da cofragem interior de segunda fase e a armadura correspondente, betonagem de segunda fase, cura e pré-esforço. Após estas operações ocorre a relaxação do sistema OPS e descofragem ou descida do cimbre.

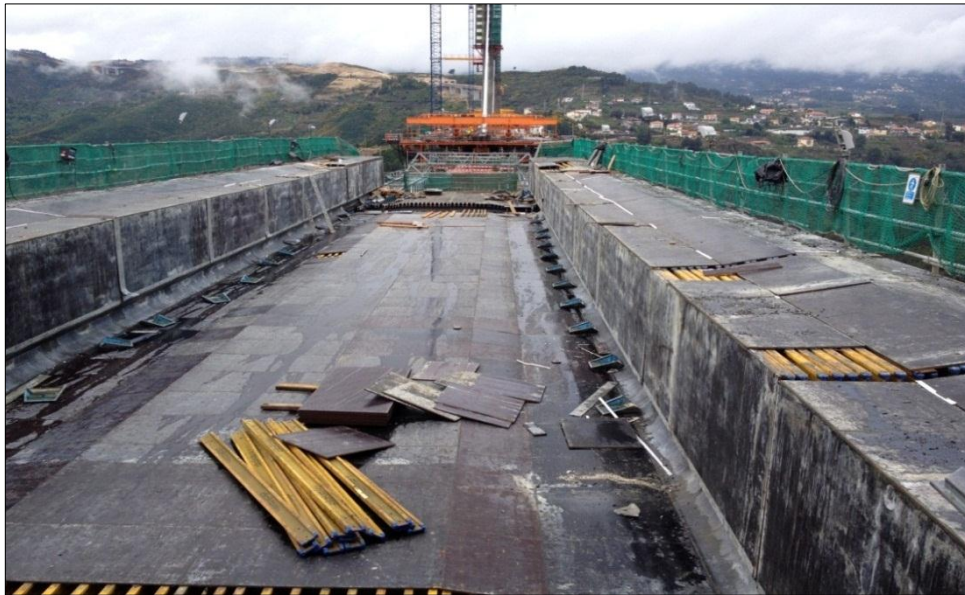


Fig. 3.4.12 – Fase de cofragem, em Corgo.

Note-se que embora na posição de betonagem o nariz dianteiro da viga esteja sobre o pilar mais à frente, as vigas não se apoiam nos *bogies* e consolas.

- Fase de transporte das consolas

Uma das vantagens deste cimbra é a capacidade de as próprias vigas transportarem as consolas de apoio desde um determinado pilar até ao pilar seguinte não necessitando por isso de meios auxiliares de elevação para a sua montagem.

- Fase de avanço do cimbra

Depois da descida das vigas, da total relaxação do sistema OPS e recolha das escoras de desvio, as vigas principais são ripadas transversalmente. Este movimento é realizado através do movimento relativo entre o módulo horizontal do anel traseiro e os seus módulos verticais e por cilindros hidráulicos existentes nos *bogies* das consolas posicionadas no pilar dianteiro. Entretanto o anel traseiro é ligado a quatro guinchos que proporcionam o movimento do cimbra durante o avanço.

- Subida da viga

Findo o avanço e efetuadas as necessárias ripagens transversais, as vigas encontram-se fechadas e em posição de subida. Na primeira fase da subida o movimento é efetuado no apoio da frente através de quatro cilindros hidráulicos colocados no alinhamento da viga [21].

4

ESTUDO DE UM CASO PRÁTICO – SUB-VIADUTO NASCENTE DO VIADUTO DO CORGO

4.1 DESCRIÇÃO DO CASO PRÁTICO

O caso prático em estudo é referente ao faseamento construtivo do Sub-Viaduto Nascente (SVN) do viaduto do Corgo. Este é um viaduto em betão armado pré-esforçado com 2796m de extensão total, dividido em 3 sub-viadutos contínuos, o de poente, o central e o de nascente, respetivamente com 855m, 768m e 1167m de extensão [22]. Pode-se observar o SVN mencionado na Figura 4.1.1.



Fig. 4.1.1 – Viaduto do Corgo, vista do lado Nascente.

4.1.1. LOCALIZAÇÃO

O viaduto do Corgo apresentado na Figura 4.1.2 atravessando o vale do rio Corgo situado no concelho de Vila Real, estabelece a ligação entre Parada de Cunhos e Quintanilha, fazendo parte da nova Autoestrada A4.

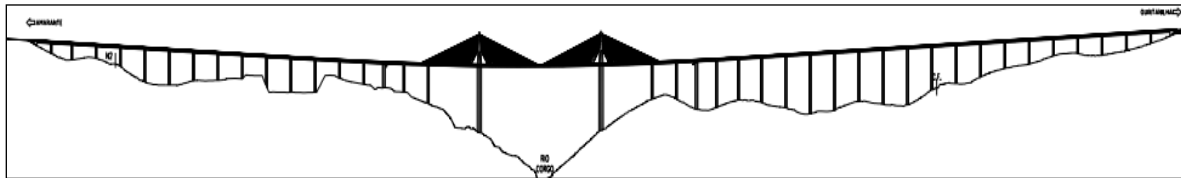


Fig. 4.1.2 – Viaduto do Corgo em alçado [22].

A divisão do viaduto, resulta da necessidade de prevenir os esforços elevados, causados pelos efeitos das variações de temperatura e dos efeitos diferidos. Outros aspetos condicionantes da solução final foram a conjugação da orografia com a rasante estabelecida a grande altura, os efeitos da ação do vento, importantes na fase de construção e de exploração, os efeitos da ação sísmica e as metodologias construtivas previstas para dar resposta aos desafios da construção desta notável obra.

O Sub-Viaduto Nascente (SVN) tem um desenvolvimento longitudinal desde o P22 (pilar nº22) ao E2 (encontro nº2), com a seguinte distribuição de vãos:

$$48.0 + 54.0 + 57.0 + 16 \times 60.0 + 48.0\text{m (do P22 ao E2)}$$

Situando-se o P22 ao km 1791.91 e o E2 ao km 2960.41 e apresentado um desnível de aproximadamente 58m, o tabuleiro apresenta consequentemente portanto uma inclinação longitudinal de 5% [22].

4.1.2. SECÇÃO TRANSVERSAL

O contorno da secção transversal do tabuleiro do SVN é idêntico à secção transversal do Sub-Viaduto Central (SVC), exceto no que se refere à sua largura, que geralmente é de 25.30m ao invés de 28m. Todavia, nos últimos 38.4m do vão extremo (48m) na aproximação ao SVC, a laje também se apresenta com 28.0m, isto ocorre, devido à existência de ancoragens de tirantes de suspensão entre as faixas de rodagem no Sub-Viaduto Central [22].

Na Figura 4.1.3 é exposta a mencionada variação da largura do tabuleiro de 25.3m para 28m.

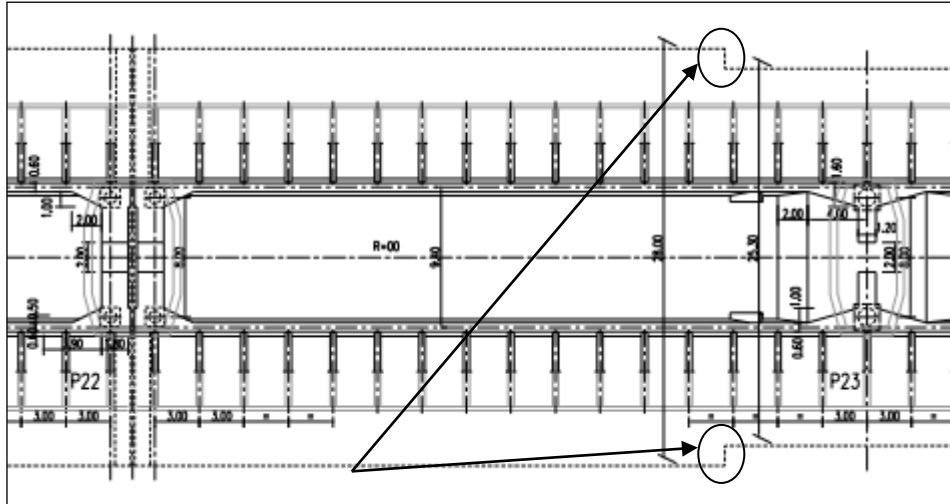


Fig. 4.1.3 – Pormenor da variação da largura do tabuleiro de 25.3 para 28m no vão P22-P23 [22].

Portanto, a composição da plataforma transversal do tabuleiro, em geral, é a seguinte:

- Faixa de rodagem – $4 \times 3.50\text{m}$
- Bermas interiores – $2 \times 1.00\text{m}$
- Bermas exteriores – $2 \times 3.00\text{m}$
- Passeios – $2 \times 1.25\text{m}$
- New-Jersey – 0.80m
- Total = 25.30m

O tabuleiro apresenta uma secção transversal com uma solução de viga-caixão central com 3.5m de altura, com almas de 0.60m afastadas de 9.40m entre eixos e com abas laterais suportadas por escoras regularmente afastadas de 3.00m entre si. Tem também, uma laje superior mais espessa (0.30m) que a do SVC (0.25m), de modo a evitar a necessidade da utilização de pré-esforço transversal, com vantagens, económicas e do ponto de vista do cumprimento do prazo. Na Figura 4.1.4 é apresentada a secção transversal corrente do tabuleiro no SVN.

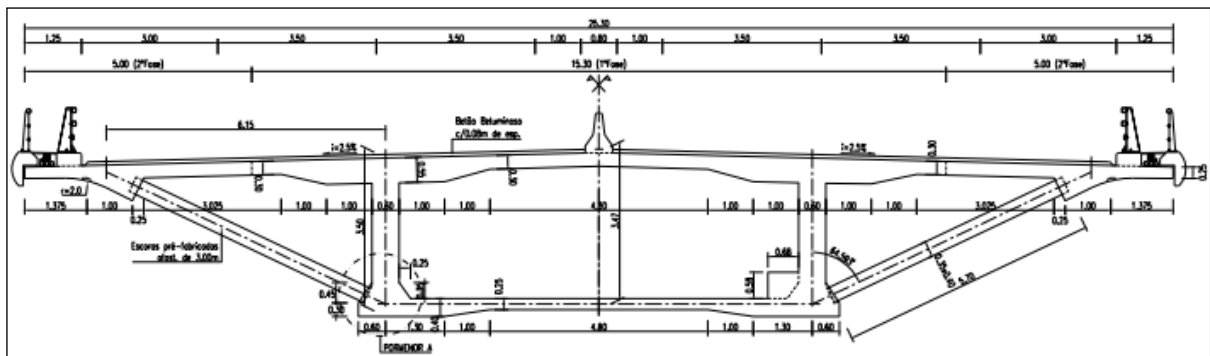


Fig. 4.1.4 – Secção transversal corrente no SVN [22].

Por sua vez, na zona sobre os pilares, o tabuleiro apresenta uma secção transversal em tudo idêntica à corrente anteriormente referida, todavia com uma largura das almas de 1.60m ao invés de 0.60m de forma a resistir eficazmente ao esforço transverso. Na Figura 4.1.5 é apresentada a secção transversal do tabuleiro na referida zona sobre os pilares.

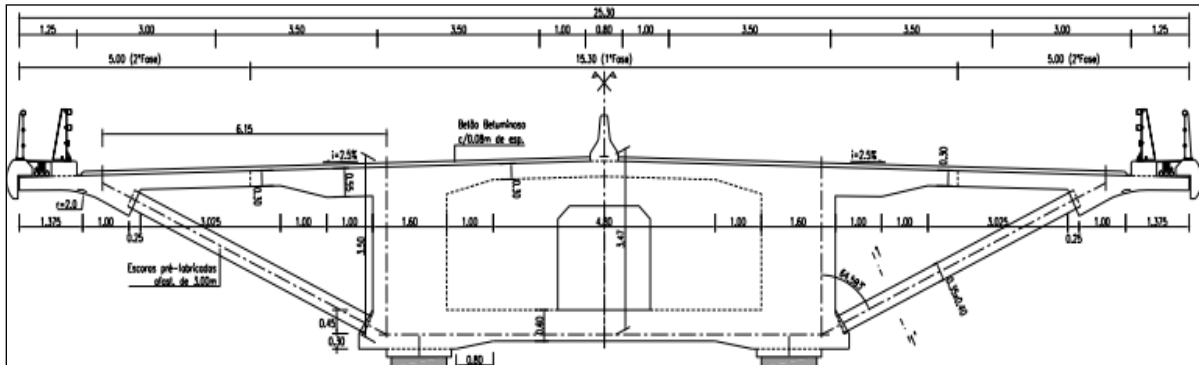


Fig. 4.1.5 – Secção transversal na zona sobre o pilar no SVN [22].

O tabuleiro apresenta 4 cabos de pré-esforço, com 27 cordões de 15.2mm de diâmetro por alma, em continuidade a toda a extensão do sub-viaduto e 4 cabos com 27 cordões de 15.2mm de diâmetro de reforço sobre a zona dos apoios intermédios, colocados nos dois esquadros superiores que ladeiam cada alma.

4.1.3. PILARES E ENCONTRO

Os pilares têm alturas variáveis entre os 18 e 113m, existindo 5 secções transversais distintas. Têm dimensões constantes a toda a altura, sendo que a sua dimensão transversal é de 10.5m e a dimensão longitudinal varia entre os 4.00m nos pilares mais baixos (P41) e os 5.0m nos pilares mais altos (P27 e P26). Com estas dimensões é possível a localização dos aparelhos de apoio e a disponibilidade de espaço para o levantamento do tabuleiro e eventual substituição daqueles. Na Figura 4.1.6 é apresentada a secção transversal tipo dos pilares, com D a variar de 4 a 5m

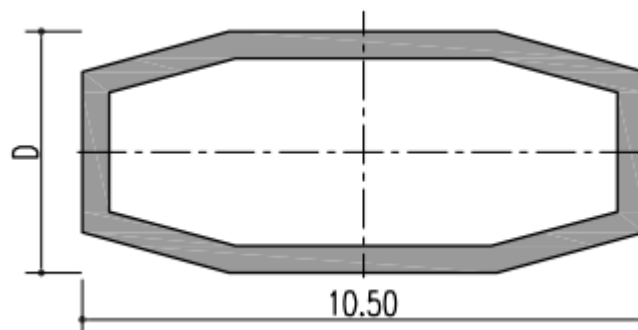


Fig. 4.1.6 – Secção transversal corrente dos pilares [22].

Em todo o caso, a maior dimensão longitudinal é de 6.50m, e corresponde ao pilar de transição P22, sobre o qual existe uma junta de dilatação do tabuleiro e, onde conseqüentemente existem 2 pares de aparelhos de apoio.

As fundações dos pilares são diretas por sapatas de diferentes dimensões no maciço rochoso, em função da solicitação e da capacidade de carga disponível. Os encontros, em betão armado com fundação direta, são do tipo cofre, apresentando-se em socacos por forma a se adaptarem às condições do terreno local.

4.1.4. APARELHOS DE APOIO E JUNTAS DE DILATAÇÃO

Os aparelhos de apoio são do tipo panela, fixos ou unidirecionais com deslizamento longitudinal. A “fixação” ocorre, nos pilares mais altos, por forma a evitar fenómenos de encurvadura antes do atrito dos aparelhos de apoio ser vencido.

No SVN existem duas juntas de dilatação, uma na ligação ao E2 e outra na ligação ao SVC sobre o P22.

4.1.5. MATERIAIS

Betões:

- Tabuleiro: C50/60.
- Pilares: C40/50.
- Encontro: C40/50.

Armaduras:

- Armaduras passivas: A 500 NR SD.
- Armaduras ativas: Aço de pré-esforço da classe 1860/1670.

4.1.6. PROCESSO CONSTRUTIVO

O tabuleiro foi construído através da utilização de um cimbre autolançável com recurso ao sistema OPS, para a realização das duas primeiras fases do tabuleiro. Com recurso do cimbre autolançável (Figura 4.1.7), são betonados os últimos 4/5 de um vão (L) mais 1/5 do vão seguinte, no final das duas primeiras fases é aplicado, após 1 ou 2 dias, o pré-esforço no tabuleiro.

Os pilares são em geral, construídos utilizando cofragens trepantes em fases de 4.5m por elevação.



Fig. 4.1.7 – Faseamento construtivo (4/5)L + (1/5)L [23].



Fig. 4.1.8 – Tabuleiro preparado para receber as duas primeiras fases de betonagem.

As duas primeiras fases de betonagem correspondem à construção da laje inferior e almas, e à laje superior com 15.3m respetivamente. A 3ª e última fase diz respeito, à construção das consolas com 5m cada uma. Na Figura 4.1.8 é apresentado o tabuleiro com a cofragem pronta para receber a primeira fase. Na Figura 4.1.9 é apresentada a ordem pela qual o tabuleiro é executado.

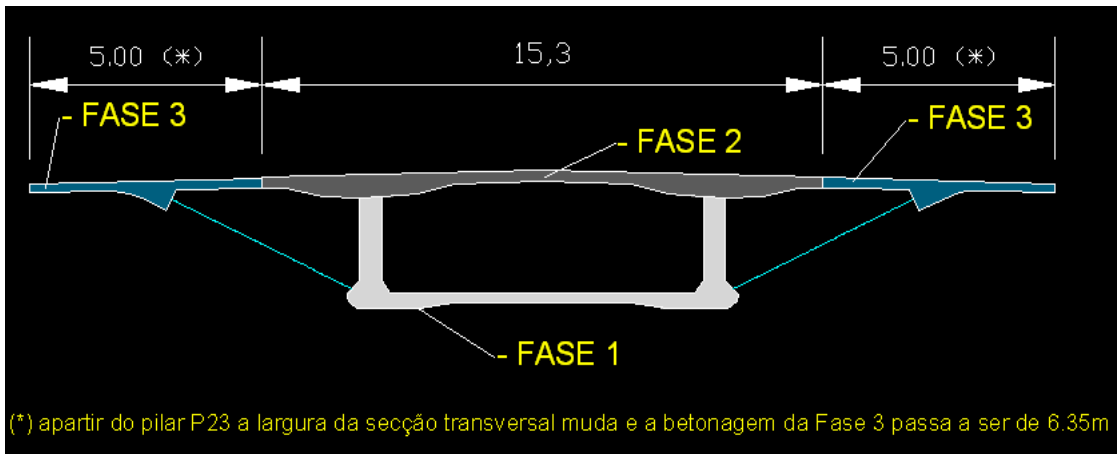


Fig. 4.1.9 – Fases de betonagem do tabuleiro e respetivas dimensões [22].

A 3ª fase foi realizada com recurso a um carro de abas duplo como apresentado na Figura 4.1.10.



Fig. 4.1.10 – Carro de abas duplo no SVN.

4.2 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO SUB-VIADUTO NASCENTE (SVN)

4.2.1. PLATAFORMA EVOLUTION

A simulação numérica do faseamento construtivo do SVN foi efetuada com recurso à plataforma *Evolution*. Esta ferramenta de análise estrutural de obras de arte. Permite simular, tanto a fase construtiva como a fase de exploração da estrutura assim como a consideração dos fenómenos diferidos (maturação, retração, fluência ou relaxação) dos materiais e o comportamento não linear dos mesmos [24].

Trata-se de um modelo de análise estrutural, baseado numa análise incremental, com a possibilidade de associar a cada incremento utilizado uma determinada data, geometria, material ou ligação ao exterior entre outros pormenores importantes, que não são comuns serem possíveis de simular num *software* de análise estrutural corrente.

Esta plataforma considera portanto entre outros aspetos [24]:

- A componente instantânea e diferida do comportamento dos materiais, com a possibilidade de correção de determinados parâmetros do EC2, ajustando estes aos valores medidos em obra.
- Os efeitos das deformações impostas causados pelas variações de temperatura e retração do betão.
- Possibilidade de efetuar ligações ao exterior de todo o género.

O referido programa de cálculo é baseado no Método dos Elementos Finitos e considera a teoria dos grandes deslocamentos, permitindo a resolução de diversos problemas de análise estrutural. Vocacionado para a análise estrutural de obras de arte, como pontes ou viadutos, utiliza uma formulação tridimensional com base em elementos finitos de viga, baseada na formulação de

Timoshenko com análise não-linear geométrica, em que na modelação das secções transversais é utilizada uma discretização por fibras.

O modelo de cálculo em estudo tem por base a teoria dos grandes deslocamentos, isto é, admite que as deformações (deslocamentos/rotações) são suficientemente grandes de forma a causar alterações na geometria da estrutura, porém considera que a nível local as deformações (extensões/curvaturas) são pequenas. Assim sendo, as equações de equilíbrio são formuladas para a configuração deformada, o que implica termos não-lineares geométricos na resolução do sistema de equações [24].

São vários os fatores que tornam a problemática que se pretende resolver, numa questão não-linear, podendo estes ser agrupados em três categorias [24]:

- Alteração do carregamento aplicado (como podem ser a adição, subtração, ou aplicação gradual de cargas), evolução do esquema estrutural (alteração, adição ou subtração de elementos estruturais e ligações ao exterior).
- Não-linearidade geométrica, considerada em elementos esbeltos (por exemplo cabos de pré-esforço exteriores e pilares esbeltos)
- Não-linearidade do material, por exemplo fendilhação.

A capacidade da alteração do estado dos parâmetros ou elementos do problema, está diretamente relacionado com a possibilidade de “ligar” e “desligar” componentes, importantíssimo na modelação do faseamento construtivo. Sem dúvida, que para se efetuar uma análise rigorosa de um processo deste género é necessário existir esta capacidade de modelar corretamente a alteração do sistema estrutural aquando da adição ou remoção de elementos, apoios e cargas.

Esta capacidade de “ligar” e “desligar” só é possível através da utilização de incrementos. O procedimento de resolução é assim incremental e iterativo, em que a definição de incremento tem um carácter bastante alargado, e que permite:

- Mudança do estado das componentes do problema.
- Aplicação gradual das solicitações.
- Alteração da geometria ao longo do processo de análise.
- Introdução da variável tempo na análise do problema.

Um exemplo simples, poderá ser a betonagem de uma laje escorada. Em que no incremento *betonagem* o sistema estrutural terá uma ligação ao exterior a meio vão “ligada”, impedindo neste caso, o deslocamento vertical da laje nesse ponto e no incremento *descofragem* essa ligação poderá ser simplesmente “desligada”, traduzindo assim a realidade dos acontecimentos.

A introdução da variável tempo associada a incrementos, revela-se fundamental na tradução do comportamento estrutural devido aos diversos efeitos diferidos dos materiais utilizados. As leis da maturação, fluência ou retração no betão e relaxação nas armaduras de pré-esforço serão assim bem consideradas [25].

Assim, através de um historial de incrementos, com uma ordem cronológica completamente definida a análise poderá ser realizada no domínio do tempo (definição de valores diferentes para a variável tempo de cada incremento), ou então efetuada de forma instantânea (definição do mesmo valor temporal para todos os incrementos).

4.2.2. MODELO NUMÉRICO

Após estudado o processo construtivo utilizado no SVN, e as características especiais do cimbriado utilizado, procedeu-se à modelação numérica do mesmo. Procurou-se retratar com o maior rigor possível, além da geometria do viaduto, dos materiais, o historial do sistema estrutural, do carregamento, bem como das ligações ao exterior que foram variando.

Após a empresa responsável pela obra, fornecido prontamente os dados de projeto do viaduto e várias visitas ao local da obra para esclarecimento de algumas dúvidas, estavam reunidas as condições para proceder à correta modelação do SVN.

Como na maioria das modelações estruturais em programas de cálculo, foram necessárias fazer algumas simplificações que serão explicadas em pormenor ao longo deste subcapítulo. A modelação foi efetuada no referencial XYZ, em que a direção X coincide com o eixo longitudinal do viaduto, a direção Y é transversal ao tabuleiro e a direção Z corresponde ao eixo vertical. Foram utilizados 1365 nós e 606 elementos de viga com três nós e dois pontos de Gauss cada. Foram desprezados os elementos transversais por não terem influência na análise longitudinal efetuada. Pode-se observar na Figura 4.2.1, o modelo final do Sub-Viaduto Nascente, que se inicia junto ao encontro E2 e termina no pilar P22, como já foi referido.

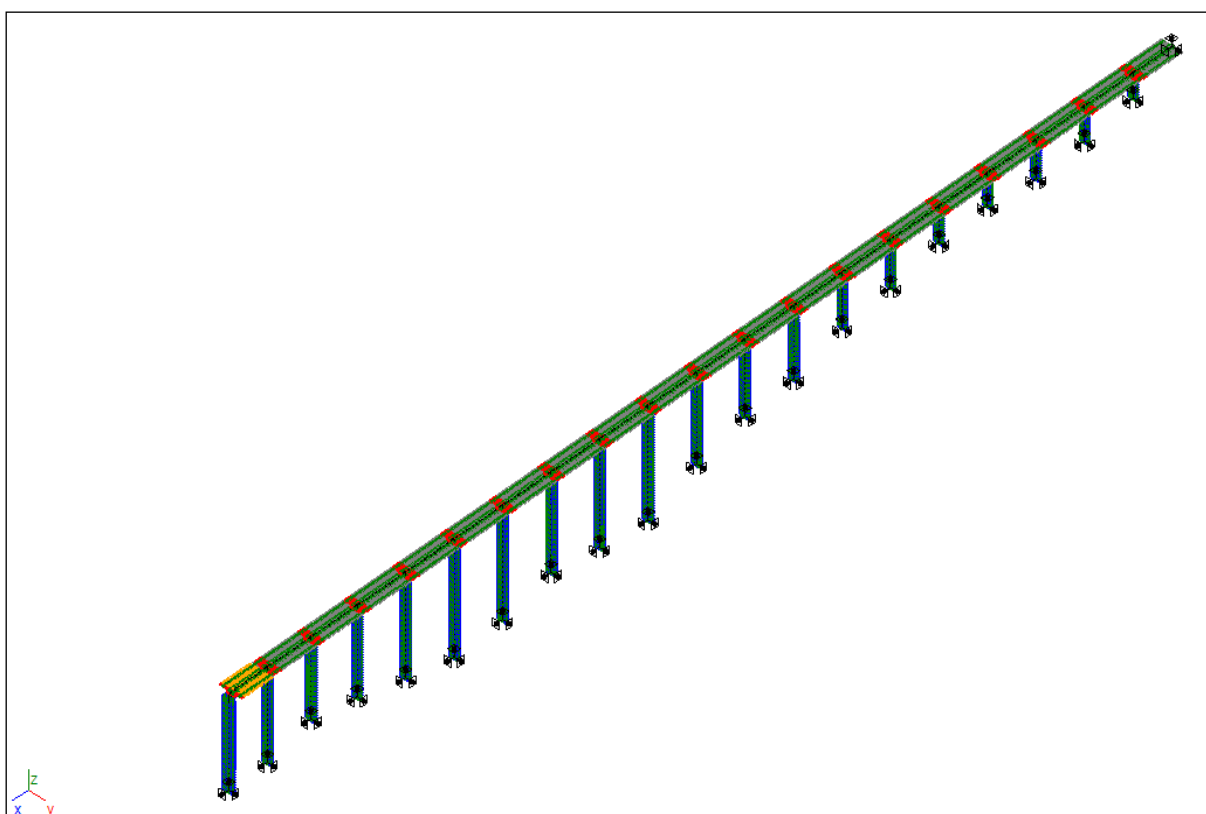


Fig. 4.2.1 – Modelação numérica do SVN (em *Evolution*).

Na modelação das ligações ao exterior (condições de apoio), foram usadas 21 ligações do tipo IMPOSEDDOF, sendo que 20 correspondem à simulação do encastramento na base de cada pilar e a sobranete diz respeito, à ligação do encontro. Nas ligações ao exterior pertencentes aos pilares, foram restringidos, os deslocamentos e as rotações segundo todas as direções, ou seja, nos seis graus de liberdade foi imposto um deslocamento nulo. Já em relação ao Encontro, pelas informações recolhidas na memória descritiva da obra, existe liberdade de translação segundo o sentido longitudinal do tabuleiro e portanto não foi bloqueado o deslocamento segundo a direção X, mantendo-se os outros 5 graus de liberdade bloqueados. Na Figura 4.2.2 verificam-se as ligações mencionadas utilizadas na estrutura.

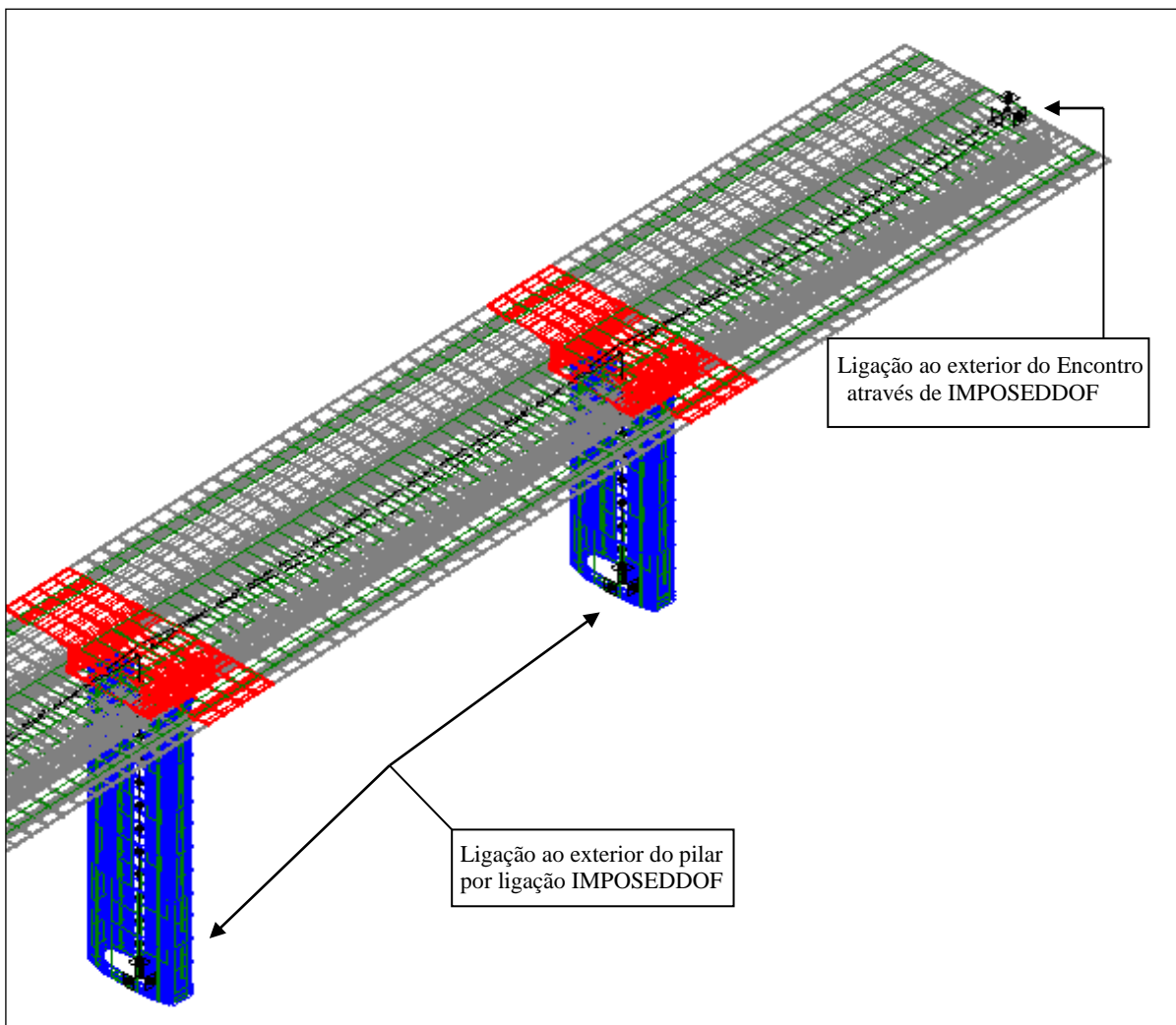


Fig. 4.2.2 – Pormenor das ligações ao exterior por IMPOSEDDOF (em Evolution).

Do mesmo modo, houve necessidade de efetuar ligações dentro da própria estrutura, por exemplo foram efetuadas ligações entre todos os vãos do tabuleiro, uma vez que existe uma diferença na posição do centro de gravidade entre a seção a meio vão e a seção junto ao pilar, fazendo com que exista um desnível de cota entre os elementos de barra modelados no programa. Para o efeito utilizou-

se em cada pilar uma ligação do tipo SAMEDOF, que tem a função de ordenar ao programa de cálculo que dois nós distintos tenham os mesmos deslocamentos.

A ligação entre pilares e tabuleiros foi assegurada também pela utilização do comando SAMEDOF. Pode-se observar na Figura 4.2.3 as supracitadas ligações utilizadas.

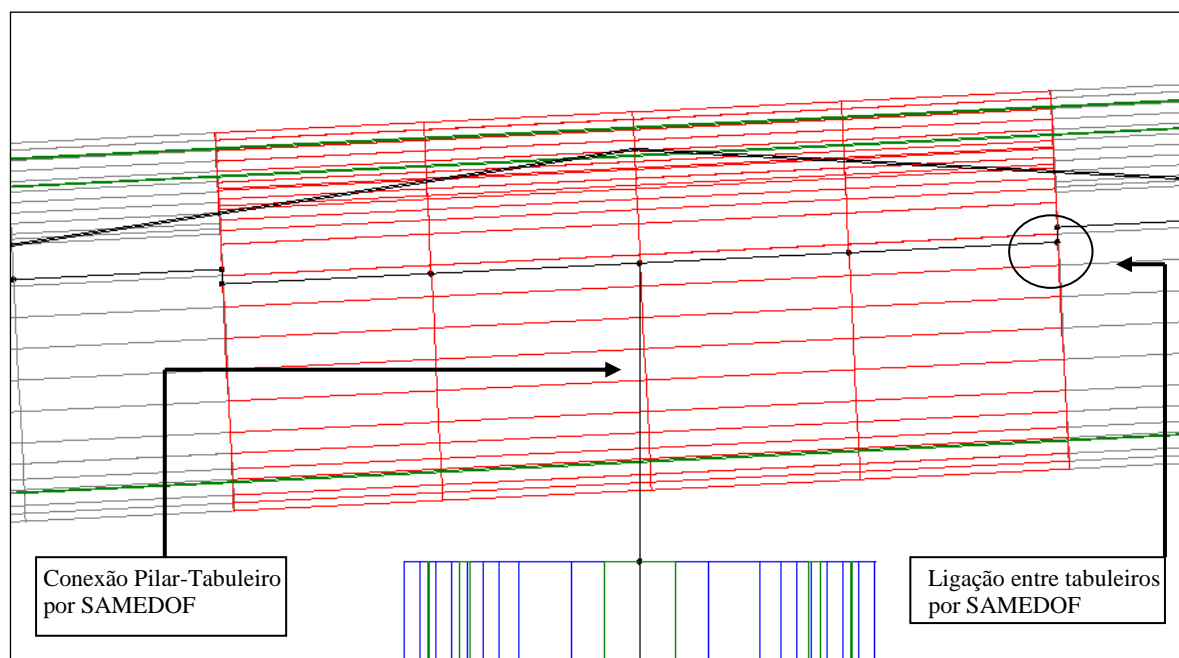


Fig. 4.2.3 – Pormenor das ligações internas por SAMEDOF (em *Evolution*).

Todavia, na ligação entre o tabuleiro e o pilar, nem todas as ligações foram idênticas, isto deve-se à existência de pilares monolíticos e pilares rotulados nas ligações com o tabuleiro. De acordo com a memória de cálculo, os pilares P34 até P22 têm um tipo de ligação rotulado ao tabuleiro, assim foi necessário nestes casos compatibilizarem-se quatro graus de liberdade entre o pilar e o tabuleiro, sendo três deles os graus de liberdade referentes aos deslocamentos e o outro a rotação em torno do eixo X (eixo segundo o qual se desenvolve o viaduto). A ligação dos restantes pilares (P35-P41) ao tabuleiro são consideradas deslizantes e portanto, em relação aos pilares monolíticos, não foi compatibilizada a translação segundo X, mantendo-se as restantes restrições.

De forma a se obter uma boa discretização das diferentes secções transversais do viaduto estudado, uma vez que este é completamente retilíneo em planta e a presente dissertação considera apenas uma análise sobre as ações verticais, a discretização das secções transversais do tabuleiro, foi efetuada favorecendo a divisão em fibras na direção vertical da secção transversal.

Na modelação da geometria do tabuleiro e pilares, foram utilizadas 23491 fibras do tipo *TIMOSHENKO*, 3676 fibras do tipo *REINFORCEMENT* e 293 fibras do tipo *EMBEDDED CABLE* ao longo de todo o Sub-Viaduto Nascente.

Recorreu-se ao *software AutoCAD 2012* [28] para definir todas as secções transversais. Havendo no caso do tabuleiro, quatro secções diferentes correspondendo duas ao vão livre com 25.3 e 28m de largura, e as outras duas às secções sobre os pilares, igualmente com 25.3 e 28m de largura. Na Figura 4.2.4 apresenta-se a secção transversal do vão livre em *AutoCad* e no programa de cálculo utilizado nesta dissertação, *Evolution*. Note-se que não se modelaram as escoras de betão pré-fabricadas, uma vez que se efetuou apenas uma análise longitudinal da estrutura.

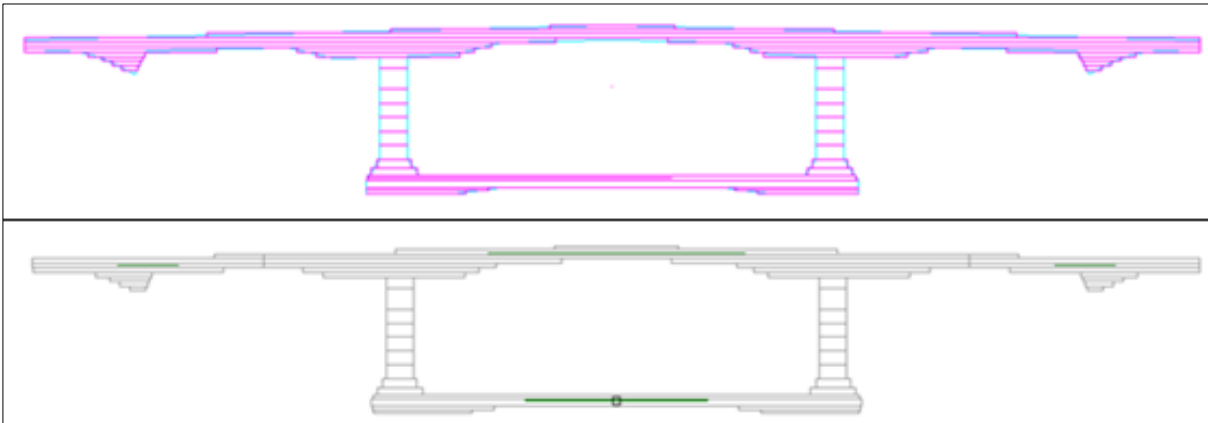


Fig. 4.2.4 – Secção tipo do tabuleiro a “meio vão”, AutoCad e Evolution.

Na Figura 4.2.5 pode-se observar a modelação da variação de secção transversal do tabuleiro, (variação da largura das almas) quando este se encontra junto a um pilar.

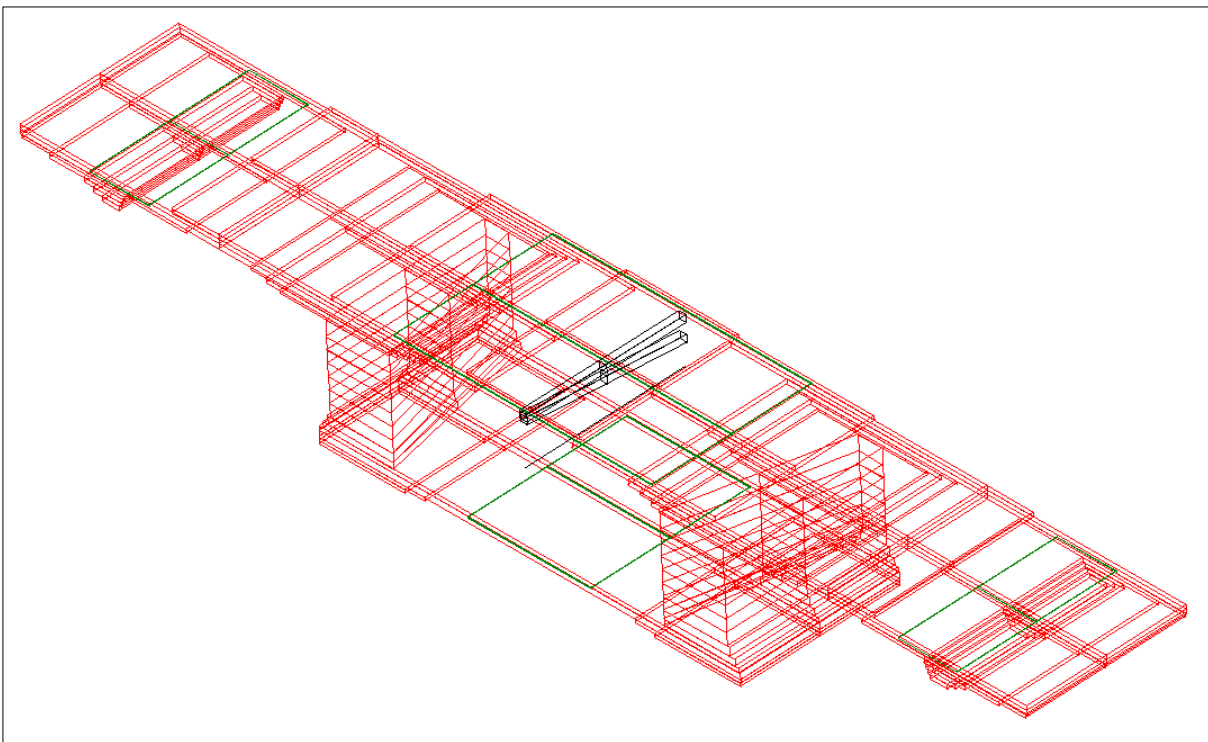


Fig. 4.2.5 – Secção tipo do tabuleiro junto ao pilar.

Em correspondência às quatro secções transversais do tabuleiro modeladas foram consideradas quatro secções diferentes de armadura ordinária. Isto devido às diferentes quantidades de armadura existentes em cada uma dessas localizações. Assim, e após algumas simplificações na modelação das armaduras, e como o presente trabalho apenas faz uma análise longitudinal do viaduto, optou-se por modelar as armaduras através de fibras com 1cm de espessura colocadas nas lajes inferior, superior e nas consolas. Pode-se observar na Figura 4.2.6 as armaduras modeladas.

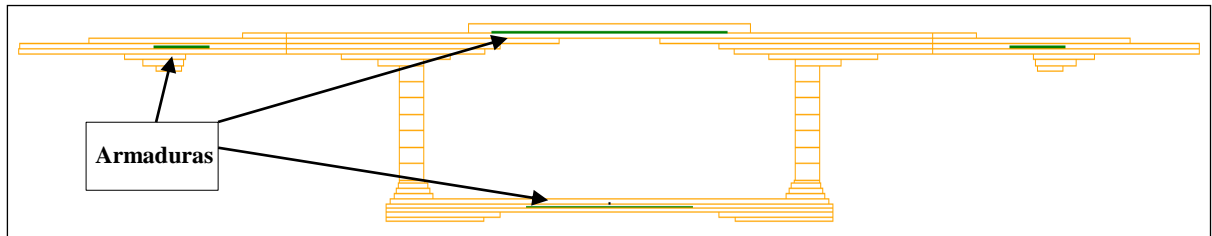


Fig. 4.2.6 – Representação das armaduras no tabuleiro (P22-P23).

Quanto às armaduras longitudinais pré-esforçadas foi definido o traçado do “cabo resultante” (junção de quatro cabos, distintos relativamente ao traçado) através de equações polinomiais de segundo e terceiro grau com base nos dados de projeto. Pode-se observar nas Figuras 4.2.7 e 4.2.8 o referido cabo resultante e também um cabo de reforço junto a cada pilar, designado cabo 1, tanto em projeto como no programa utilizado para a modelação.

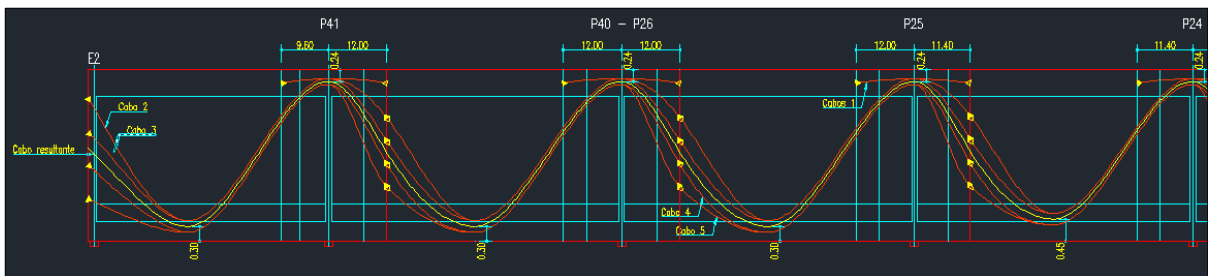


Fig. 4.2.7 – Traçado do cabo resultante de pré-esforço, em projeto [22].

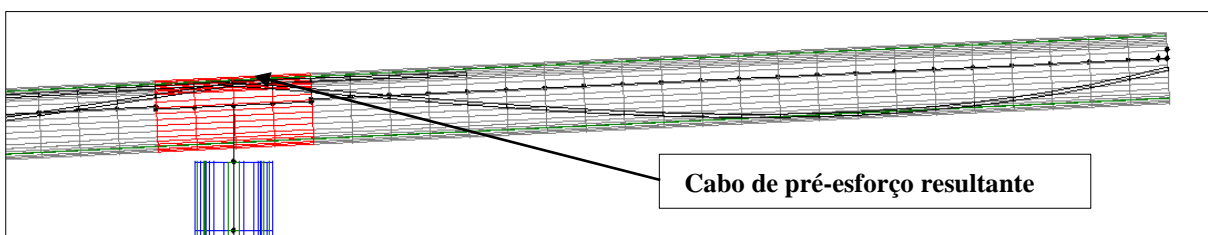


Fig. 4.2.8 – Traçado do cabo resultante de pré-esforço (em Evolution).

De forma a simplificar os dados introduzidos no programa de cálculo, foram reunidos os 2 cabos resultantes que se encontram nas almas, num só localizado sobre o eixo de simetria da secção transversal. O mesmo procedimento foi usado para definir os cabos de reforço sobre cada pilar, juntando também os 2 cabos resultantes num só e colocado sobre o eixo de simetria da secção. Tal pode ser observado na Figura 4.2.9.

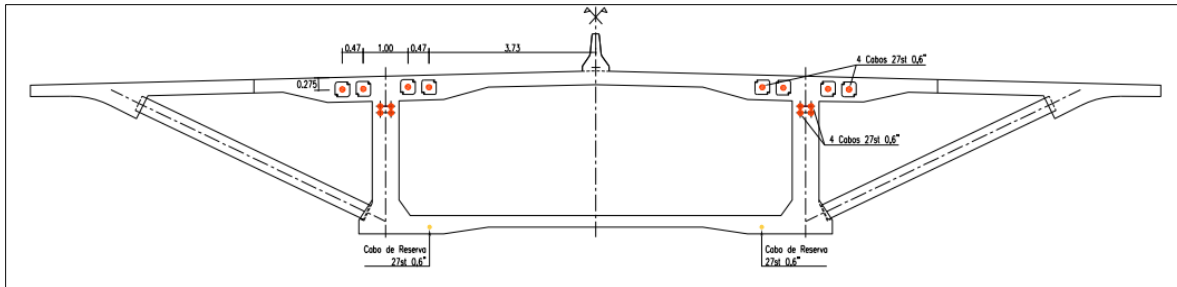


Fig. 4.2.9 – Localização dos cabos pré-esforçados no tabuleiro [22].

Possuindo cada cabo 27 cordões de 0.6'' (área útil mínima de 140mm^2), o cabo único resultante possui uma área equivalente de 0.03024m^2 e foi modelado por uma fibra com as dimensões de $(0.17390\text{m} \times 0.17390\text{m})$ com uma tensão instalada nos cordões de pré-esforço de 80% da tensão de rotura (1860MPa). O mesmo procedimento e dimensões foram utilizados no caso do reforço existente sobre cada pilar.

Tal como na discretização da geometria do tabuleiro, também a geometria dos pilares foi efetuada recorrendo ao *software AutoCAD 2012* [28]. Como foi já referido no SVN, existem seis tipos de secções transversais diferentes ao longo dos 20 pilares, tendo todos 10.5m de comprimento sendo que a diferença ente estes, é apenas em relação à largura do fuste que varia de 4.5m até 6.5m. Quanto mais próximo do centro do viaduto, maior será a dimensão da referida largura, por exemplo, o P41 tem 4.5m e o ultimo pilar do SVN já possui 6.5m. Observa-se na Figura 4.2.10 a modelação do pilar P22 no programa *Evolution*.



Fig. 4.2.10 – Discretização em fibras do P22 (em Evolution).

Em relação às armaduras existentes nos pilares, cada um possui três zonas distintas relativamente à quantidade de armaduras. Dividiu-se então cada uma nas zonas em A,B e C, respetivamente da base da sapata até ao topo. Para se obter uma precisão adequada, foram geradas 18 secções de armadura diferentes onde se adotou a mesma estratégia na dimensão das fibras das armaduras que se tinha aplicado no tabuleiro, ou seja, definiu-se para cada fibra 1cm de espessura por um determinado valor de largura, de forma a equivaler à área de armadura calculada. Na Figura 4.2.11 pode-se verificar a modelação das fibras correspondentes às armaduras dos pilares no pilar P41.

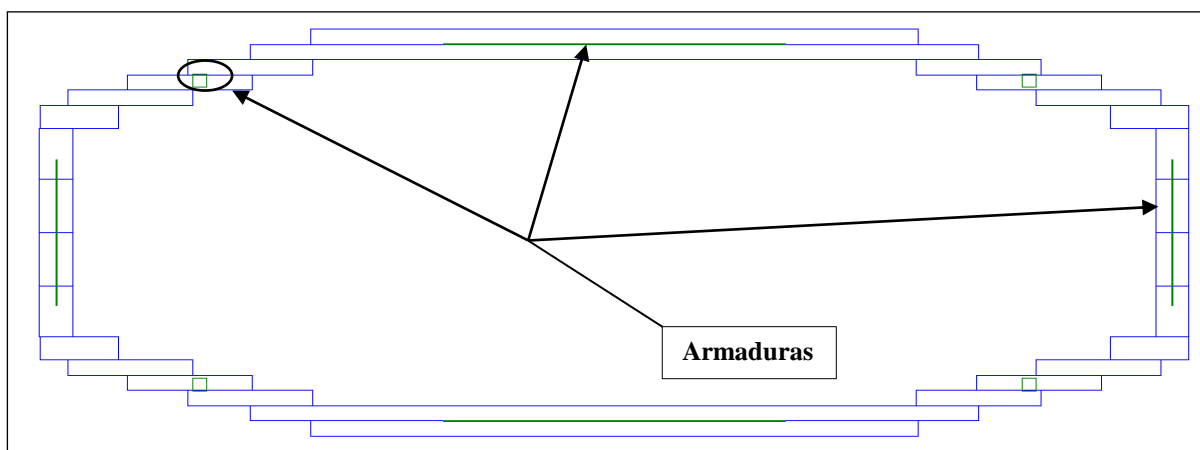


Fig. 4.2.11 – Pormenor das armaduras no P41 (em Evolution).

4.2.3. REOLOGIA DO BETÃO

A modelação dos materiais utilizados e a consideração dos seus efeitos diferidos foram aspetos importantes a ter em conta pelo que aproveitando os relatórios de ensaios em provetes (Figura 4.2.12) efetuadas no viaduto do Corgo se conseguiu estudar com alguma precisão o comportamento do betão a longo prazo através dos parâmetros que definem as leis dos efeitos diferidos [27] [29].



Fig. 4.2.12 – Provetes resultantes de ensaios, em Corgo.

Uma vez que a plataforma *Evolution* utilizada nesta dissertação possibilita um ajuste das leis de maturação, fluência e retração presentes no EC2 [26], procedeu-se a esse ajuste através da determinação de alguns coeficientes corretivos das referidas leis.

Segundo o EC2, a **fluência** depende da humidade ambiente, das dimensões do elemento, da composição do betão e também da idade do betão no primeiro carregamento assim como da duração e da intensidade da carga. [26] Podendo-se obter a tempo infinito e sob uma tensão de compressão constante σ_c , aplicada à idade t_0 , a deformação do betão por fluência, através de:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c}\right) \quad (4.1.)$$

em que, o coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, é função de E_c , o módulo tangente, considerado igual a $1,05 \cdot E_{cm}$.

O coeficiente de fluência, $\varphi(t, t_0)$, é determinado através de:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (4.2.)$$

com

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (4.3.)$$

sendo que $\beta(f_{cm})$ e $\beta(t_0)$ são determinados respetivamente por:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (4.4.)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1+t_0^{0,20})} \quad (4.5.)$$

Já o coeficiente φ_{RH} tem em conta a influência da humidade relativa no coeficiente de fluência:

- $\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \rightarrow f_{cm} \leq 35MPa \quad (4.6.)$

- $\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \rightarrow f_{cm} > 35MPa \quad (4.7.)$

em que:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \quad (4.8.)$$

e

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} \quad (4.9.)$$

O coeficiente $\beta_c(t, t_0)$ que traduz a evolução da fluência no tempo, após carregamento, é estimado pela seguinte equação:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3} \quad (4.10.)$$

Onde β_H é um coeficiente dependente da humidade relativa e da espessura equivalente do elemento, determinado por:

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \text{ para } f_{cm} \leq 35 \quad (4.11.)$$

e

$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \text{ para } f_{cm} \geq 35 \quad (4.12.)$$

com

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5} \quad (4.13.)$$

A influência do tipo de cimento e da temperatura no coeficiente de fluência pode, ser tido em conta alterando a idade do carregamento t_0 nas seguintes expressões:

$$t_0 = t_{0,T} \cdot \left(\frac{9}{(2+t_{0,T})^{1,2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (4.14.)$$

Em que, $t_{0,T}$ é a idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura de acordo com:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-\left(\frac{4000}{[273+T(\Delta t_i)]} - 13,65 \right)} \cdot \Delta t_i \quad (4.15.)$$

Sendo α função do tipo de cimento, assumindo diferentes valores consoante a classe:

$\alpha = -1$ para cimento da Classe S.

$\alpha = 0$ para cimente da Classe N.

$\alpha = 1$ para cimento da Classe R.

Caso o valor da tensão de compressão do betão na idade t_0 exceda o valor de $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$, deverá considerar-se a não linearidade da fluência, substituindo o valor de $\varphi(t, t_0)$ por $\varphi_{nl}(t, t_0)$, que pode ser determinado através de:

$$\varphi_{nl}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot e^{1,5 \cdot (k_\sigma - 0,45)} \quad (4.16.)$$

em que:

$$k_\sigma = \frac{\sigma_c}{f_{ck}(t_0)} \quad (4.17.)$$

Foram moldados 10 prismas com as dimensões de $15 \times 15 \times 60\text{cm}^3$ sujeitos a carregamentos aos 2,7 e 28 dias. Para aferição da lei de fluência foi utilizado o caso do carregamento aos 7 dias, considerando ser o mais adequado ao caso prático em estudo. Foram determinados os coeficientes que ajustam a lei da fluência segundo o EC2 com base no relatório de fluência fornecido, um módulo de elasticidade secante aos 28 dias de 32.1 GPa, um cimento do tipo rápido, humidade relativa de 50%, uma resistência média à compressão de 72.40MPa e uma tensão aplicada de 9.0MPa [27]. Deste modo, do relatório referido anteriormente, retiraram-se aos valores relativos às extensões totais, as extensões de retração e as extensões elásticas, determinando assim a extensão por fluência.

No Gráfico 4.2.1 são apresentadas as várias extensões medidas em obra para um carregamento aos 7 dias de idade do betão até aos 208 dias de idade deste.

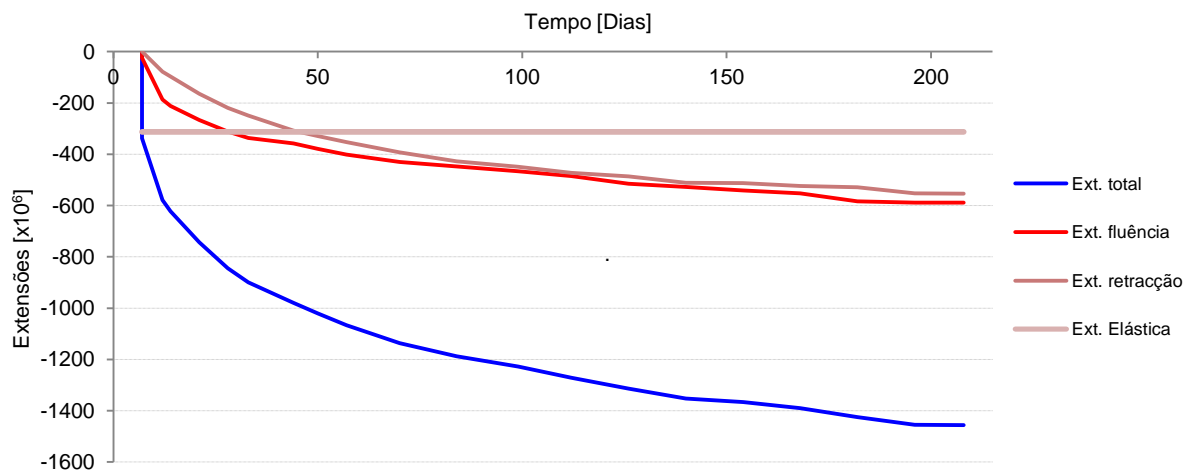


Gráfico 4.2.1 – Extensões do betão medidas experimentalmente pelo LNEC.

Os referidos coeficientes corretivos, C_{φ_0} e C_{β_c} , são utilizados nas expressões [24]:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot C_{\varphi_c} \quad (4.18.)$$

e

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3 \cdot C_{\beta_c}} \quad (4.19.)$$

A obtenção dos coeficientes foi obtida por minimização de erro entre as leis adotadas e os valores medidos experimentalmente, pelo método dos mínimos quadrados. Tendo-se obtido os valores de $C_{\varphi_0} = 1,759$ e $C_{\beta_c} = 1,252$.

Observa-se no Gráfico 4.2.2 que a curva que representa a lei do EC2 foi corrigida pelos coeficientes corretivos já supracitados, resultando na curva EC2*, sendo esta coincidente com a curva das extensões por fluência medida em obra.

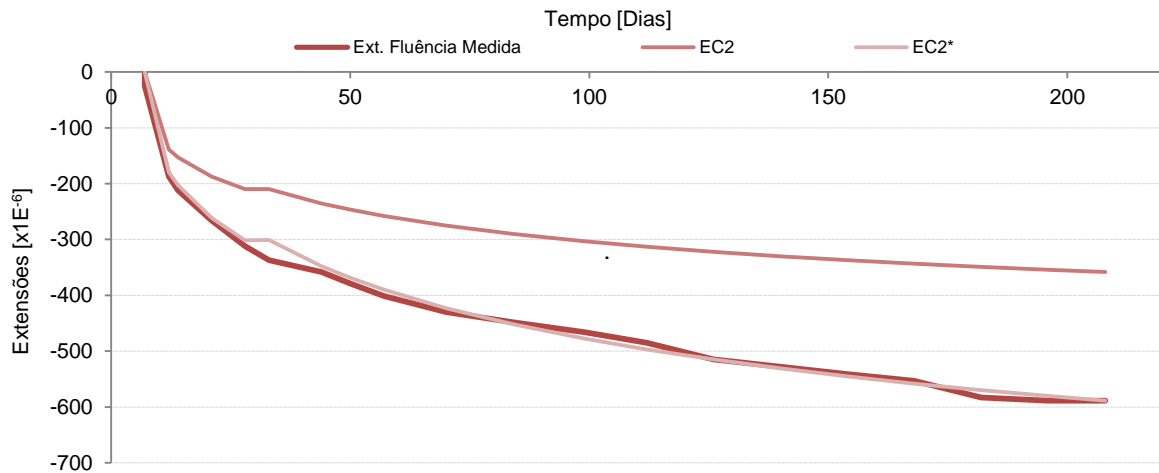


Gráfico 4.2.2 – Ajuste da lei de fluência do EC2 aos valores experimentais medidos.

Segundo o EC2 a **retração** depende, tal como a fluência, da humidade ambiente, das dimensões do elemento e da composição do betão. A extensão total de retração é constituída por duas componentes, a extensão de retração de secagem e a extensão de retração autógena, de acordo com [26]:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.20.)$$

A extensão de retração por secagem tem uma evolução bastante lenta, já que é função da migração da água através do betão endurecido e pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cd}(t, t_s) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (4.21.)$$

Em que k_h depende da espessura equivalente, h_0 , de acordo com o Quadro 4.1

Quadro 4.1 – Coeficiente k_h

h_0 [mm]	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
500	0,70

e h_0 é definido por:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} \quad (4.22.)$$

Onde A_c é a área da secção transversal e u o perímetro desta em contato com o ambiente.

O parâmetro β_{ds} é definido através de:

$$\beta_{ds}(t, t_0) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \quad (4.23.)$$

Onde t é a idade do betão em dias, e t_s , a data do início da retração por secagem (fim da cura).

O parâmetro $\varepsilon_{cd,0}$ é determinado por:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (4.24.)$$

E β_{RH} é definido por:

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 \cdot \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (4.24.)$$

Em que $f_{cm0} = 10\text{MPa}$, $RH_0 = 100\%$, RH é o valor da humidade relativa ambiente em % e α_{ds1} e α_{ds2} dependem do tipo de cimento utilizado de acordo com o Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Coeficientes α_{ds1} e α_{ds2}

Classe	α_{ds1}	α_{ds2}
S	3	0,13
N	4	0,12
R	6	0,11

Em relação a extensão autógena, esta desenvolve-se nos primeiros dias após a betonagem, isto é, durante o endurecimento do betão, e é igual a:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (4.25.)$$

em que:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (4.26.)$$

e:

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2 \cdot t^{0,5})} \quad (4.27.)$$

Sendo f_{ck} resistência do betão à compressão aos 28 dias (em MPa).

Para ajustar a lei de retração do EC2 aos valores experimentais medidos utilizaram-se os coeficientes $C_{\beta ds}$, $C_{\varepsilon cd,0}$, $C_{\beta as}$ e $C_{\varepsilon ca,\infty}$ nas expressões [24]:

$$\bullet \quad \varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}})} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \cdot C_{\varepsilon cd,0} \quad (4.28.)$$

$$\bullet \quad \beta_{ds}(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_s)}{(t-t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \right]^{C_{\beta ds}} \quad (4.29.)$$

$$\bullet \quad \varepsilon_{ca}(\infty) = [2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}] \cdot C_{\varepsilon ca,\infty} \quad (4.30.)$$

$$\bullet \quad \beta_{as}(t) = [1 - e^{(-0,2 \cdot t^{0,5})}]^{C_{\beta as}} \quad (4.31.)$$

Resultando daí os valores:

- $C_{\beta ds} = 1.04033229$
- $C_{\varepsilon cd,0} = 1.30148560$
- $C_{\beta as} = 0.5000$
- $C_{\varepsilon ca,\infty} = 2.0000$

Foi aplicado o procedimento anteriormente utilizado para ajustar a lei da fluência também no ajuste da lei da retração [27]. No Gráfico 4.2.3 é apresentado o ajuste da curva da lei de retração segundo o EC2 à curva das extensões obtidas por retração em obra, resultando assim na curva EC2*.

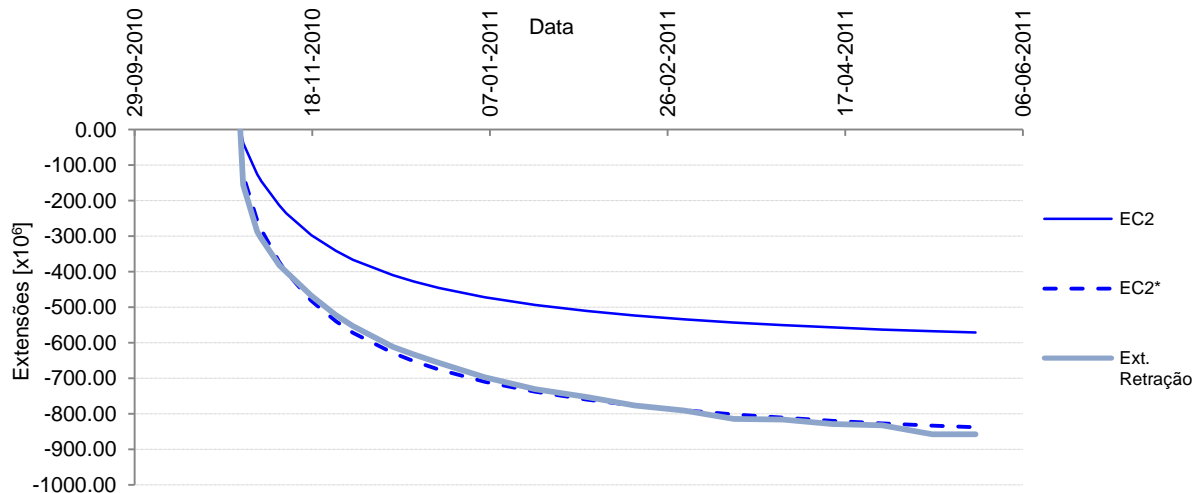


Gráfico 4.2.3 – Ajuste da lei de retração do EC2 aos valores experimentais medidos.

Segundo o EC2 a **maturação** do betão e a variação do módulo de elasticidade com o tempo, é estimada por:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (4.32.)$$

Em que $f_{cm}(t)$ é o valor médio da resistência à compressão na idade t dias, E_{cm} e f_{cm} , respetivamente o módulo de elasticidade e a resistência média à compressão do betão à idade de 28 dias.

O valor de $f_{cm}(t)$ é encontrado através de:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (4.33.)$$

onde

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right)} \quad (4.34.)$$

Em que s é um coeficiente que depende do tipo de cimento:

- Classe R → $s = 0,20$
- Classe N → $s = 0,25$
- Classe S → $s = 0,38$

Com base nos ensaios realizados indicados no Quadro 4.3 [29].

Quadro 4.3 – Datas dos ensaios

Identificação do Provete	Data		Idade (dias)	E (GPa)
	Fabrico	Ensaio		
1	09-01-2012	12-01-2012	3	28.5
2	09-01-2012	12-01-2012	3	28.5
3	09-01-2012	16-01-2012	7	30.5
4	09-01-2012	16-01-2012	7	30.8
5	09-01-2012	06-02-2012	28	31.9
6	09-01-2012	06-02-2012	28	31.9
7	09-01-2012	09-04-2012	91	34.0
8	09-01-2012	09-04-2012	91	34.8

Sendo aplicados os coeficientes corretivos $C_{\beta_{E_{cm}}}$, C_s e $C_{\beta_{cc}}$ nas seguintes expressões:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0,3 \cdot C_{\beta_{E_{cm}}}} \cdot E_{cm} \quad (4.35.)$$

e

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \cdot C_s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0,5 \cdot C_{\beta_{cc}}}\right)} \quad (4.36.)$$

Em que pelo método anteriormente descrito, calcularam-se os coeficientes corretivos relativamente às extensões por maturação do betão.

- $C_{\beta_{E_{cm}}} = 1.601338$
- $C_s = 1.601338$
- $C_{\beta_{cc}} = 0.5$

Aproximou-se assim a lei regulada pelo EC2 aos valores obtidos em obra [29], resultando daí o Gráfico 4.2.4.

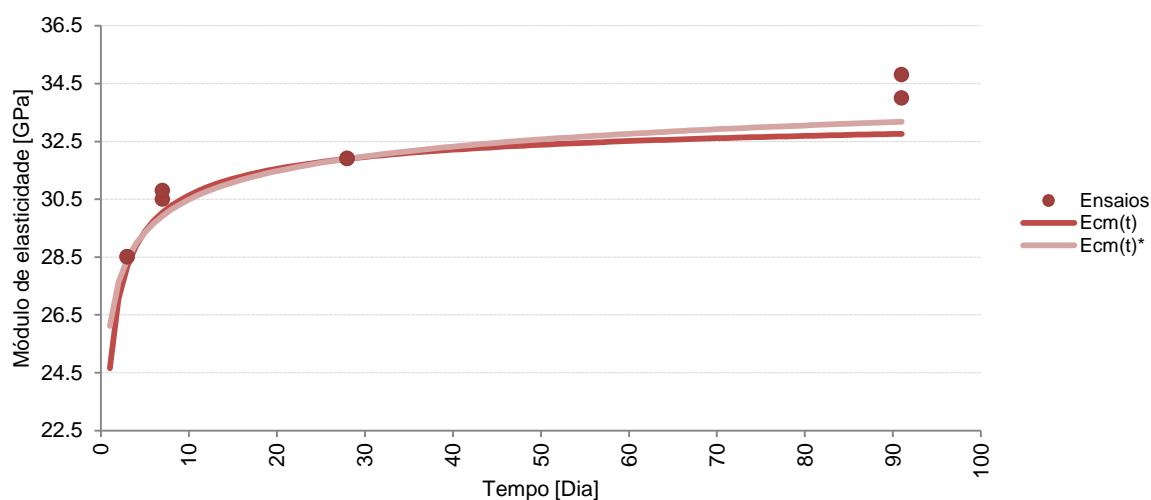


Gráfico 4.2.4 – Ajuste da lei da maturação do EC2 aos valores experimentais medidos.

4.3 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO CIMBRE AUTOLANÇÁVEL COM OPS

Tendo em conta o objetivo do caso de estudo da presente dissertação, tornou-se imperativo, de forma a aproximar a modelação do faseamento construtivo realizado na plataforma Evolution o mais próximo com a realidade, a modelação do cimbra autolanzável com tecnologia OPS utilizado na obra em estudo.

Através da informação constante no projeto do cimbra procedeu-se à modelação do mesmo, em que devido à sua complexidade foram necessárias adotar algumas simplificações. A primeira delas foi a junção das quatro vigas principais do cimbra numa só, ou seja, o resultado foi uma viga principal com uma rigidez equivalente às quatro vigas que constituem o cimbra. A mesma lógica foi aplicada na modelação dos cabos exteriores de pré-esforço e nas escoras de desvio. Na Figura 4.3.1 observa-se o mencionado cimbra modelado na plataforma *Evolution*, com um comprimento total de 127m.

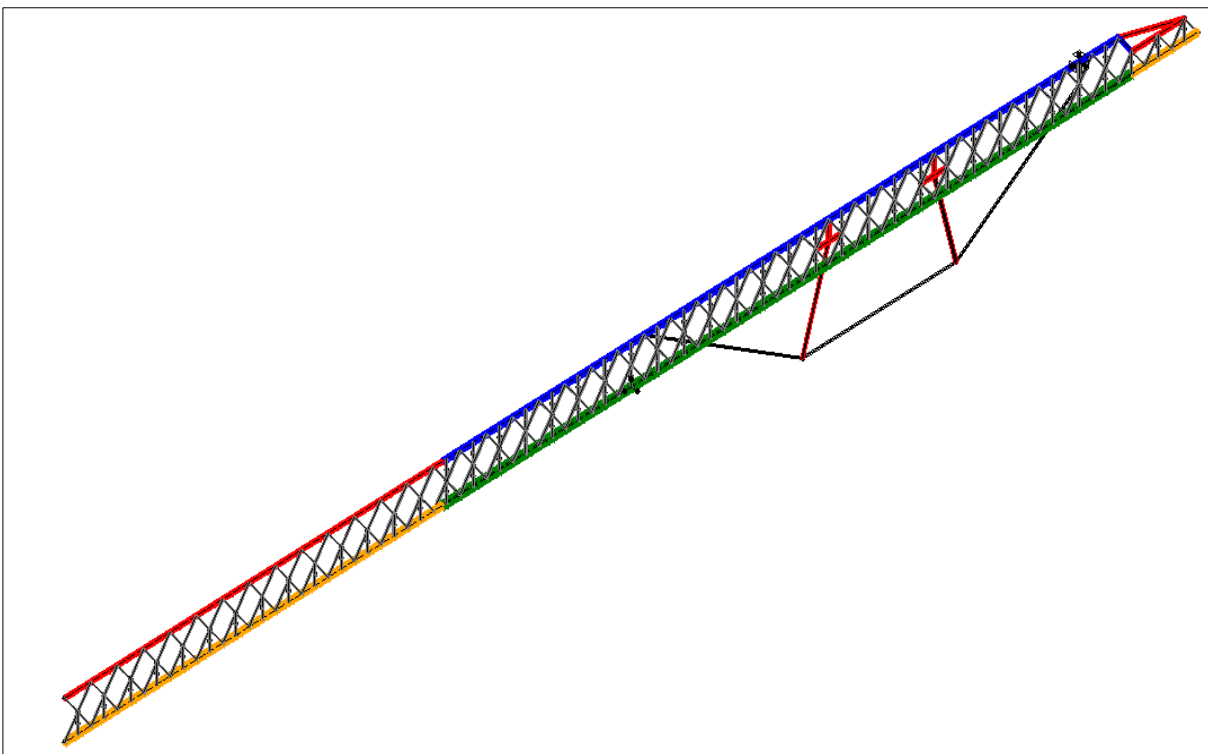


Fig. 4.3.1 – Cimbra Autolanzável c/ OPS modelado em *Evolution*.

Foram utilizados elementos de barra, com dois nós cada, com a dimensão máxima de 1m, de modo a que o grau de erro fosse o menor possível e foram utilizados 11 secções de perfis diferentes para a modelação na estrutura treliçada do cimbra, originando um total de 4336 fibras do tipo *TIMOSHENKO*. Por economia de recursos informáticos não se efetuou uma discretização muito refinada da secção transversal pois as secções estão predominantemente sujeitas a esforços axiais.

Na Figura 4.3.2 apresenta-se uma secção transversal tipo utilizada no cimbrio modelado.

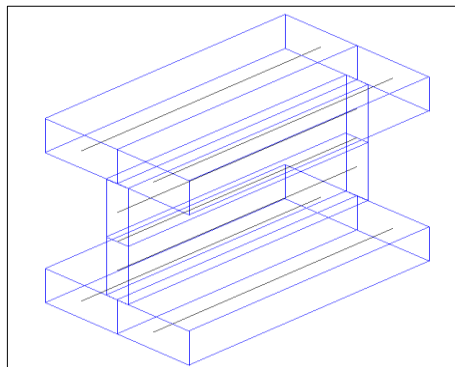


Fig. 4.3.2 – Exemplo de uma secção transversal tipo, HEB320.

O nariz traseiro foi modelado ao detalhe, como se pode observar na Figura 4.3.3.

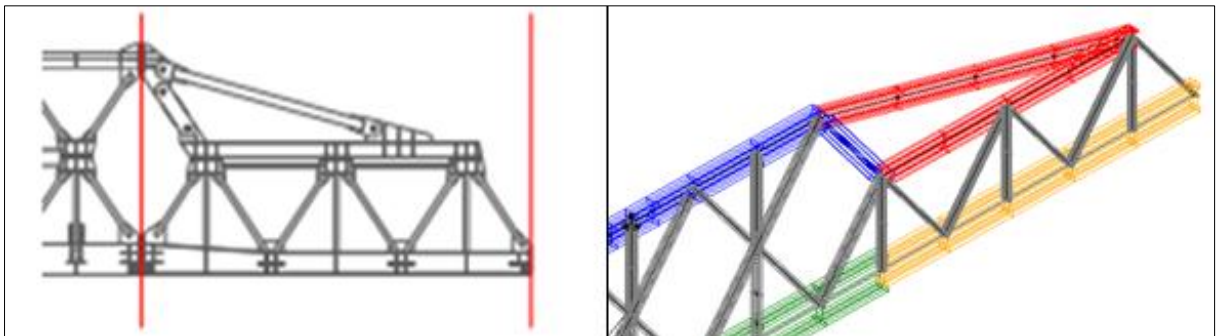


Fig. 4.3.3 – Nariz traseiro da viga, em alçado (Projeto) e em *Evolution* [21].

O traçado do cabo de pré-esforço foi definido de acordo com a configuração apresentada na Figura 4.3.4.

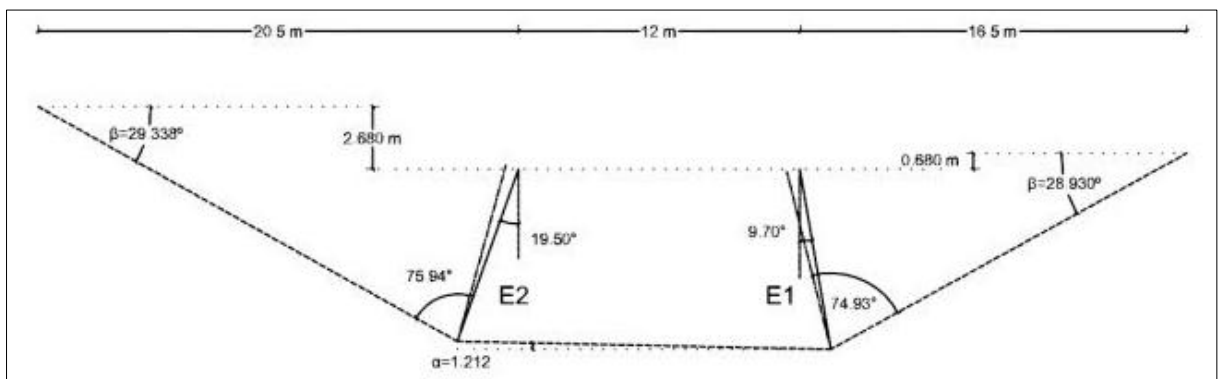


Fig. 4.3.4 – Características geométricas do traçado OPS em projeto [21].

Na Figura 4.3.5 é apresentado o mencionado cabo de pré-esforço já modelado no *software* de cálculo.

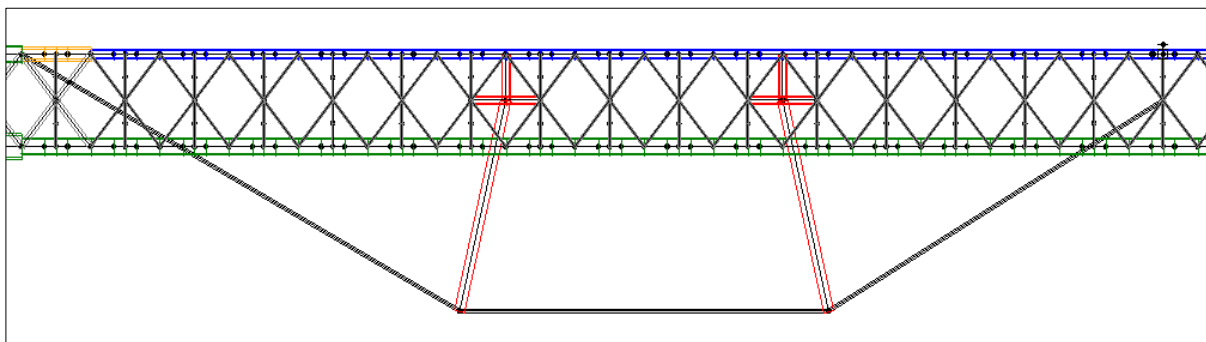


Fig. 4.3.5 – Cabo pré-esforço exterior em *Evolution*.

O referido cabo foi modelado através de uma fibra do tipo *STAYCABLE*, em três elementos de viga, cada qual com dois nós cada. Com uma seção transversal quadrada com área equivalente como já referido, aos 4 cabos exteriores. A mesma simplificação foi feita no caso das escoras de desvio, que foram modeladas, com uma área equivalente às quatro escoras existentes no cimbria M60-I. Observa-se na Figura 4.3.6 o cabo e uma das escoras de desvio modelados.

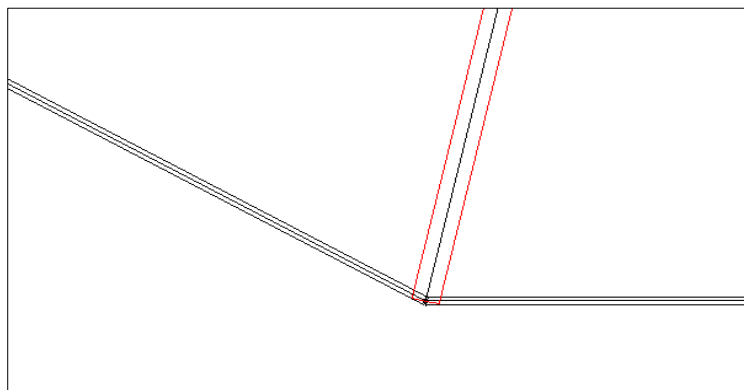


Fig. 4.3.6 – Pormenor das escoras de desvio na extremidade inferior, em *Evolution*.

Quanto aos apoios considerados, tentou-se ser o mais preciso possível utilizando o comando *SAMEDOF* já anteriormente utilizado na modelação do viaduto. Logo, compatibilizaram-se os 6 graus de liberdade (devido as condições de apoio que o anel traseiro do cimbria impõe) no apoio mais próximo do anel traseiro, com o 1/5 do vão. E apenas se compatibilizaram os deslocamentos na direção Y e Z no apoio dianteiro do cimbria com o pilar, já que na realidade a viga está apoiada sobre uma consola encastrada no pilar mas pode deslocar-se longitudinalmente (segundo X). Este apoio como se pode verificar na Figura 4.3.7, encontra-se mais reforçado em termos de secção dos perfis metálicos, desta forma torna-se um apoio mais rígido, rodando o cimbria em torno deste em caso de grandes deformações.

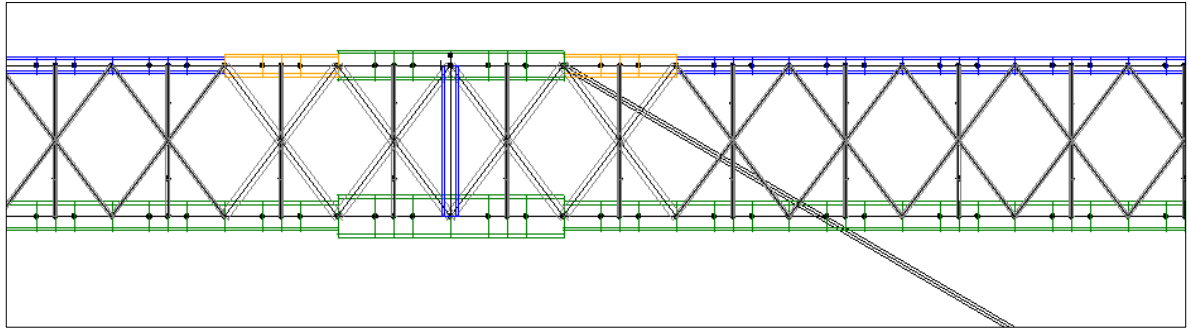


Fig. 4.3.7 – Apoio sobre a consola encastrada no pilar (em *Evolution*).

Note-se que, apesar do nariz dianteiro (Figura 4.3.8) do cimbra se encontrar sobre uma consola encastrada no pilar que servirá de apoio no tramo seguinte, não se encontra apoiado no mesmo durante a fase de betonagem, tal facto apenas ocorre na fase de movimentação do cimbra.

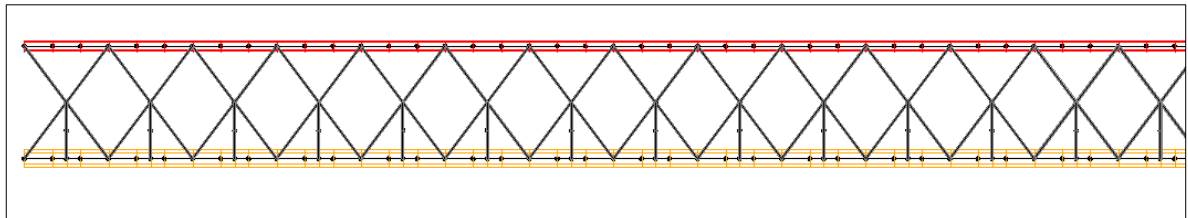


Fig. 4.3.8 – Nariz dianteiro do cimbra em *Evolution*.

Após a modelação o primeiro objetivo foi então determinar que tensão seria necessária aplicar no sistema OPS modelado numericamente de forma a se cumprirem os limites de deslocamentos verticais no cimbra utilizados pela BERD para um carregamento com o valor equivalente às betonagens da 1ª e 2ª fase do tabuleiro do SVN.

A validação da modelação do cimbra foi assim verificada com base em registos fornecidos pela BERD relativos às duas fases de betonagem do tabuleiro que possuem dados como a flecha a “meio vão” do cimbra, a correspondente força imposta nos cabos de pré-esforço e a fase em que estes parâmetros ocorrem. A medição das flechas é efetuada utilizando três atuadores de pressão, dois deles situados nos apoios do cimbra e o terceiro colocado a meio vão do cimbra. Traçando uma reta entre a posição dos dois atuadores colocados nos apoios a flecha é medida na vertical a meio dessa mesma reta. Este procedimento permite desprezar a inclinação do tabuleiro no sentido longitudinal e eventuais deslocamentos dos apoios do cimbra.

No caso da primeira betonagem do tabuleiro segundo os registos obtidos pela BERD aplicou-se uma força de 400 toneladas em cada atuador tal como se pode verificar na Figura 4.3.9.

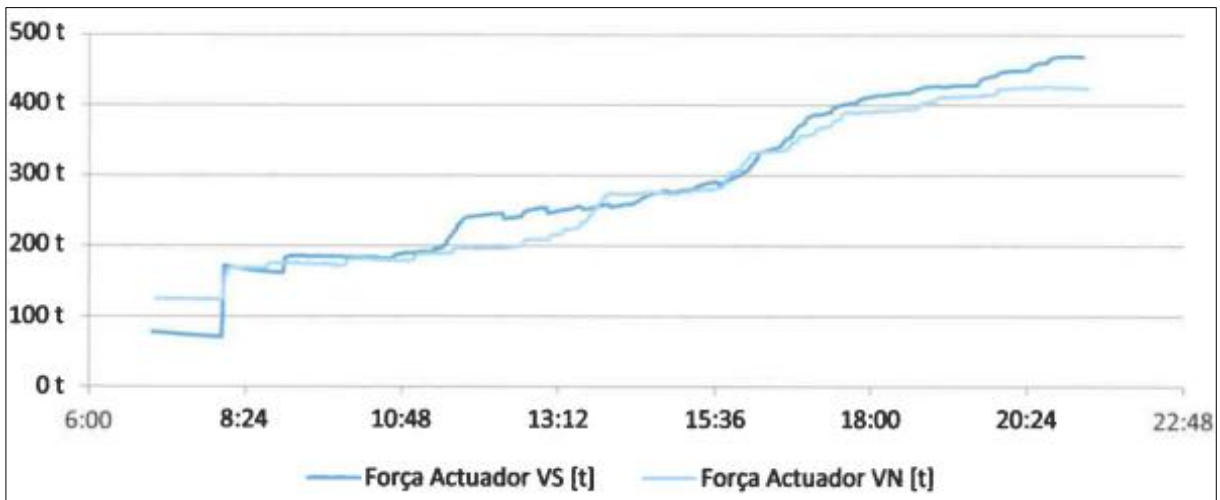


Fig. 4.3.9 – Registos OPS efetuados pela BERD, 1ª fase [21].

Apresentam-se os deslocamentos verticais obtidos a meio vão do cimbria na Figura 4.3.10 para a primeira fase de betonagem segundo os registos fornecidos pela BERD.

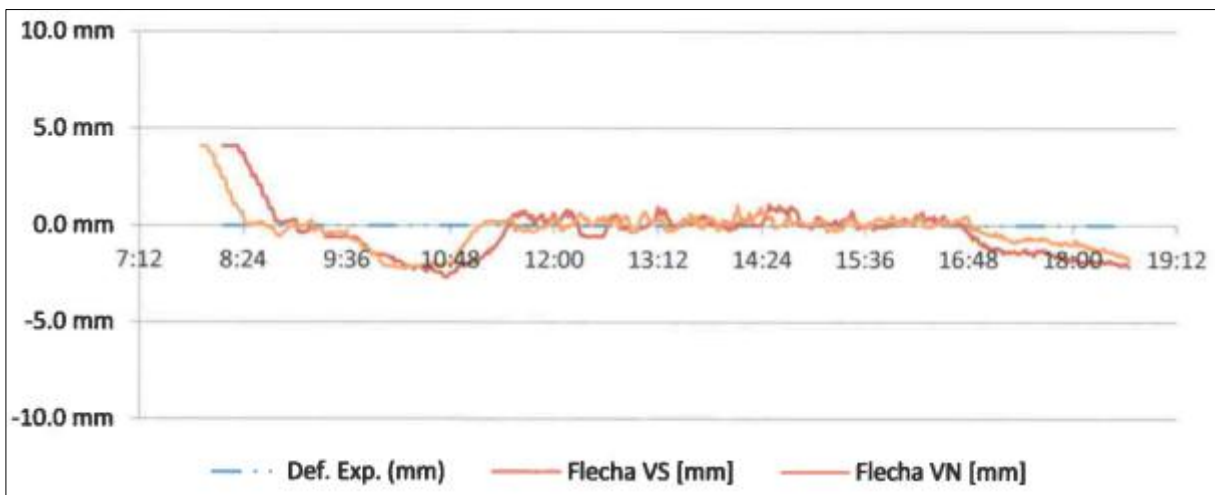


Fig. 4.3.10 – Registos OPS efetuados pela BERD, 1ª fase [21].

Aplicou-se então uma tensão de 375MPa no cabo modelado que equivale às 400 ton/força aplicadas em cada um dos atuadores referenciados nos registos fornecidos pela BERD. Considerou-se uma carga de 170 kN/m, equivalente ao peso do tabuleiro na primeira fase, sem contabilizar com as cofragens.

A carga referida é aplicada a uma distância de 4.5m do apoio traseiro até 12m após o apoio dianteiro como demonstrado na Figura 4.3.11.

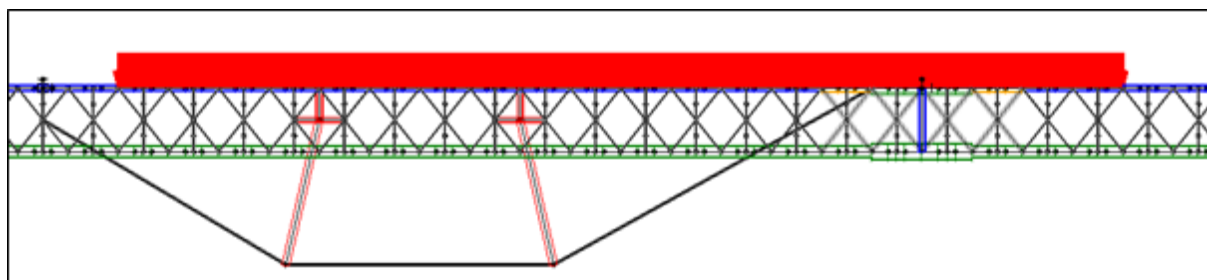


Fig. 4.3.11 – Localização da carga aplicada no cimeiro.

Após a análise dos valores obtidos na estrutura modelada, verificaram-se algumas divergências relativamente aos valores medidos experimentalmente. Por essa razão foi ajustado o módulo de elasticidade do material do cimeiro, tendo sido aumentado de modo a que o cimeiro se tornasse mais rígido, uma vez que na estrutura modelada não foram consideradas as estruturas transversais existentes que acrescentam considerável rigidez ao cimeiro. Tendo sido feita esta alteração no módulo de elasticidade da estrutura como referido, correu-se a estrutura novamente e obtiveram-se resultados bastante próximos comparando com os registos atrás mencionados. No Gráfico 4.3.1 observa-se a deformada na zona sob a qual a carga é aplicada e verifica-se que esta não ultrapassa os 10mm de deformação, conclui-se então que a modelação numérica do cimeiro está próxima da realidade, existe aliás uma deformação vertical positiva a meio vão.

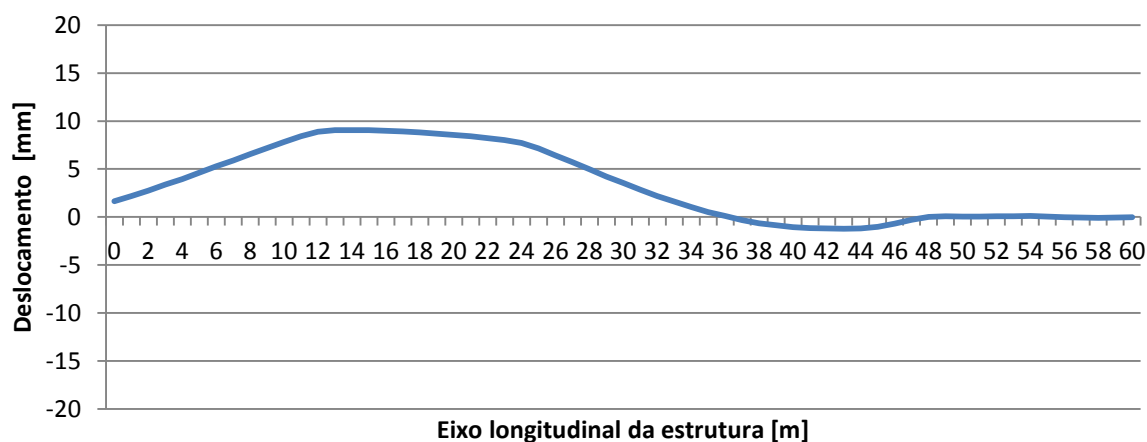


Gráfico 4.3.1 – Deformada do cimeiro no final da primeira betonagem.

Passando para a análise dos registos da 2ª fase de betonagem do tabuleiro, apresentam-se nas Figuras 4.3.12 e 4.3.13 respetivamente as forças aplicadas nos atuadores e a deformação existente nesta segunda fase de betonagem. Observa-se que a força por atuador é de cerca de 700ton, e que a deformação existente é no máximo de 5 milímetros.

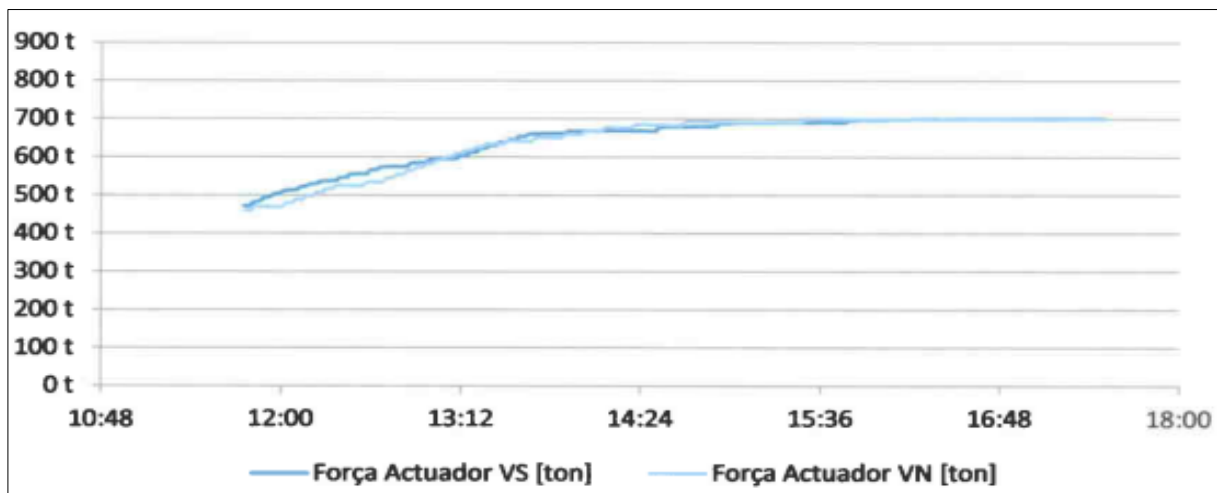


Fig. 4.3.12 – Registos OPS efetuados pela BERD, 2ª fase [21].

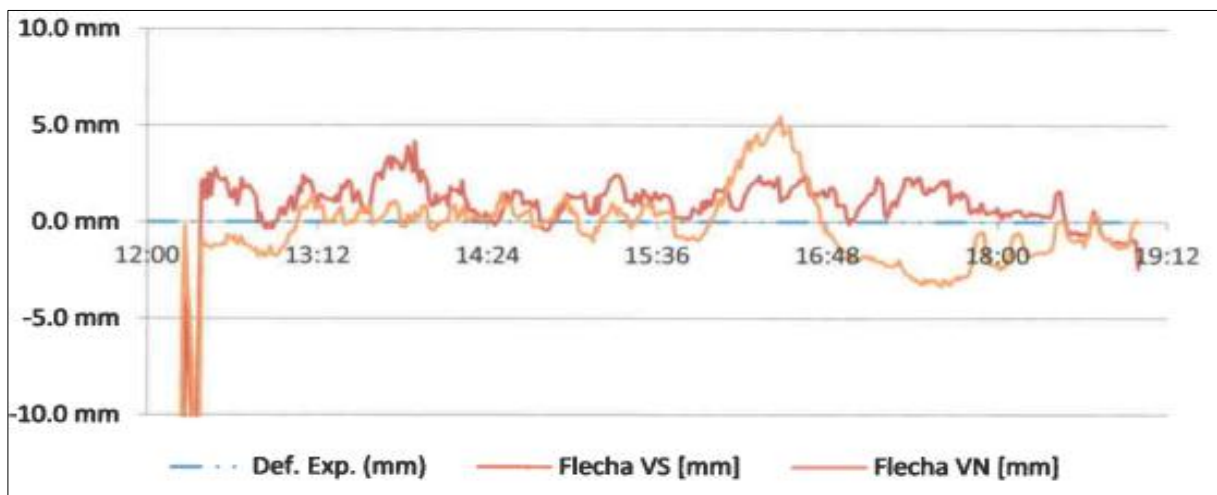


Fig. 4.3.13 – Registos OPS efetuados pela BERD, 2ª fase [21].

De salientar que nesta parte da validação do modelo numérico do cimbra, é necessário contabilizar com a rigidez já existente correspondente ao tabuleiro já betonado na primeira fase. Assim, como nesta fase da dissertação ainda não se tem a possibilidade de simular corretamente essa contabilização da rigidez do tabuleiro, os resultados obtidos não serão os mais fiáveis de forma a validar a modelação efetuada, porém como para a primeira fase de betonagem se obtiveram resultados satisfatórios admite-se que a simulação computacional esteja correta.

Deste modo, na 2ª fase de betonagem do tabuleiro adicionou-se no cabo pré-esforçado uma tensão de 280MPa aos já existentes 375MPa de forma a equivaler às forças instaladas nos dois atuadores (700ton/força é equivalente a 655MPa). Acrescentou-se também uma carga de 180 kN/m que corresponde ao peso da laje superior do tabuleiro, uma vez que pelos dados fornecidos, o peso do betão mais o da armadura possuem o valor total de 2000ton por tramo, ou seja, equivalem a uma carga distribuída longitudinalmente (pelos 60m) de 330 kN/m. Acrescentando o valor do peso da cofragem (2ª fase apenas), de aproximadamente 90ton, perfaz um total de 350 kN/m ao longo do cimbra [21].

Apresenta-se assim no Gráfico 4.3.2 a deformada vertical do cimbra para as condições mencionadas no parágrafo anterior.

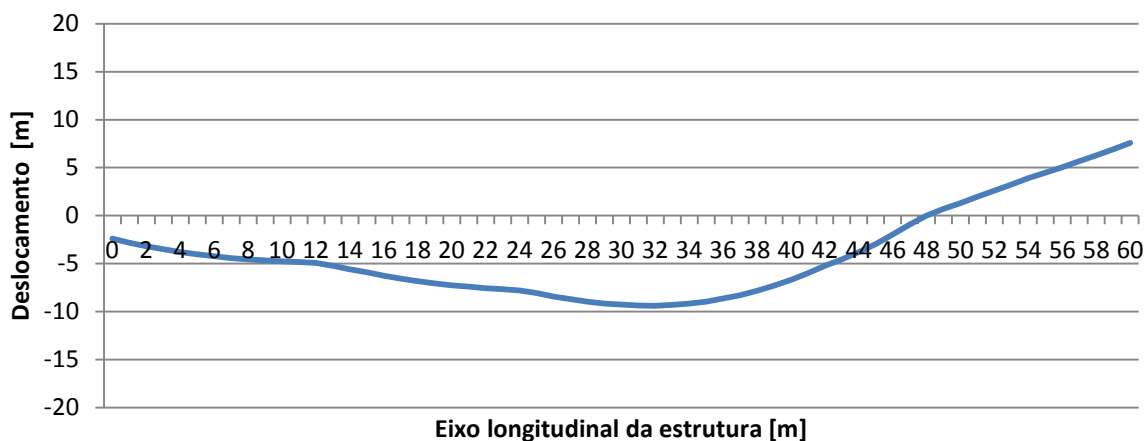


Gráfico 4.3.2 – Deformada do cimbra no final da segunda betonagem.

Observa-se pelo gráfico anterior que existe uma deformação vertical de quase 10mm abaixo do eixo inicial, tal poderá advir de como referido não se estar a contabilizar a rigidez do tabuleiro da primeira fase (laje inferior) que ajudaria a que o cimbra não se deformasse tanto. Apesar disso, os deslocamentos obtidos estão dentro dos limites estabelecidos pela BERD, que são de deformações máximas de 20mm ao longo do eixo sobre o qual o tabuleiro é betonado.

Note-se também, que apesar de se controlar a flecha a “meio vão” não se consegue controlar toda a deformação do cimbra. Na Figura 4.3.14 é apresentada a deformação vertical do cimbra no final da segunda betonagem.

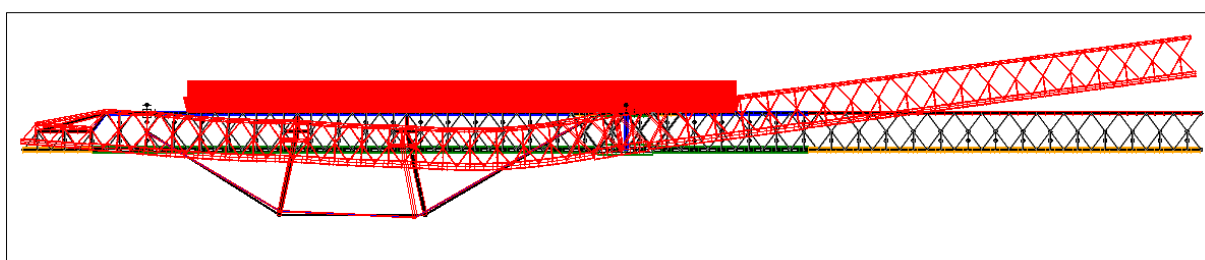


Fig. 4.3.14 – Deformada do cimbra no final da 2ª betonagem *Evolution*.

Conclui-se assim, que a modelação numérica do cimbra autolanzável é razoável, deste modo será utilizado o referido cimbra na simulação do processo construtivo do caso prático estudado no capítulo seguinte.

5

ANÁLISE DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

5.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos através da análise numérica do faseamento construtivo do SVN.

Utilizando o modelo numérico descrito em 4.2.2, foram modeladas as diversas operações referentes ao processo construtivo do SVN. Na simulação dos incrementos principais, entre os quais se incluem fases como betonagem, aplicação de pré-esforço ou alteração de condições do sistema estrutural foi dado um maior ênfase ao faseamento construtivo do tabuleiro. A análise do processo construtivo dos pilares não se revela de grande interesse, uma vez que quando o primeiro tramo do tabuleiro começa a ser betonado já a maioria dos pilares do SVN estão terminados, e assim o processo construtivo dos pilares não têm uma influência considerável nos resultados finais obtidos no tabuleiro.

Outro aspeto importante considerado na definição dos incrementos foi a influência dos efeitos diferidos dos materiais devido ao comportamento não linear dos mesmos. Assim, de forma a se poder contabilizar adequadamente a componente diferida, entre cada operação modelada foram criados incrementos temporais, de modo a obter algum rigor no processo iterativo.

Nesta parte da dissertação foi também estudado com especial interesse a interação do cimb্রে autolançável com o tabuleiro do SVN, isto devido à influência do sistema de pré-esforço orgânico nos resultados finais relativamente a tensões e deslocamentos. Como se irá verificar neste capítulo, uma variação de tensão nos cabos do referido sistema, pode influenciar de forma considerável o comportamento do tabuleiro durante a fase construtiva.

5.2 FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO SVN EM EVOLUTION

Após modelada a geometria do SVN na plataforma de cálculo *Evolution*, procedeu-se à definição temporal do faseamento construtivo da estrutura no mencionado programa. Utilizando os dados recolhidos na memória de cálculo e justificativa da direção da obra.

No Quadro 5.1 pode-se observar o resumo do histórico de operações de betonagem do tabuleiro das duas primeiras fases, que correspondem respetivamente à betonagem da laje inferior e almas, e laje superior do tabuleiro.

Quadro 5.1 – Datas das betonagens das duas fases do tabuleiro [22].

Viga de lançamento inferior					
Tramo 1 = E2 - P41	Fase 1	16-08-2011	Tramo 11 = P32- P31	Fase 1	11-01-2012
	Fase 2	25-08-2011		Fase 2	13-01-2012
Tramo 2 = P41 - P40	Fase 1	21-09-2011	Tramo 12 = P31- P30	Fase 1	25-01-2012
	Fase 2	28-09-2011		Fase 2	27-01-2012
Tramo 3 = P40 - P39	Fase 1	14-10-2011	Tramo 13 = P30 - P29	Fase 1	03-02-2012
	Fase 2	19-10-2011		Fase 2	07-02-2012
Tramo 4 = P39 - P38	Fase 1	27-10-2011	Tramo 14 = P29 - P28	Fase 1	14-02-2012
	Fase 2	31-10-2011		Fase 2	16-02-2012
Tramo 5 = P38 - P37	Fase 1	08-11-2011	Tramo 15 = P28 - P27	Fase 1	22-02-2012
	Fase 2	11-11-2011		Fase 2	24-02-2012
Tramo 6 = P37- P36	Fase 1	18-11-2011	Tramo 16 = P27- P26	Fase 1	02-03-2012
	Fase 2	22-11-2011		Fase 2	06-03-2012
Tramo 7 = P36 - P35	Fase 1	29-11-2011	Tramo 17 = P26 - P25	Fase 1	14-03-2012
	Fase 2	01-12-2011		Fase 2	16-03-2012
Tramo 8 = P35 - P34	Fase 1	07-12-2011	Tramo 18 = P25 - P24	Fase 1	23-03-2012
	Fase 2	13-12-2011		Fase 2	27-03-2012
Tramo 9 = P34 - P33	Fase 1	21-12-2011	Tramo 19 = P24 - P23	Fase 1	05-04-2012
	Fase 2	23-12-2011		Fase 2	12-04-2012
Tramo 10 = P33 - P32	Fase 1	30-12-2011	Tramo 20 = P23 - P22	Fase 1	23-04-2012
	Fase 2	03-01-2012		Fase 2	27-04-2012

Quanto à terceira fase de betonagem, que corresponde à execução das consolas laterais com 5m cada uma, esta ocorre a uma cadência de cinco betonagens por cada duas semanas e em que cada betonagem corresponde uma extensão de 20m. Usualmente a ordenação semanal é:

- Primeira semana: 2^afeira-4^afeira-6^afeira.
- Segunda Semana: 3^afeira-5^afeira

Um aspeto relevante foi que como na altura dos dados recolhidos ainda estavam algumas consolas do SVN por executar, apenas foi possível datar os incrementos corretamente até à 34^a betonagem. Porém

como se possui o plano de betonagem, a partir da 34ª betonagem definiu-se a execução de cada par de consolas numa média de 3 em 3 dias.

Verifica-se no Quadro 5.2 as datas precisas até à 34ª betonagem, e as estimadas a partir dessa mesma.

Quadro 5.2 – Datas das betonagens da 3ª fase do tabuleiro. [22]

Carro de abas			
1ª Betonagem	06-01-2012	31ª Betonagem	25-04-2012
2ª Betonagem	11-01-2012	32ª Betonagem	27-04-2012
3ª Betonagem	16-01-2012	33ª Betonagem	02-05-2012
4ª Betonagem	19-01-2012	34ª Betonagem	04-05-2012
5ª Betonagem	23-01-2012	35ª Betonagem	06-05-2012
6ª Betonagem	26-01-2012	36ª Betonagem	09-05-2012
7ª Betonagem	30-01-2012	37ª Betonagem	12-05-2012
8ª Betonagem	03-02-2012	38ª Betonagem	15-05-2012
9ª Betonagem	07-02-2012	39ª Betonagem	18-05-2012
10ª Betonagem	10-02-2012	40ª Betonagem	21-05-2012
11ª Betonagem	14-02-2012	41ª Betonagem	24-05-2012
12ª Betonagem	17-02-2012	40ª Betonagem	27-05-2012
13ª Betonagem	21-02-2012	43ª Betonagem	30-05-2012
14ª Betonagem	24-02-2012	44ª Betonagem	02-06-2012
15ª Betonagem	28-02-2012	45ª Betonagem	05-06-2012
16ª Betonagem	05-03-2012	46ª Betonagem	08-06-2012
17ª Betonagem	07-03-2012	47ª Betonagem	11-06-2012
18ª Betonagem	09-03-2012	48ª Betonagem	14-06-2012
19ª Betonagem	13-03-2012	49ª Betonagem	17-06-2012
20ª Betonagem	15-03-2012	50ª Betonagem	20-06-2012
21ª Betonagem	19-03-2012	51ª Betonagem	23-06-2012
22ª Betonagem	21-03-2012	52ª Betonagem	26-06-2012
23ª Betonagem	23-03-2012	53ª Betonagem	29-06-2012
24ª Betonagem	27-03-2012	54ª Betonagem	02-07-2012
25ª Betonagem	29-03-2012	55ª Betonagem	05-07-2012
26ª Betonagem	04-04-2012	56ª Betonagem	08-07-2012
27ª Betonagem	11-04-2012	57ª Betonagem	11-07-2012
28ª Betonagem	13-04-2012	58ª Betonagem	14-07-2012
29ª Betonagem	17-04-2012	59ª Betonagem	17-07-2012
30ª Betonagem	20-04-2012		

No Quadro 5.3 encontra-se um resumo do histórico das operações de betonagem dos pilares, sendo estes os primeiros a serem construídos.

Quadro 5.3 – Datas dos pilares do SVN [22].

	Início	Fim		Início	Fim
P22	03-08-2011	05-01-2012	P32	15-07-2011	06-10-2011
P23	20-12-2010	02-08-2011	P33	21-10-2010	10-06-2011
P24	03-12-2010	12-10-2011	P34	19-10-2010	12-04-2011
P25	06-01-2011	06-09-2011	P35	20-10-2010	19-04-2011
P26	12-11-2010	17-05-2011	P36	26-10-2010	30-06-2011
P27	10-11-2010	10-08-2011	P37	11-10-2010	16-06-2011
P28	05-11-2010	04-05-2011	P38	13-10-2010	02-06-2011
P29	19-11-2010	13-07-2011	P39	06-10-2010	24-05-2011
P30	03-11-2010	28-07-2011	P40	12-10-2010	11-05-2011
P31	28-10-2010	06-05-2011	P41	01-10-2010	27-04-2011

Como evidenciado anteriormente, as datas apresentadas nos últimos três quadros são apenas um resumo e referem-se ao início e ao fim da execução de cada elemento estrutural. No caso dos pilares, como estes são elevados em média em troços de 4.5m e tendo alguns uma altura de dezenas de metros, geraram-se bastantes incrementos apenas devido à construção faseada dos pilares. Juntando os incrementos pertencentes à construção do tabuleiro, tiveram que ser criados no total 412 incrementos principais. Note-se que estes incrementos apenas retratam a evolução dos elementos estruturais do SVN e não incluem por exemplo as variações de condições de apoio nem a aplicação de pré-esforço. De forma a organizar os dados e os resultados de forma sistemática foi necessário atribuir uma designação a cada incremento que retrate cada operação. Assim, para as várias elevações dos pilares foi considerada a seguinte designação genérica:

$$PxE.y \quad (5.1)$$

Em que as letras P , x , E e y tomam o seguinte significado:

- P → Pilar.
- x → Número do pilar em questão.
- E → Elevação.
- y → Número da elevação, no caso de 0 diz respeito às sapatas.

Exemplo: P22E.5, betonagem do tramo 5 do pilar número 22.

Quanto às várias fases de betonagem do tabuleiro, foi considerada a seguinte designação:

$$TPx - PyFz \quad (5.2)$$

Nas quais as letras T , Px , Py , F e z têm o seguinte significado:

- $T \rightarrow$ Tabuleiro.
- $Px \rightarrow$ Número do pilar i , apenas com uma exceção, no caso do Encontro (E2)
- $Py \rightarrow$ Número do pilar $i+1$.
- $Fz \rightarrow$ Fase de betonagem, com z igual a 1 ou 2.

Exemplo: $TP35-P34F1$, betonagem da 1ª fase do tabuleiro pertencente ao vão entre o pilar 35 e o pilar 34.

No caso da terceira fase de betonagem do tabuleiro foi usada a seguinte designação geral:

$$C.ABASFx \quad (5.3)$$

Em que as letras C , $ABAS$ e Fx significam:

- $C.ABAS \rightarrow$ Carro de abas, equipamento utilizado para suportar a cofragem para betonar as consolas laterais do tabuleiro.
- $Fx \rightarrow$ Número da fase de betonagem das consolas.

Exemplo: $C.ABAS25$, vigésima quinta betonagem das consolas laterais.

Em anexo é possível encontrar, todos os incrementos principais do SVN.

Foram necessários criar também incrementos correspondentes às betonagens das duas fases do tabuleiro e à aplicação do pré-esforço no tabuleiro, ficando então a sequência genérica por tramo retratada no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Sequência genérica por tramo.

Designação
$F1.xbetonagem$
$TPx - PyFz$
$F2.xbetonagem$
$TPx - PyFz$
PE
$C.ABASFx$
$C.ABASF(x + 1)$
$C.ABASF(x + 2)$

Apresenta-se assim da Figura 5.1 à Figura 5.3 uma breve representação gráfica temporal do faseamento construtivo do SVN.

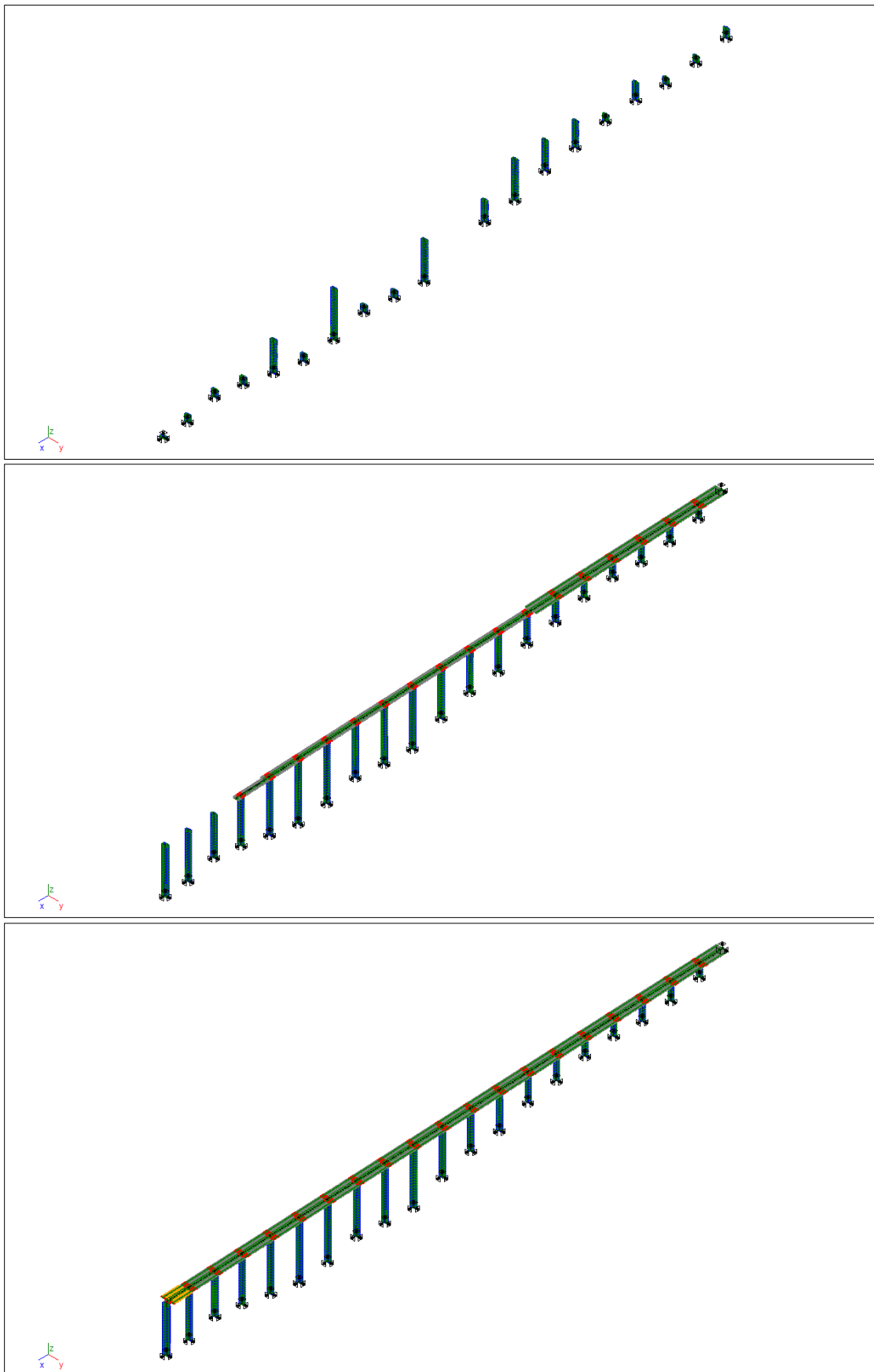


Fig. 5.1 a Fig.5.3 – Representação gráfica temporal em *Evolution*.

Sendo que *F1.xbetonagem* corresponde a um carregamento sobre o cimbra equivalente ao peso do betão referente à primeira fase de betonagem, no qual se aplica uma determinada tensão no cabo de pré-esforço orgânico que se mantém até ao incremento seguinte. No incremento seguinte substitui-se a referida carga pelos elementos de viga correspondentes solicitados pelo seu peso próprio, sendo que apenas as fibras da laje inferior e almas são ativadas. Pelo mesmo raciocínio *F2.xbetonagem* diz respeito ao carregamento da segunda fase de betonagem, enquanto *PE* é o incremento associado à aplicação do pré-esforço no tabuleiro. Este procedimento é necessário uma vez que durante a betonagem a inércia do betão é nula sendo a totalidade da carga suportada pelos elementos previamente existentes.

Na análise de resultados do faseamento construtivo do tabuleiro, apenas serão considerados os incrementos referentes ao tabuleiro, no entanto foram modelados todos os 412 incrementos no *software Evolution* pois apesar de não estar no âmbito desta dissertação estudar a estrutura no seu todo, o modelo numérico poderá ser uma base para uma outra dissertação ou algum estudo específico do SVN.

Note-se que por simplificação nesta fase, foi definida uma mesma hora para todos os incrementos principais e o tempo foi definido com base na data oficial do início da obra do SVN, que por sua vez corresponde ao dia *04-06-2010*, que diz respeito à aplicação do betão de limpeza numa das sapatas de um pilar.

Como foi referido no início deste capítulo, para se avaliar corretamente a contribuição dos efeitos diferidos na estrutura, entre cada incremento principal foram considerados incrementos secundários utilizando uma distribuição temporal concebida com base numa escala logarítmica de base três. Então para o primeiro tramo do SVN, resultou por exemplo na sequência de incrementos exposta no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Incrementos tramo TE2-P41.

Incrementos	Tempo (dias)	Incrementos	Tempo (dias)
F1.0betonagem	438.54	F2.0betonagem.2	447.58
F1.0betonagem.0	438.54	TE2-P41F2	447.58
F1.0betonagem.1	438.55	TE2-P41F2.0	447.60
F1.0betonagem.2	438.58	TE2-P41F2.1	447.65
TE2-P41F1	438.58	TE2-P41F2.2	447.81
TE2-P41F1.0	438.69	TE2-P41F2.3	448.26
TE2-P41F1.1	438.91	TE2-P41F2.4	449.62
TE2-P41F1.2	439.57	PE	449.62
TE2-P41F1.3	441.56	PE.0	449.93
TE2-P41F1.4	447.54	PE.1	450.54
F2.0betonagem	447.54	PE.2	452.39
F2.0betonagem.0	447.54	PE.3	457.93
F2.0betonagem.1	447.55	PE.4	474.54

5.3 ANÁLISE TRAMO A TRAMO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO

5.3.1 ANÁLISE INCREMENTAL

Concluída a definição dos incrementos gerais do SVN no subcapítulo anterior, passou-se então à análise detalhada do faseamento construtivo do tabuleiro. Assim com recurso ao modelo numérico do cimbra autolanzável, e do SVN procedeu-se a uma análise dos seguintes parâmetros:

- Deformada vertical do tabuleiro.
- Deformada vertical do cimbra.
- Tensões instaladas na fibra superior do tabuleiro ao longo do eixo longitudinal.
- Tensões instaladas na fibra inferior do tabuleiro ao longo do eixo longitudinal.
- Reações verticais nos pilares e encontro.

Definiu-se o carregamento da primeira fase de betonagem, assumindo o valor de 180 kN, uma vez que:

$$6,92 \times 26 = 180 \text{ kN} \quad (5.4)$$

Em que 26 kN/m^3 é o peso volúmico do betão no estado líquido, $6,92\text{m}^2$ a área modelada da primeira fase do tabuleiro. No caso do carregamento da segunda fase, este assume o valor de 170 kN, pela mesma lógica adotada mas para uma área de $6,54\text{m}^2$.

Assim sendo, no primeiro incremento principal do Quadro 5.5 simulou-se um carregamento equivalente a 180 kN/m sobre o cimbra autolanzável modelado no Capítulo 4, aplicando uma tensão de 375MPa nos cabos pré-esforçados. Como se trata do primeiro tramo do tabuleiro, considerou-se que o apoio traseiro do cimbra tem os 4 primeiros graus de liberdade compatibilizados com os do Encontro, ou seja terá os 4 graus de liberdade restritos ao valor nulo. O apoio dianteiro está apoiado no pilar P41, pelo que se utilizou uma ligação do género SAMEDOF entre o nó correspondente ao local de apoio do cimbra e o nó do topo do pilar P41, compatibilizando entre os dois nós o deslocamento segundo Z e Y e a rotação em torno do eixo X.

Modelou-se também neste incremento (*F1.Obetonagem*), uma carga concentrada sobre o pilar P41 com o valor de 6540 kN que é equivalente ao valor do peso da parte dianteira do cimbra previamente determinados. No caso da carga do apoio traseiro não se modelou esta carga neste incremento devido ao peso ser todo absorvido pelo Encontro.

Pode-se observar na Figura 5.4 uma representação gráfica do incremento explicado no anterior parágrafo.

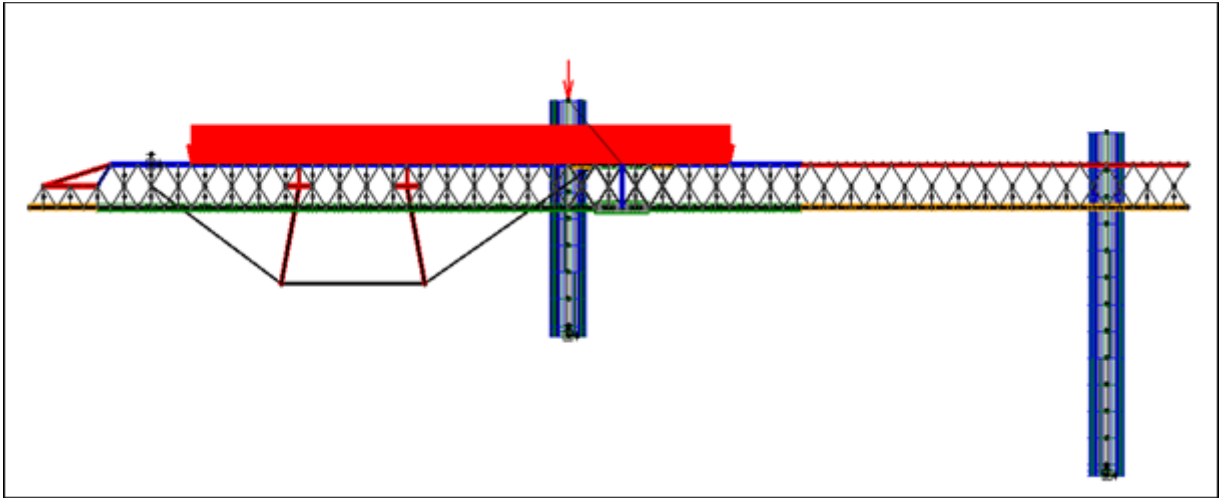


Fig. 5.4 – Representação gráfica do incremento *F1.0betonagem*, em *Evolution*.

Neste incremento estudado, obteve-se a deformada do cimbria representada no Gráfico 5.3.1 sendo esta referente apenas à zona sobre a qual o tabuleiro se apoia. Verifica-se que existem deformações bastante baixas.

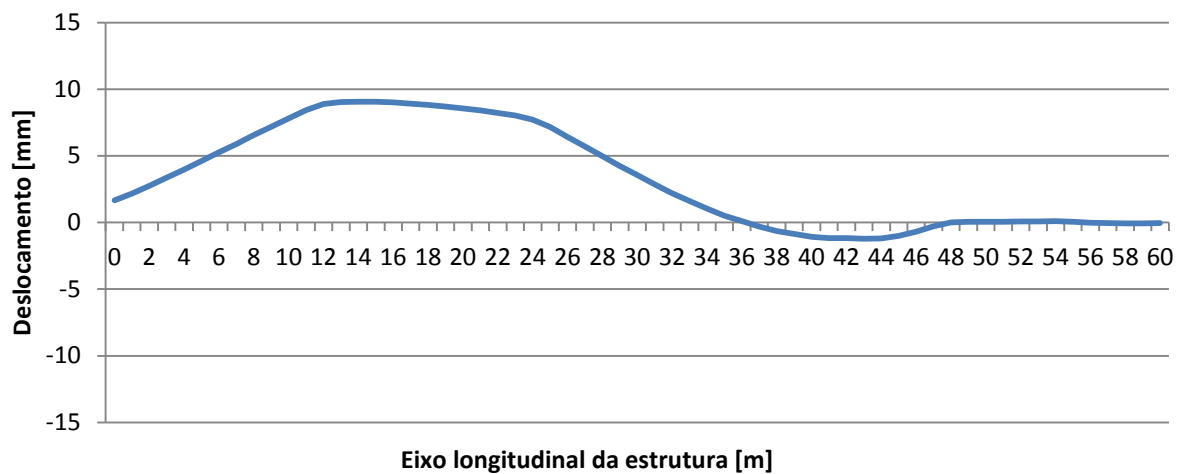


Gráfico 5.3.1 – Deslocamentos verticais no cimbria para o incremento *F1.0betonagem*.

No incremento seguinte, em *TE2-P41F1*, a carga de 180 kN/m é substituída pelas fibras que constituem a laje inferior e as duas almas. De salientar que o programa de cálculo considera de forma autónoma o peso próprio das fibras adicionadas.

Uma vez que o cimbra continua a servir de apoio do tabuleiro, em cada nó pertencente ao tabuleiro, espaçados de 2 em 2m longitudinalmente, faz-se uma ligação do género SAMEDOF compatibilizando o deslocamento segundo Z, com os nós existentes no cimbra igualmente espaçados de 2 em 2m.

Assim, no incremento *TE2-P41F1* (Figura 5.5) o cimbra não sofre deformações relevantes, uma vez que se substituiu a carga distribuída aplicada sobre ele pelo peso próprio dos elementos ligados neste incremento.

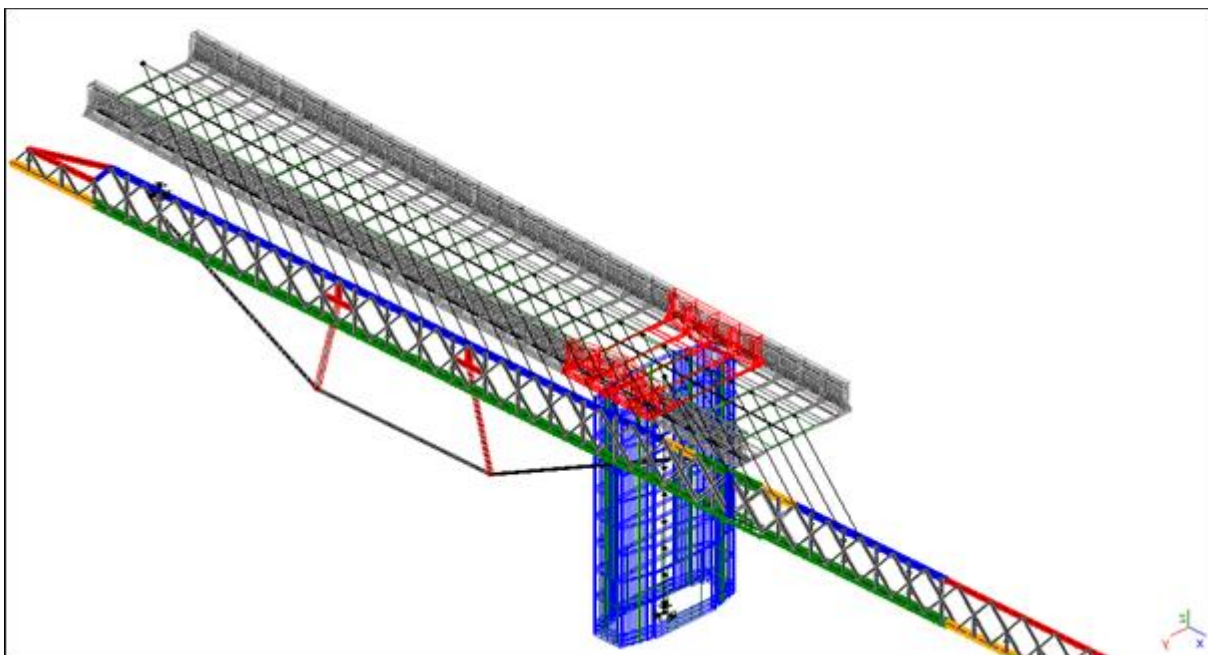


Fig. 5.5 – Representação gráfica do incremento *TE2-P41F1*, em Evolution.

Após isso, no incremento *F2.0betonagem* (Figura 5.6) é aplicada uma carga sobre o tabuleiro já existente de 170 kN/m e aumenta-se a tensão no cabo em 280MPa passando para uma tensão total de 655MPa no sistema OPS conforme determinado no subcapítulo 4.3, mantendo-se todas as ligações cimbra-tabuleiro inalteradas. De salientar que o cimbra se encontra sempre na mesma posição ao longo dos vários ciclos de cada tramo, apenas a ligação cimbra/tabuleiro por SAMEDOF é que muda conforme o processo construtivo do tabuleiro vai avançando.

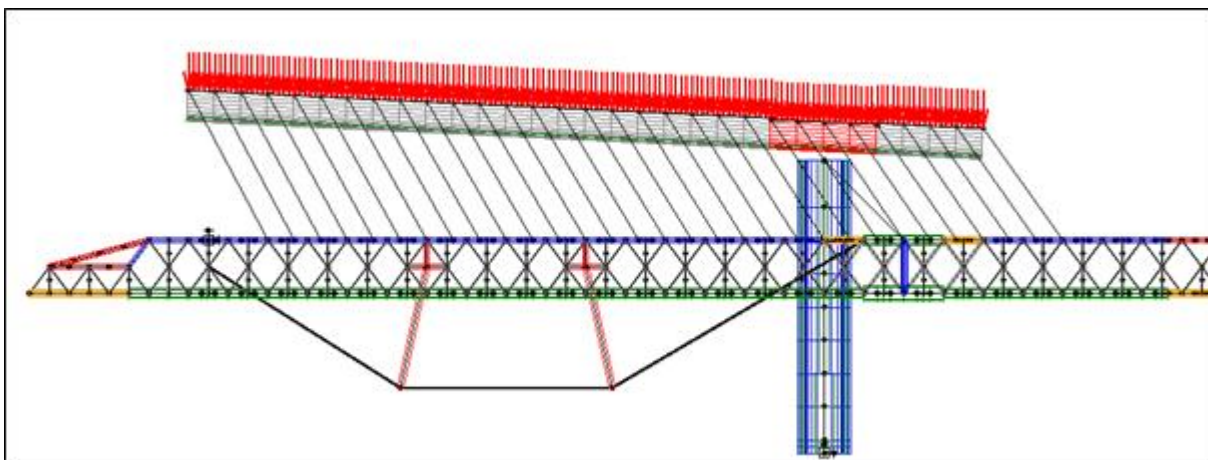


Fig. 5.6 – Representação gráfica do incremento *F2.0betonagem*, em Evolution.

Neste incremento o cimbra sofre as deformações representadas no Gráfico 5.3.2, onde se verifica que estas são bastante semelhantes às medidas em obra. Repare-se que em relação ao gráfico apresentado no subcapítulo 4.3 correspondente a esta fase de betonagem, neste caso existe uma menor deformação vertical, devido a contabilização da rigidez do tabuleiro já existente.

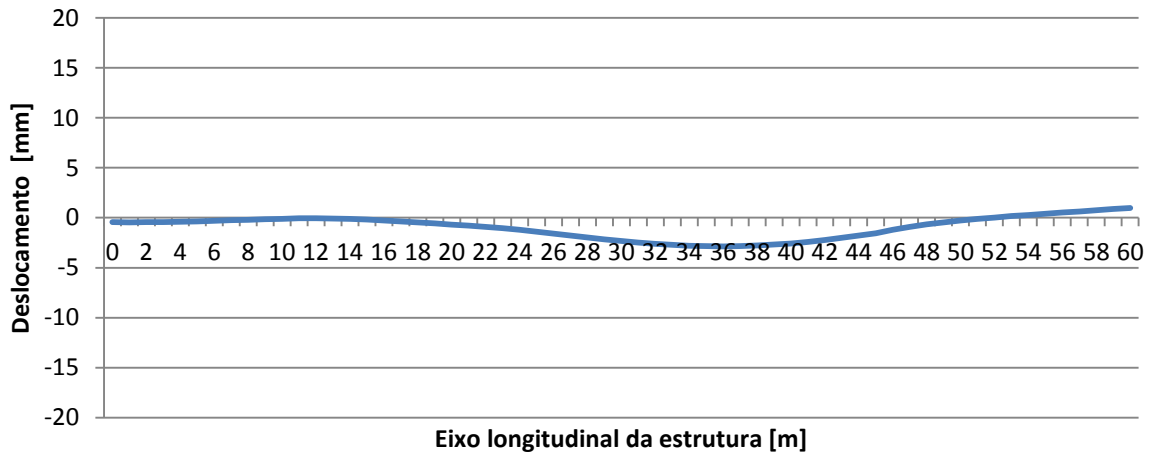


Gráfico 5.3.2 – Deslocamentos verticais no cimbra para o incremento *F2.0betonagem*.

No incremento *TE2-P41F2* a tensão no cabo de pré-esforço do cimbra é mantida e a carga distribuída existente no incremento anterior é substituída pelo peso próprio dos elementos correspondentes à laje superior, como se pode verificar na Figura 5.7. Desta forma não se verificam acréscimos de deformações verticais, uma vez que se estão a trocar duas cargas em valor equivalentes.

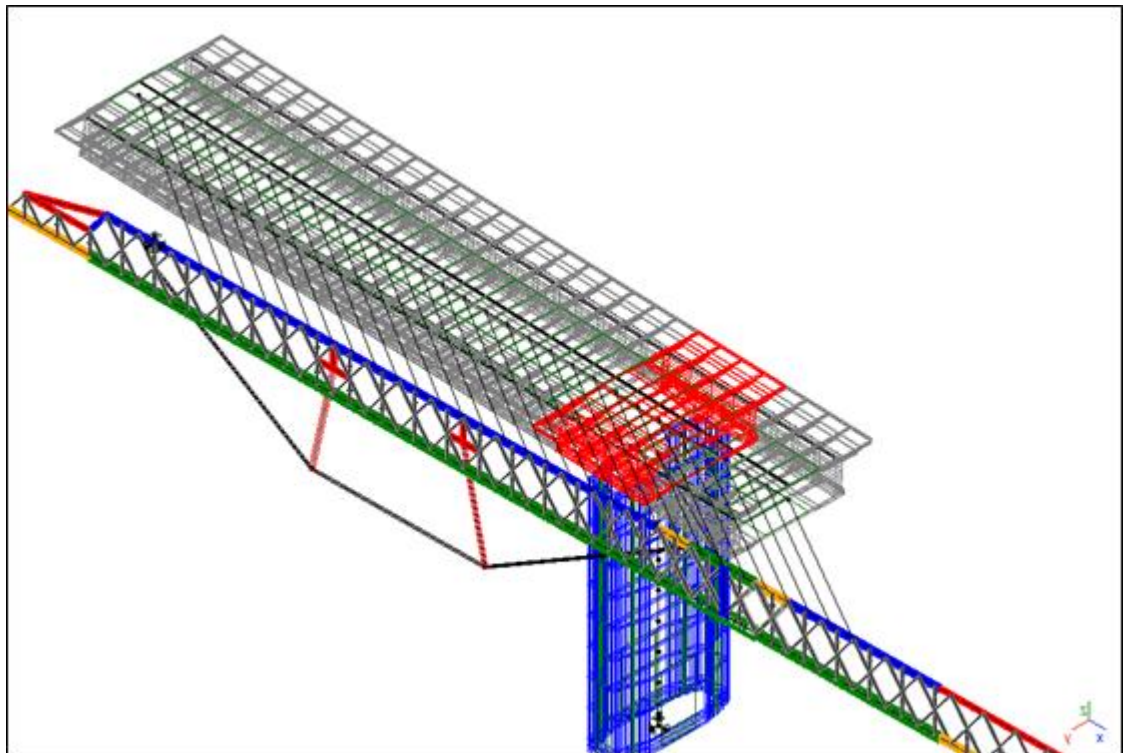


Fig. 5.7 – Representação gráfica do incremento *TE2-P41F2*, em *Evolution*.

Antes do incremento seguinte, na qual é aplicado o pré-esforço longitudinal do tabuleiro observa-se que as tensões instaladas no tabuleiro são as apresentadas no Gráfico 5.3.3. Sendo a fibra inferior correspondente à laje inferior do tabuleiro e a fibra superior da laje superior.

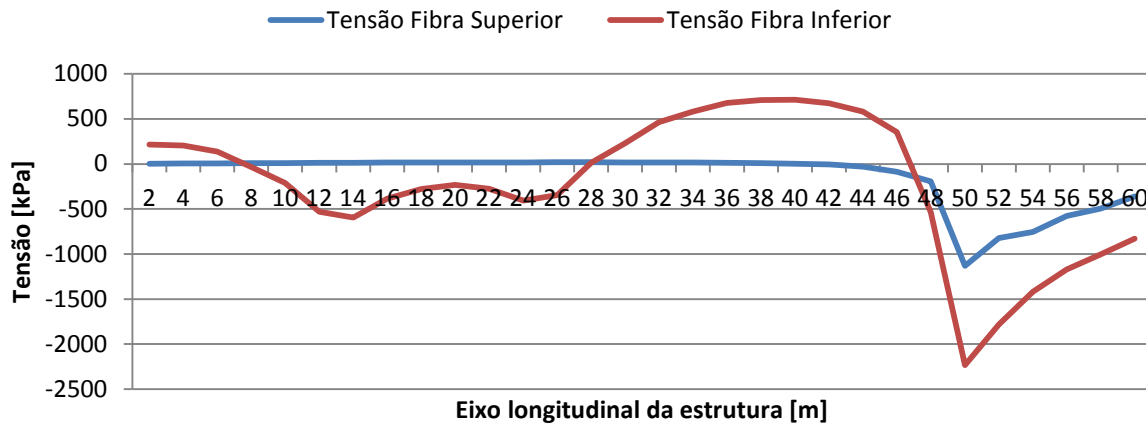


Gráfico 5.3.3 – Tensões nas fibras extremas do tabuleiro no final do incremento *TE2-P41F2*.

Como esperado não existem tensões muito elevadas no tabuleiro, uma vez que não ocorreram grandes deslocamentos verticais no cimbra durante a 2ª fase de betonagem. Atinge-se uma tensão de compressão na fibra inferior de 2.2MPa, sendo perfeitamente aceitável já que é exatamente sobre o pilar e é causada pelo carregamento sobre a parte em consola do tabuleiro (parte isostática).

Por fim, no incremento *PE* (Figura 5.8) aplicando a tensão nos cabos de pré-esforço do tabuleiro é desligada a ligação cimbra-tabuleiro, e por esse motivo são efetuadas as seguintes alterações:

- Ativada a ligação tabuleiro-pilar P41 por *SAMEDOF*
- Ativada a ligação correspondente ao Encontro por *IMPOSEDDOF*.
- São aplicados os cabos de pré-esforço do tabuleiro com uma tensão imposta de 1488MPa, pela opção *IMPOSEDSTRESS*.

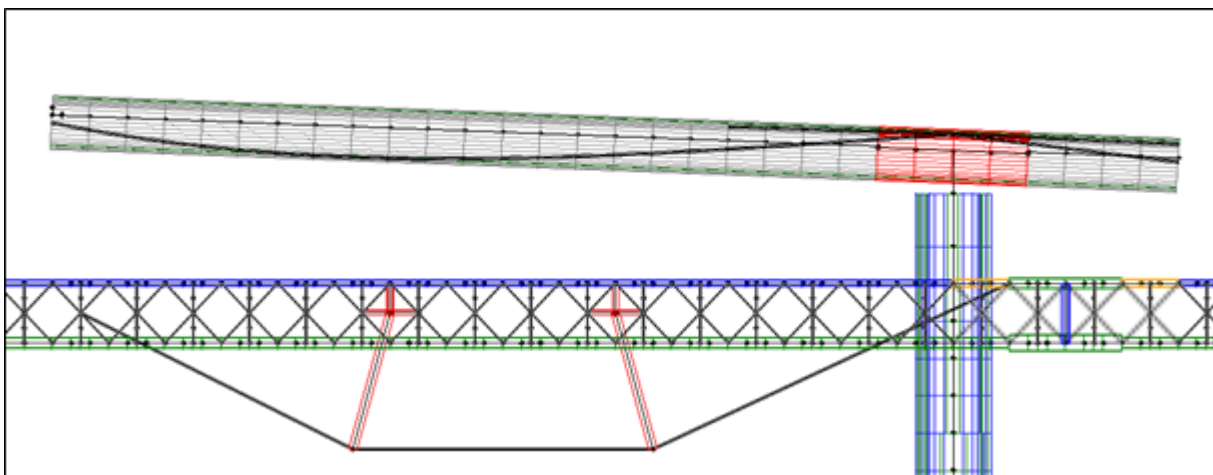


Fig. 5.8 – Representação gráfica do incremento *PE*, em Evolution.

No incremento *PE*, existe uma significativa variação de tensões no tabuleiro, uma vez que como mencionado, é ativado o pré-esforço do tabuleiro e assim este deixa de estar apoiado sobre o cimbrião passando a ter como apoios o Encontro e o pilar P41. No Gráfico 5.3.4 é apresentada essa variação de tensões nas fibras extremas devido ao peso próprio do tabuleiro e da ação do pré-esforço.

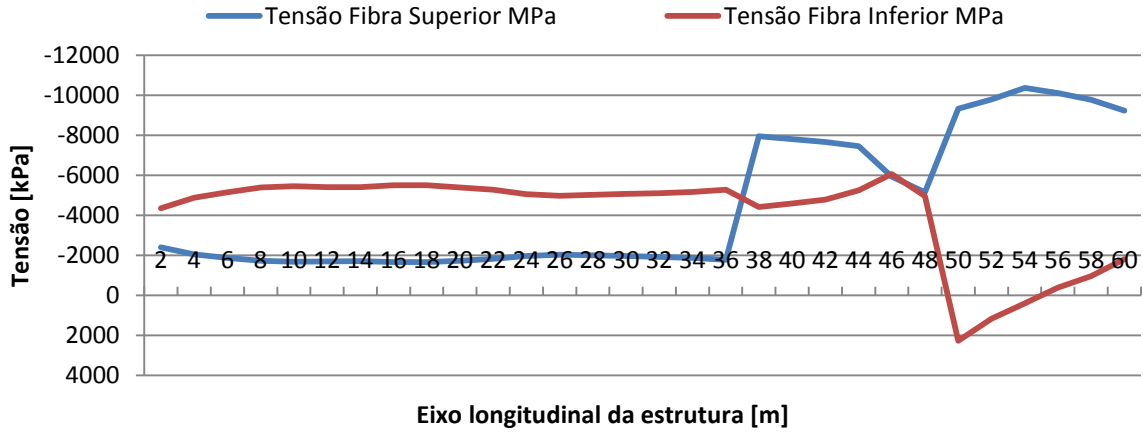


Gráfico 5.3.4 – Variação de tensões nas fibras extremas do tabuleiro para o incremento *PE*.

Analisando o gráfico anterior nota-se uma variação brusca na tensão da fibra superior aos 36m, isto deve-se ao cabo de pré-esforço de reforço que se situa numa extensão de 24m sobre cada pilar. Ocorre também uma inversão de sentido das tensões aos 44 e 52m devido à alteração da secção transversal, que passa a ter almas de maior largura junto ao pilar, modificando a área da secção transversal e a posição do centro de gravidade. No final deste primeiro ciclo de incrementos, logo após a aplicação do pré-esforço, o tabuleiro fica então com a distribuição de tensões nas fibras de base e de topo, representadas no Gráfico 5.3.5. Verifica-se que o tabuleiro se encontra completamente à compressão e que a tensão máxima de compressão é muito inferior a 80% da resistência de cálculo do betão à compressão ($0.8f_{cd} = 26.667$ MPa).

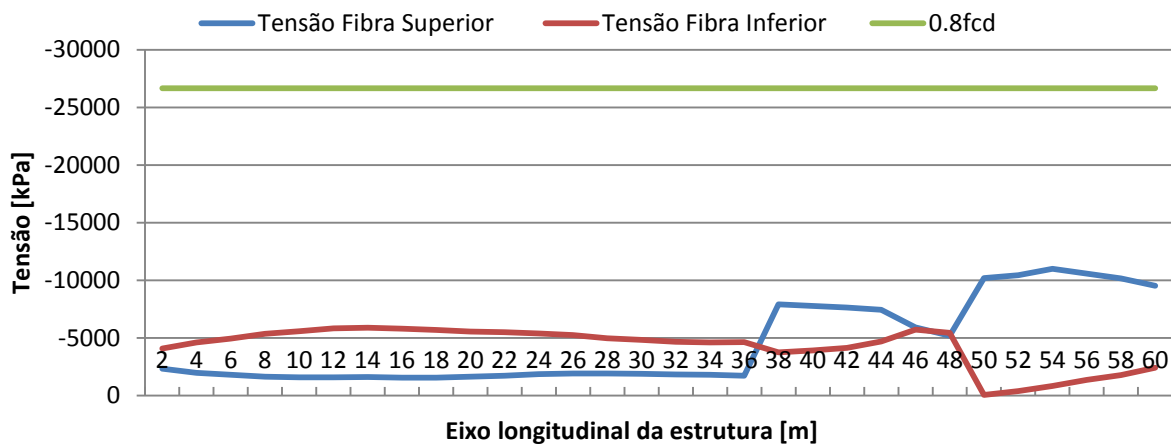


Gráfico 5.3.5 – Tensões nas fibras extremas do tabuleiro no final do primeiro tramo, *PE*.

Terminada a execução do 1º tramo, procedeu-se à construção do primeiro vão de 60m do SVN, sendo que existem diferenças em relação ao anterior tramo, são elas a sua extensão e o facto do apoio da parte traseira do cimbri deixar de ser o encontro e passar a ser a extremidade da consola do tramo do tabuleiro adjacente previamente construído. Assim, no Quadro 5.6 é apresentado o ciclo construtivo do segundo tramo do tabuleiro.

Quadro 5.6 – Incrementos tramo TP41-P40.

Incremento	Tempo (dias)
F1.1betonagem	474.54
F1.1betonagem.0	474.55
F1.1betonagem.1	474.56
F1.1betonagem.2	474.58
TP41-P40F1	474.58
TP41-P40F1.0	474.67
TP41-P40F1.1	474.84
TP41-P40F1.2	475.36
TP41-P40F1.3	476.90
TP41-P40F1.4	481.54
F2.1betonagem	481.54
F2.1betonagem.0	481.55
F2.1betonagem.1	481.56
F2.1betonagem.2	481.58
TP41-P40F2	481.58
TP41-P40F2.0	481.61
TP41-P40F2.1	481.66
TP41-P40F2.2	481.81
TP41-P40F2.3	482.26
TP41-P40F2.4	483.63
PE1	483.63
PE1.0	483.80
PE1.1	484.14
PE1.2	485.17
PE1.3	488.26
PE1.4	497.54

Assim sendo, as características deste ciclo serão as mesmas da maioria dos tramos seguintes.

Começando pelo incremento *F1.1betonagem*, neste existem algumas diferenças em relação ao análogo do primeiro tramo (*F1.0betonagem*):

- O apoio traseiro do cimbri é efetuado por uma ligação do tipo SAMEDOF entre o nó do cimbri corresponde ao local do apoio traseiro e o antepenúltimo nó do tabuleiro já construído, localizado na zona do 1/5 de vão.
- Durante este incremento é considerada uma sobrecarga de estaleiro no valor de 0.5 kN/m² (equivalente a 7.65 kN/m) sobre o tabuleiro do primeiro tramo.
- É aplicada uma carga com o valor de 3270 kN sobre o antepenúltimo nó do tabuleiro já existente, localizado portanto a 4m da extremidade da consola, é referente ao peso da parte traseira do cimbri.

O incremento descrito é apresentado na Figura 5.9.

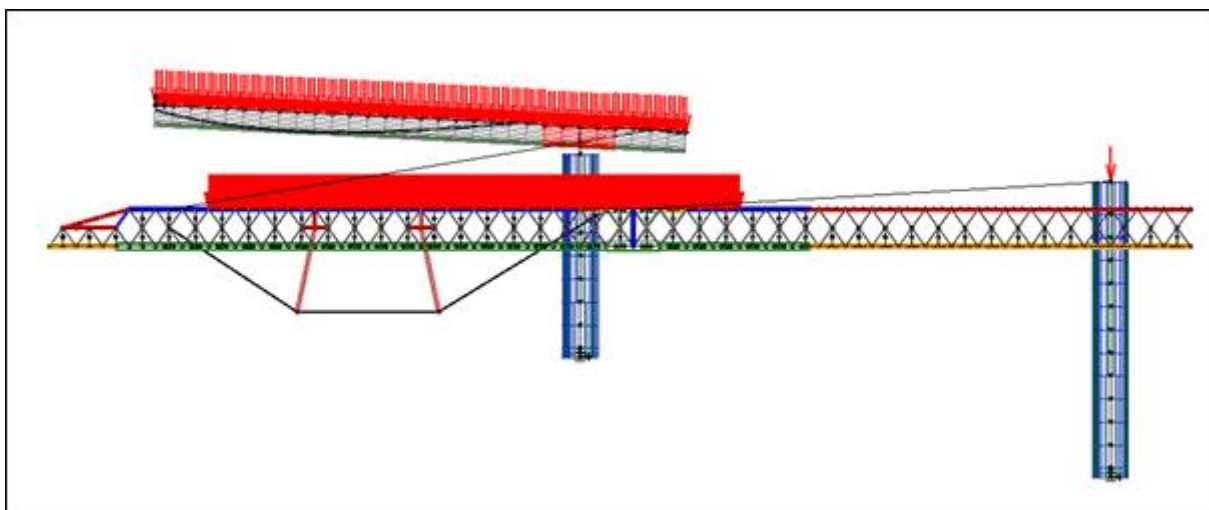


Fig. 5.9 – Representação gráfica do incremento *F1.1betonagem*, em Evolution.

Relativamente à medição da flecha do cimbra a partir deste incremento, esta tarefa revela-se mais complexa que anteriormente. O facto do apoio traseiro do cimbra não se encontrar com o deslocamento segundo o eixo vertical Z bloqueado, uma vez que se encontra apoiado na extremidade da consola do tabuleiro, faz com que no momento em que o apoio traseiro acompanha a deformação vertical do tabuleiro, o cimbra rode em torno de apoio dianteiro situado sobre o pilar, sendo este o centro instantâneo de rotação (CIR) do cimbra. Traçando então uma linha reta entre os dois apoios do cimbra, isto é, entre o topo do pilar e a nova posição do cimbra obtém-se eixo de referência segundo o qual se medem os deslocamentos verticais.

Assim sendo para a medição da flecha tendo em conta esta situação chegou-se ao Gráfico 5.3.6 que representa os deslocamentos verticais do cimbra para o incremento *F1.1betonagem*. Verifica-se que existem deformações quase nulas.

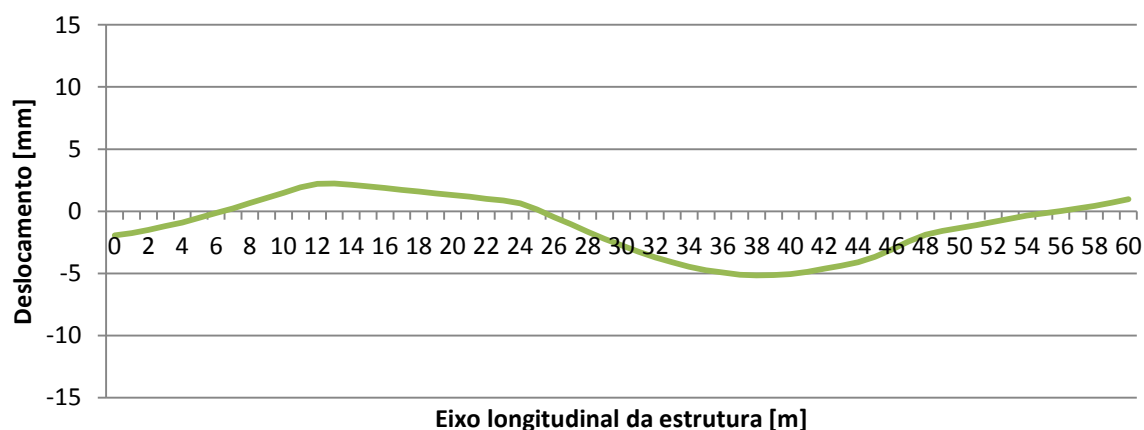


Gráfico 5.3.6 – Deformada vertical do cimbra/tabuleiro para o incremento *F1.1betonagem*.

Devido ao incremento *F1.1betonagem* existiu um aumento das tensões de tração na fibra superior do tabuleiro previamente construído. Verifica-se no Gráfico 5.3.7 a variação de tensão que o incremento mencionado causou.

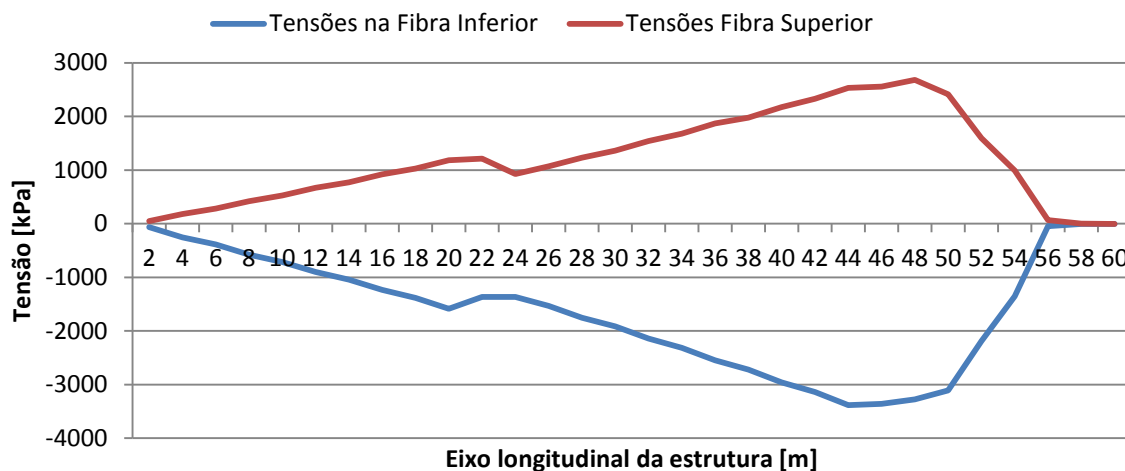


Gráfico 5.3.7 – Variação de tensões induzidas pelo incremento *F1.1betonagem*.

Note-se que como o cimbre está apoiado apenas aos 56m do tabuleiro, portanto apenas a partir daí é que existe variação no valor das tensões.

No incremento *TP41-P40F1*, apresentado na Figura 5.10, não há quaisquer alterações nas condições de apoio ou de ações relativamente ao incremento correspondente do primeiro tramo.

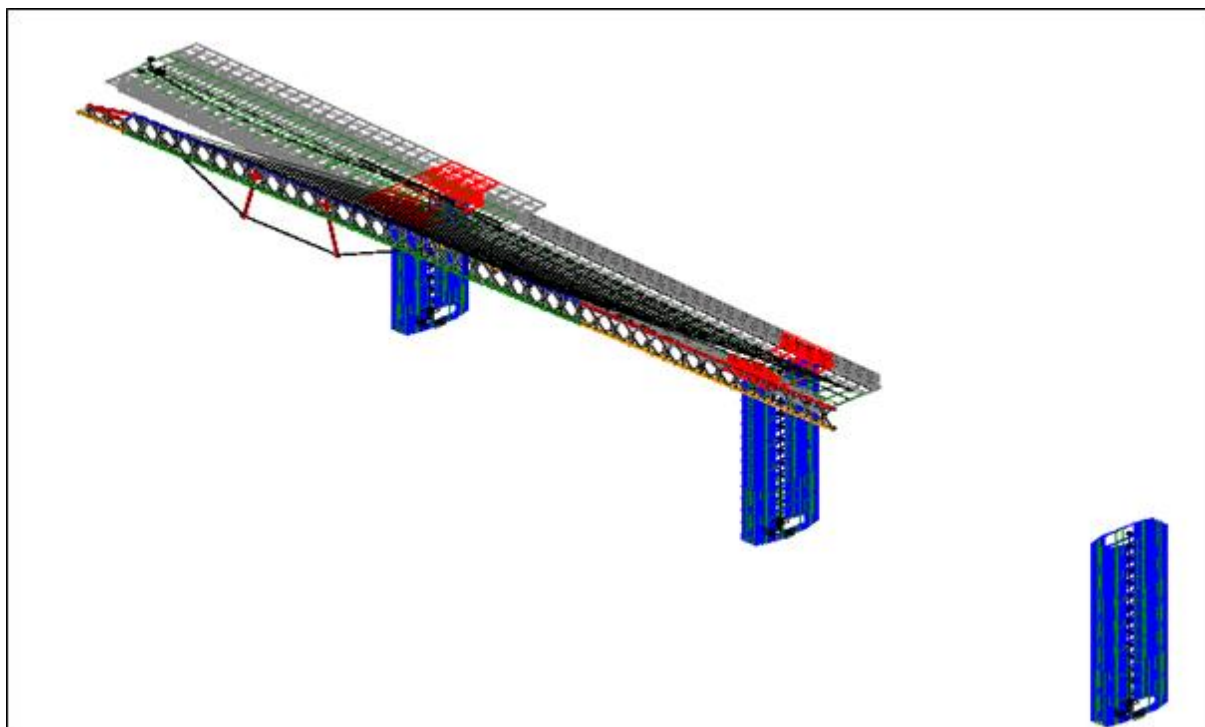


Fig. 5.10 – Representação gráfica do incremento *TP41-P40F1*, em *Evolution*.

O mesmo se pode afirmar do incremento *F2.1betonagem* em que tanto a carga como a tensão no sistema OPS é idêntica à do incremento análogo do 1º tramo (*F2.0betonagem*).

A deformada do cimbria no incremento *F2.1betonagem* está exposta no Gráfico 5.3.8. Observa-se que existiu uma variação muito pequena na deformação do cimbria em relação ao incremento correspondente ao 1º tramo, continuando a apresentar deslocamentos verticais bastante semelhantes aos registos obtidos em obra.

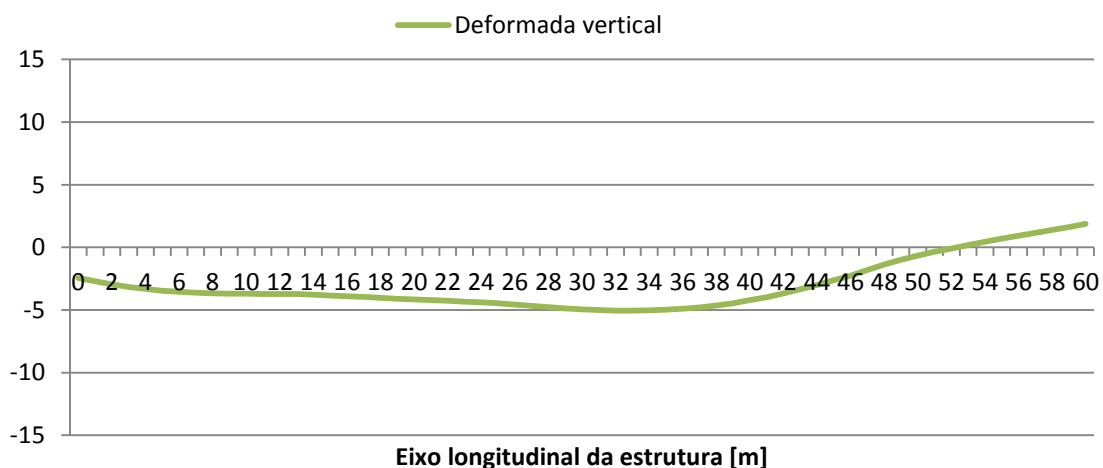


Gráfico 5.3.8 – Deformada vertical do cimbria para o incremento *F2.1betonagem*.

No final do referido incremento a distribuição de tensões na fibra inferior e superior nos dois primeiros tramos do tabuleiro é a apresentada em 5.3.9.

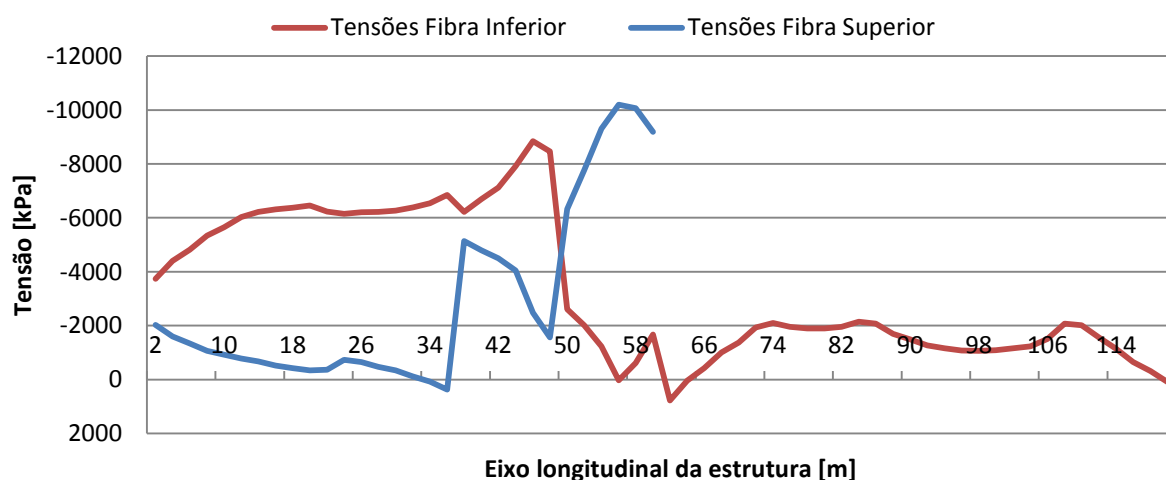


Gráfico 5.3.9 – Tensões instaladas no tabuleiro no final do incremento *F2.1betonagem*.

Repare-se que neste incremento não existem ainda tensões instaladas na fibra superior do segundo tramo, uma vez que as fibras da laje superior ainda não foram “ligadas” neste incremento que condiz à

simulação da betonagem da segunda fase do tabuleiro. Pode-se também verificar que existem apenas algumas fibras ligeiramente tracionadas.

Passando ao incremento *TP41-P40F2*, a carga utilizada no incremento anterior a este é substituída pelo peso próprio dos elementos correspondentes à laje superior, continuando o tabuleiro ainda apoiado sobre o cimbra como se pode verificar na Figura 5.11.

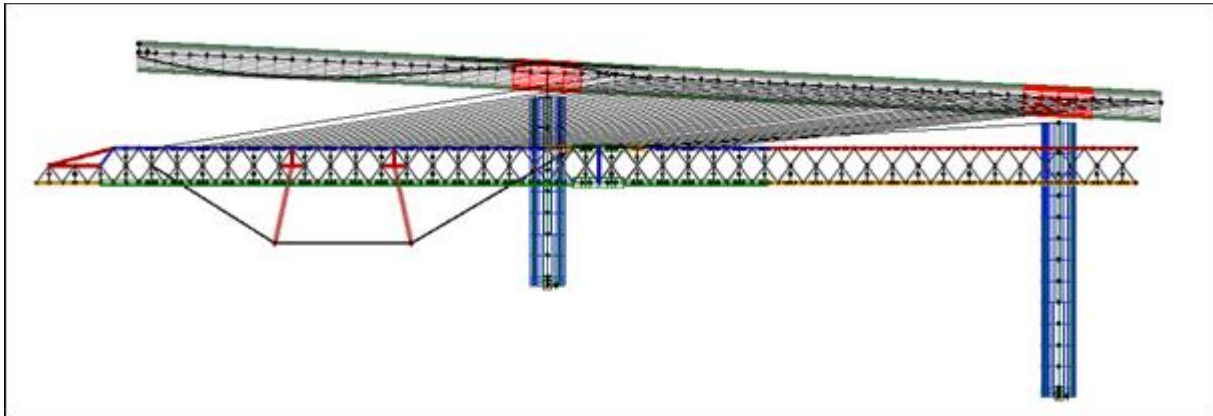


Fig. 5.11 – Representação gráfica do incremento *TP41-P40F2*.

Após o incremento anterior segue-se a aplicação do pré-esforço longitudinal do tabuleiro no 2º tramo correspondendo ao incremento *PE1*, em que como no incremento análogo ao primeiro tramo (*PE*) corresponde a “desligar” a ligação entre o cimbra e o tabuleiro, e o tabuleiro passa então para o seu sistema estrutural definitivo.

No final do segundo ciclo completo, os primeiros 120m de tabuleiro ficam então com as tensões instaladas nas fibras extremas, representadas nos Gráficos 5.3.10 e 5.3.11. Nos mesmos gráficos são também apresentadas as tensões no final do 1º ciclo, podendo-se observar assim a variação de esforços que ocorreu de um ciclo para o outro

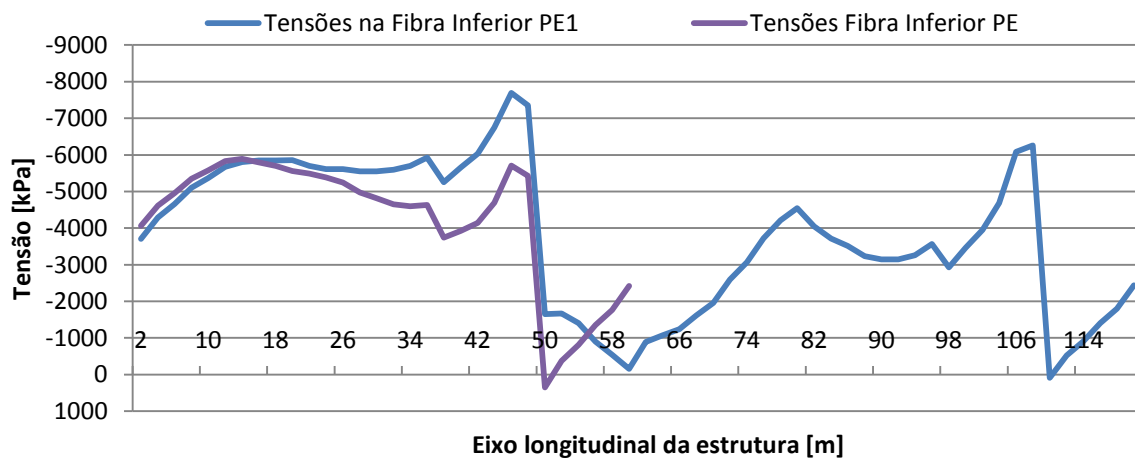


Gráfico 5.3.10 – Tensões no final do 1º e 2º ciclo, fibra inferior do tabuleiro.

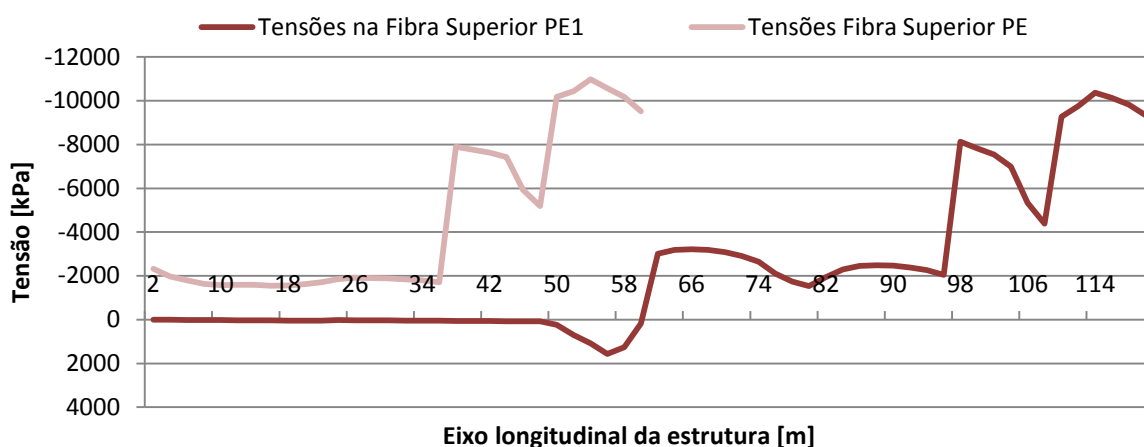


Gráfico 5.3.11 – Tensões no final do 1º e 2º ciclo, fibra superior do tabuleiro.

Pode-se apurar pela análise dos gráficos anteriores, que existem algumas tensões de tração no tabuleiro, nomeadamente na fibra superior sobre o pilar P41. As elevadas cargas que a consola do primeiro tramo tem de suportar estão na origem deste facto. No entanto uma vez que não ultrapassa o valor de f_{ctm} (4.1MPa) admite-se não advir daí qualquer problema para a obra em estudo.

Apesar de estar o SVN todo modelado, uma vez que o ciclo de construção é completamente repetitivo, não serão aqui apresentados os resultados referentes aos restantes tramos.

Apenas como exemplo apresentam-se resumidamente no Gráfico 5.2.12 as tensões das fibras superior e inferior do tabuleiro no final dos cinco primeiros ciclos.

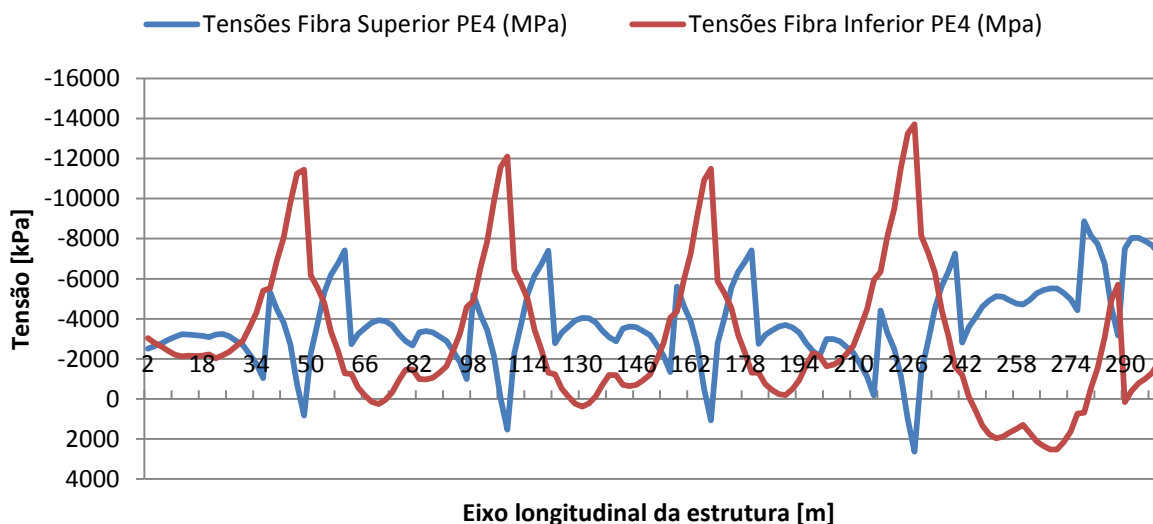


Gráfico 5.3.12 – Tensões no final do 5º ciclo de construção, fibra superior e inferior.

Note-se que quase todo o tabuleiro se encontra à compressão, exceto a fibra inferior ao longo do quinto tramo que se encontra tracionada por não ter ainda suportado o peso do processo construtivo referente ao tramo seguinte que fará com que essas trações no vão livre do 5º tramo diminuam.

Após as duas primeiras fases de construção do tabuleiro, seguiu-se a execução das consolas laterais. Por cada incremento referente à construção de um par de consolas é aplicada simplificada uma força concentrada no eixo do tabuleiro com o valor de 3618 kN, sendo esta equivalente ao peso do carro de abas duplo mais o peso da betonagem das consolas respetivamente, 1795 kN e 1823 kN. Em relação às escoras, o seu peso também foi calculado e foi inserido no peso próprio do betão, aumentando-o em 1 kN/m³.

Observa-se na Figura 5.12 o décimo primeiro incremento referente à execução das consolas, *C.ABASF11*.

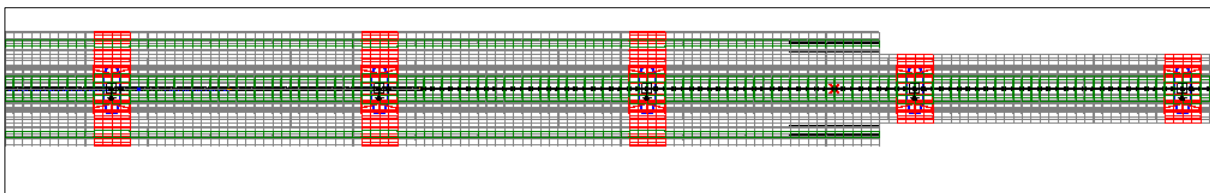


Fig. 5.12 – Execução das consolas do tabuleiro (vista de topo), em *Evolution*.

Estando as consolas executadas, estas acrescem como esperado, maiores trações a meio vão e sobre os pilares ao tabuleiro já existente.

Pode-se analisar pelo Gráfico 5.3.13 que mesmo estando várias zonas tracionadas ao longo do tabuleiro em nenhum caso está perto sequer do limite de fendilhação, isto é, de $f_{ctm}=4.1\text{MPa}$, nem no caso da compressão do limite de 45% do valor característico da resistência do betão à compressão (22.5MPa) para situações em que a fluência seja não-linear.

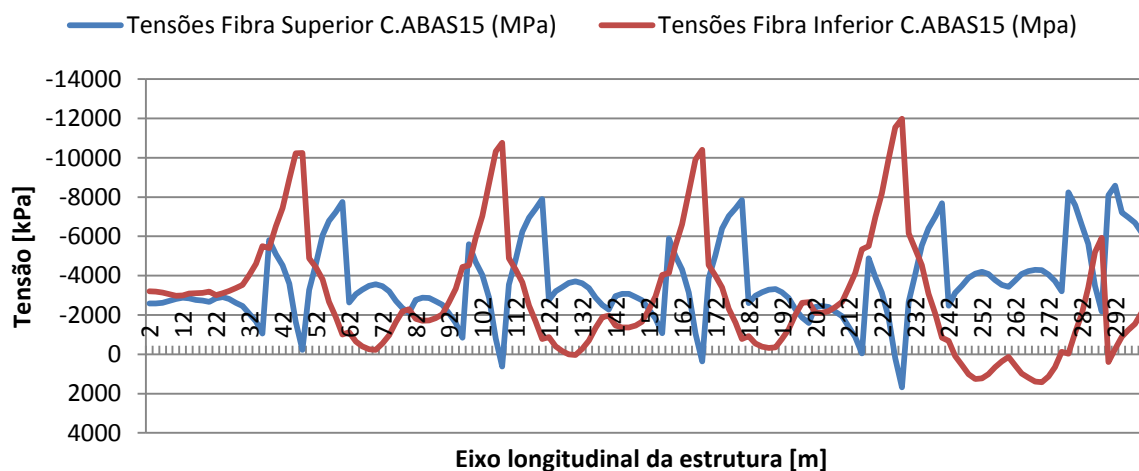


Gráfico 5.3.13 – Tensões no final do incremento *C.ABAS15*.

Após a construção da totalidade do tabuleiro, modelou-se aplicação das restantes cargas permanentes com o valor de 71 kN/m no incremento RCP (786.625 Dias) e obtiveram-se as tensões nas fibras extremas do tabuleiro apresentado no Gráfico 5.3.14 dos três primeiros tramos da estrutura.

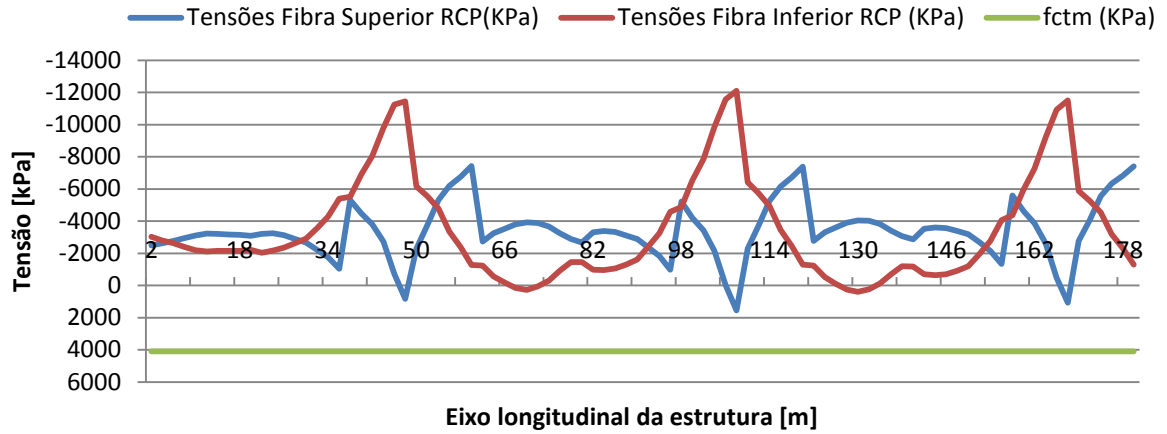


Gráfico 5.3.14 – Tensões no final do incremento RCP.

Note-se que as tensões instaladas na estrutura se mantêm afastadas dos limites superiores e inferiores atrás referidos.

5.3.2 ANÁLISE DOS EFEITOS DIFERIDOS NA ESTRUTURA

Na análise dos efeitos diferidos presentes na sequência construtiva do SVN foram analisados as tensões nas fibras extremas e deslocamentos verticais no tabuleiro e também as reações verticais nos apoios.

Um método utilizado para quantificar este efeito do comportamento reológico do betão foi determinar a variação de tensões entre incrementos.

Assim sendo, na fase construtiva do tabuleiro, achou-se adequado aplicar este método entre os incrementos “*TPx – PyF2.0*” e “*PEX.4*”. Ou seja, entre os dois incrementos secundários efetuou-se a diferença entre eles, obtendo-se a parcela dos efeitos reológicos do betão, uma vez que nestes incrementos secundários não existe qualquer variação no sistema estrutural ou nas cargas aplicadas na estrutura, logo as tensões resultantes devem-se em exclusivo aos mencionados efeitos diferidos.

Então, para uma análise efetuada para as fibras extremas inferior e superior do tabuleiro resultaram os Gráficos 5.2.15 e 5.2.16. Foram assim obtidos os diagramas referentes as tensões resultantes dos efeitos diferidos entre os incrementos *TE2-P41F2* e *PE*.

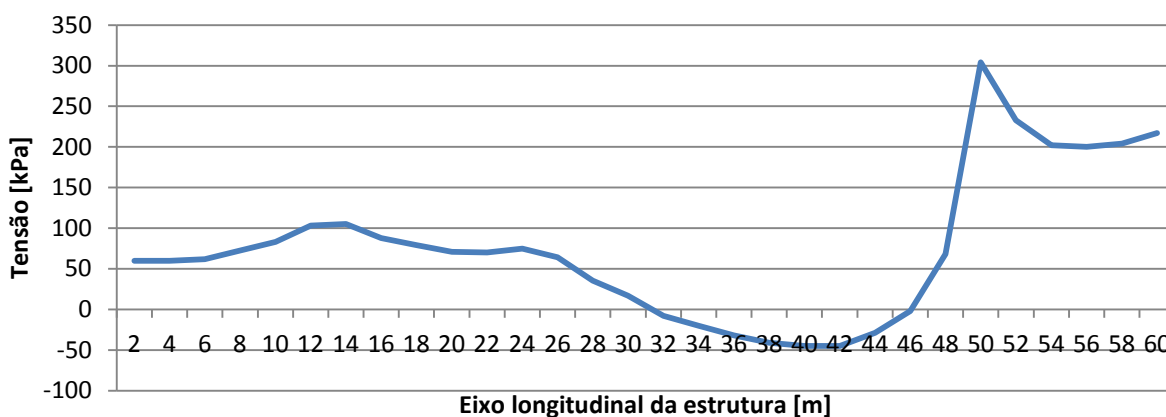


Gráfico 5.3.15 – Tensões na fibra inferior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos *TE2-P41F2* e *PE*.

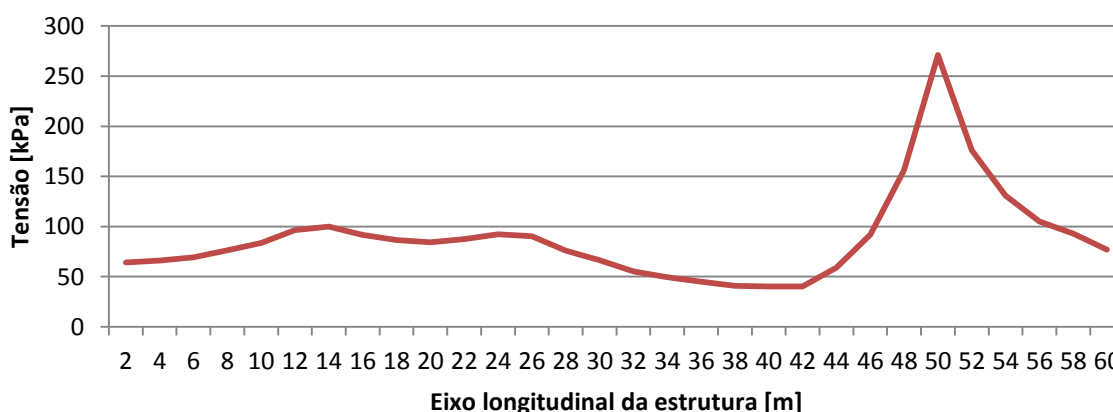


Gráfico 5.3.16 – Tensões na fibra superior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos *TE2-P41F2* e *PE*.

O mesmo procedimento foi efetuado para o tramo seguinte, *TP41-P40*. Resultaram nos Gráficos 5.2.17 e 5.2.18 respetivamente para a fibra inferior e superior do tabuleiro.

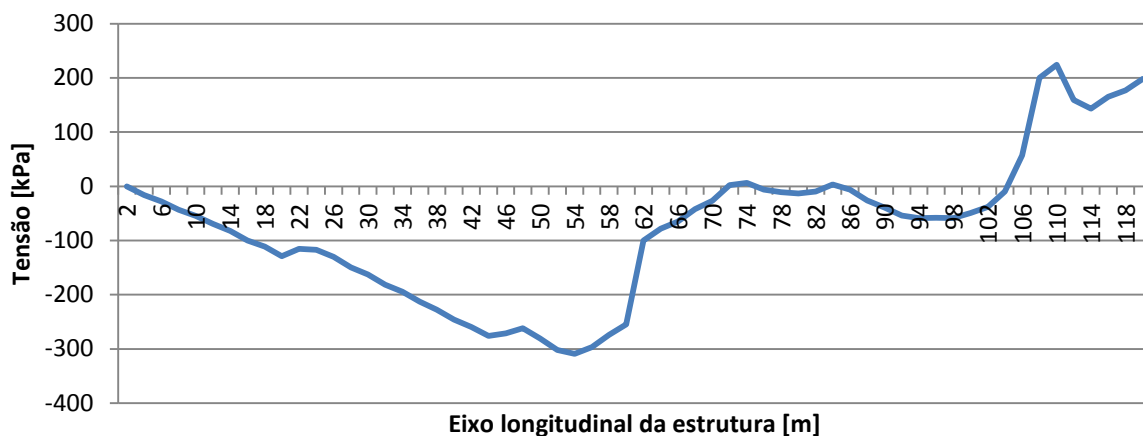


Gráfico 5.3.17 – Tensões na fibra inferior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos *TP41-P40F2* e *PE1*.

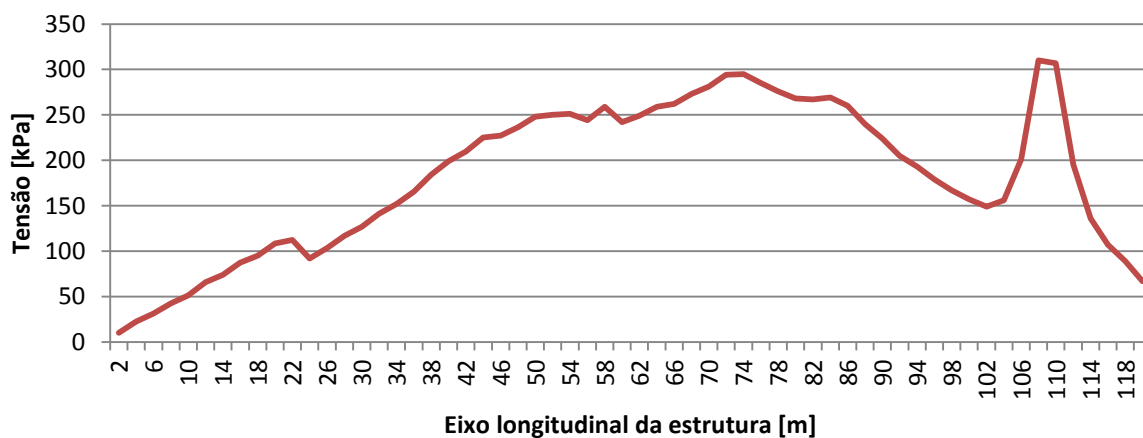


Gráfico 5.3.18 – Tensões na fibra superior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos *TP41-P40F2* e *PE1*.

Verificam-se variações na ordem dos 200-300 de kPa, principalmente nas zonas do tramo que estão ou estiverem em consola.

Utilizando-se o mesmo método obteve-se para o terceiro tramo, os valores de tensão apresentados nos Gráficos 5.2.19 e 5.2.20.

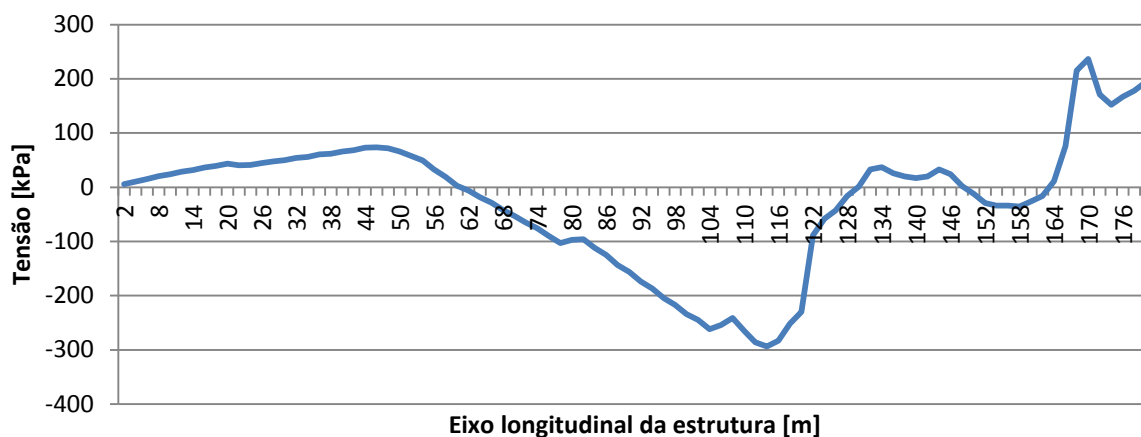


Gráfico 5.3.19 – Tensões na fibra inferior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos TP40-P39F2 e PE2.

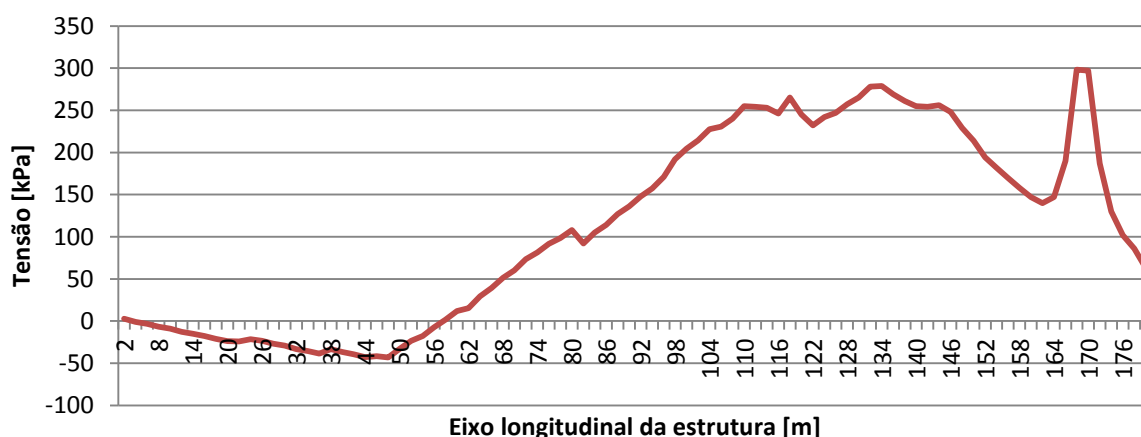


Gráfico 5.3.20 – Tensões na fibra superior do tabuleiro referentes aos efeitos diferidos entre os incrementos TP40-P39F2 e PE2

Comprova-se pela análise dos últimos gráficos que existem de facto efeitos diferidos já consideráveis durante o faseamento construtivo do tabuleiro, mesmo tendo esta análise sido feita entre incrementos espaçados na ordem dos dias (2 a 4 dias).

Realizou-se então um estudo do comportamento não linear do betão a longo prazo, sendo utilizados os incrementos apresentados no Quadro 5.7, espaçados aproximadamente em 10 anos entre si.

Quadro 5.7 – Incrementos relativos ao comportamento futuro da obra.

Incrementos	Data	Dias
RCP	29-07-2012	786
RCP.0		928
RCP.1		1492
RCP.2		4316
TIA	28-03-2022	4316
TIA.0		4417
TIA.1		4925
TIA.2		7969
TIB	28-03-2032	7969
TIB.0		8043
TIB.1		8490
TIB.2		11621
TIC	28-03-2042	11621
TIC.0		11678
TIC.1		12077
TIC.2		15274
TID	28-03-2052	15274

A avaliação a longo prazo da estrutura foi realizada a partir da aplicação das restantes cargas permanentes, que simboliza a conclusão de uma obra. Apresenta-se no Gráfico 5.3.21 o incremento da deformada vertical do tabuleiro nos três primeiros tramos relativamente ao incremento RCP ao longo do tempo.

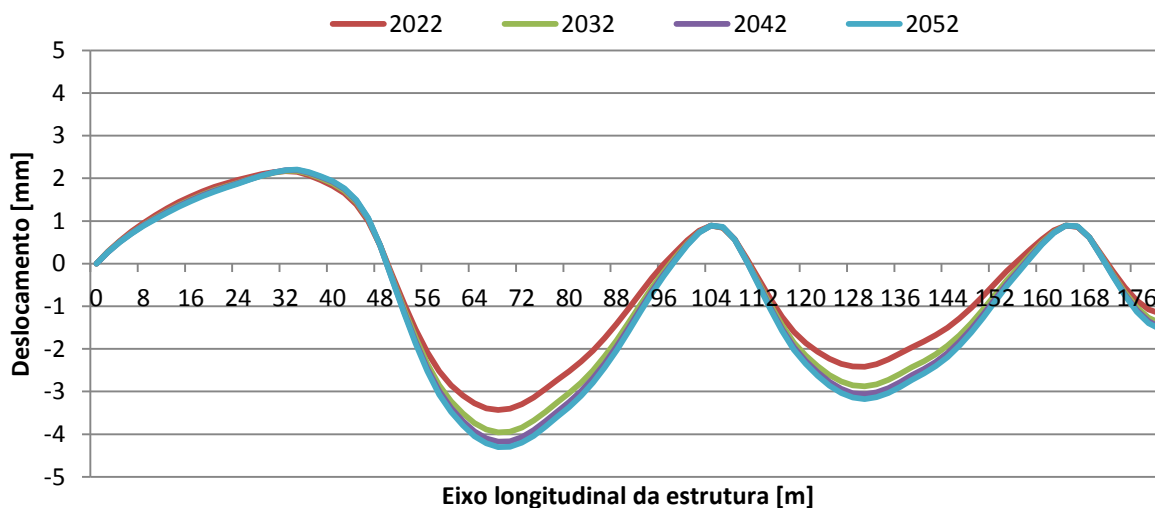


Gráfico 5.3.21 – Incremento da deformada do tabuleiro ao longo do tempo.

Pode-se observar pelo gráfico anterior que à medida que o tempo passa existe uma diminuição do efeito da reologia do betão na estrutura, como seria expectável. Verifica-se que os efeitos reológicos do betão a longo prazo introduzem uma curvatura positiva no primeiro vão e negativa nos restantes.

Efetuuou-se semelhante análise também para as tensões instaladas nos cinco incrementos considerados do Quadro 5.7 que se apresentam no Gráfico 5.3.22 e Gráfico 5.3.23.

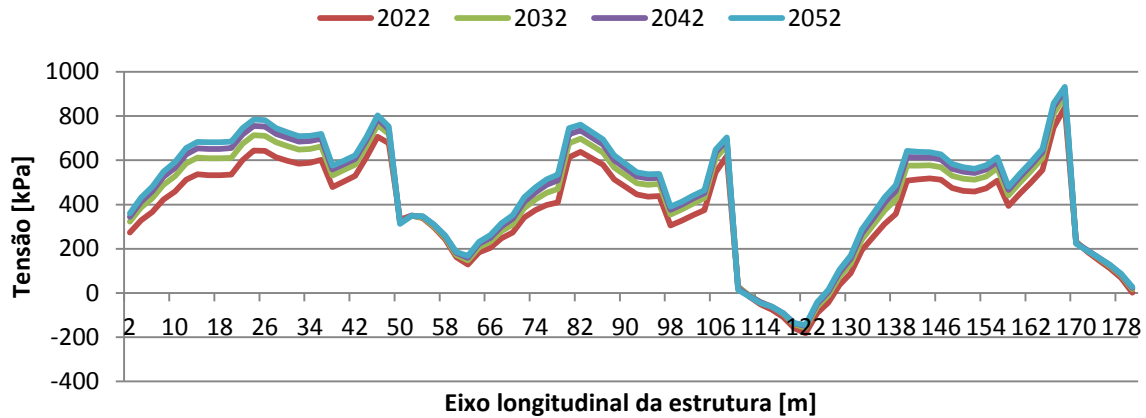


Gráfico 5.3.22 – Incremento das tensões instaladas na fibra inferior do tabuleiro ao longo do tempo.

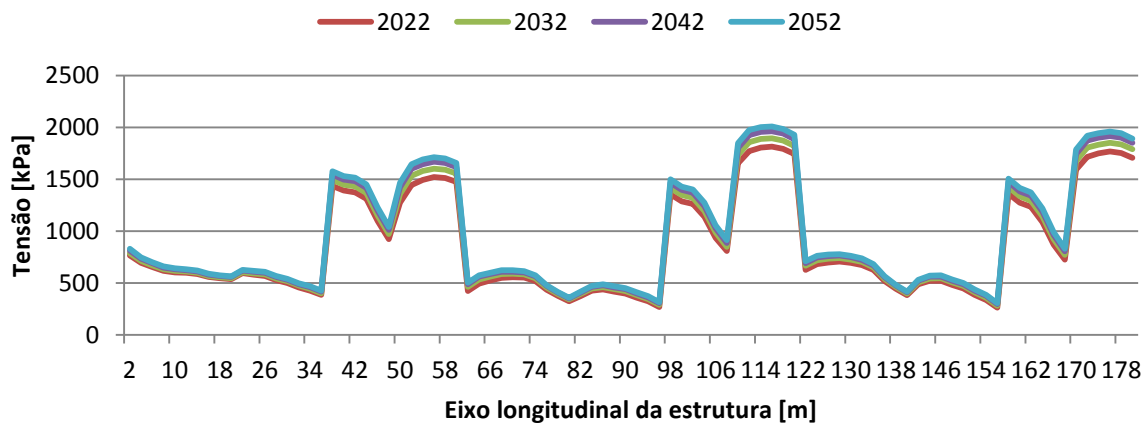


Gráfico 5.3.23 – Incremento das tensões instaladas na fibra superior do tabuleiro ao longo do tempo.

Observa-se de igual modo, que existe uma grande variação dos efeitos reológicos nos primeiros 10 anos de vida da estrutura, diminuindo esta variação ao longo do tempo.

Já no Gráfico 5.3.24 é apresentado um diagrama com as diversas variações entre incrementos consecutivos em estudo neste caso. Em que se comprova como já verificado que existe uma maior variação do comportamento diferido da estrutura nos primeiros 10 anos, ou seja, entre os incrementos *RCP* e *TIA* (2012-2022), não existindo variações consideráveis entre os restantes intervalos de incrementos.

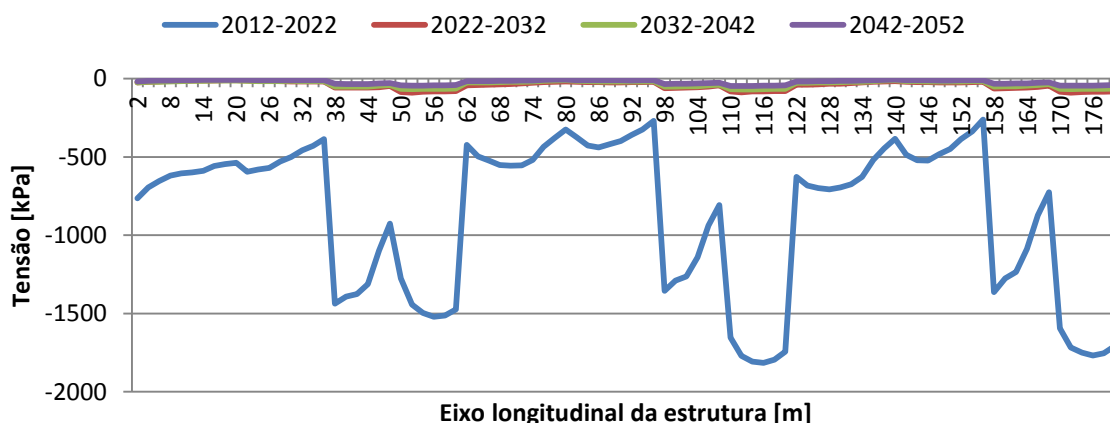


Gráfico 5.3.24 – Variação de tensões entre incrementos a longo prazo.

Apresenta-se no Gráfico 5.3.25 as tensões instaladas nas fibras inferiores e superiores do tabuleiro para o incremento *TID* que corresponde ao instante 40 anos após o final da obra.

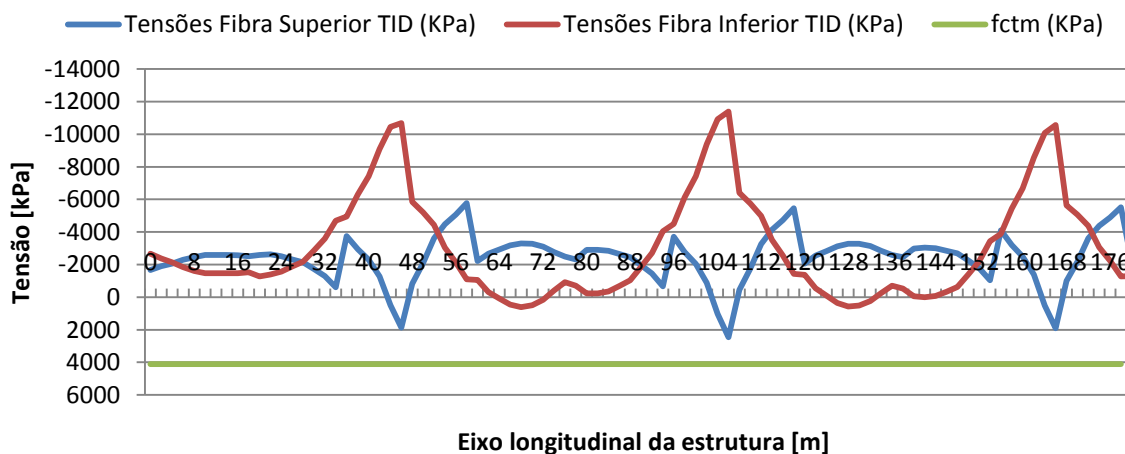


Gráfico 5.3.25 – Tensões instaladas no final do incremento *TID*, nas fibras extremas do tabuleiro.

Comprova-se deste modo, que os três primeiros tramos, assim como os restantes, continuam com tensões de tração longe do limite de fendilhação sendo que a maior tensão de tração, ocorre como esperado na fibra superior junto a um pilar, com o valor de 2.2MPa. Quanto às tensões de compressão, também não existem problemas de maior uma vez que o valor máximo destas ronda os 12MPa, situada

na fibra inferior do tabuleiro sobre um pilar, valor suficientemente afastado do limite de 80% do valor de cálculo da resistência do betão à compressão (26,67MPa).

O mesmo tipo de análise foi feito também no caso das **reações verticais**. Apresenta-se no Gráfico 5.3.26 o incremento das reações verticais no Encontro E2 em relação ao incremento RCP.

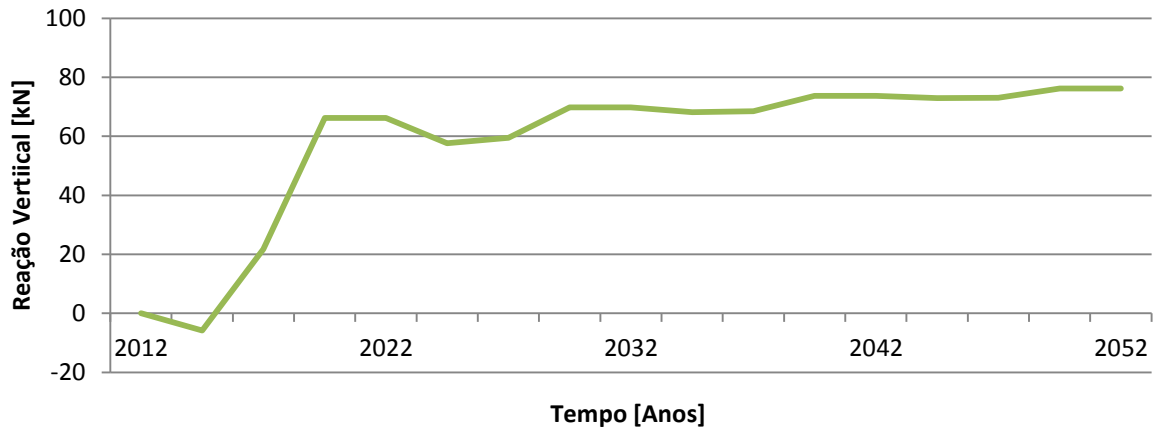


Gráfico 5.3.26 – Reação Vertical incremental em E2.

Nos Gráficos 5.2.27 e 5.2.28 são apresentadas as reações verticais incrementais ao longo do tempo, em relação ao ano 2012 dos pilares P41 e P40.

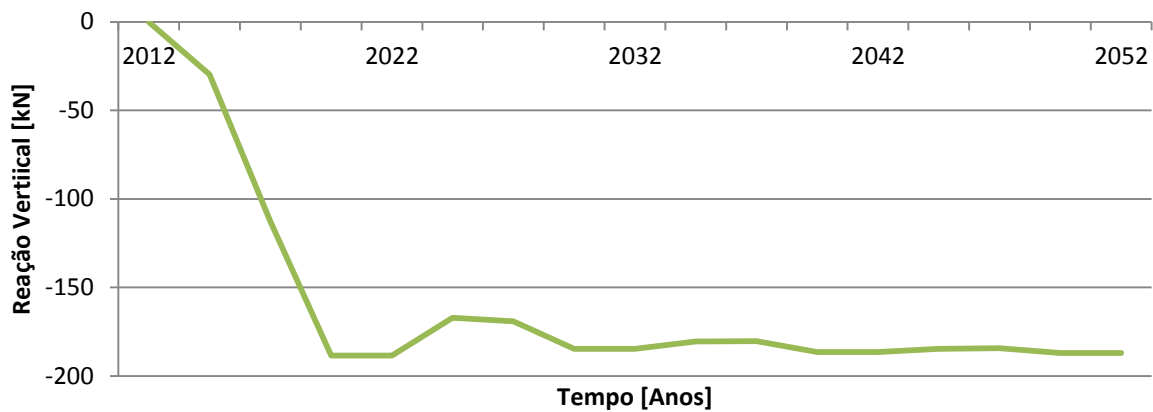


Gráfico 5.3.27 – Reação Vertical incremental em P41.

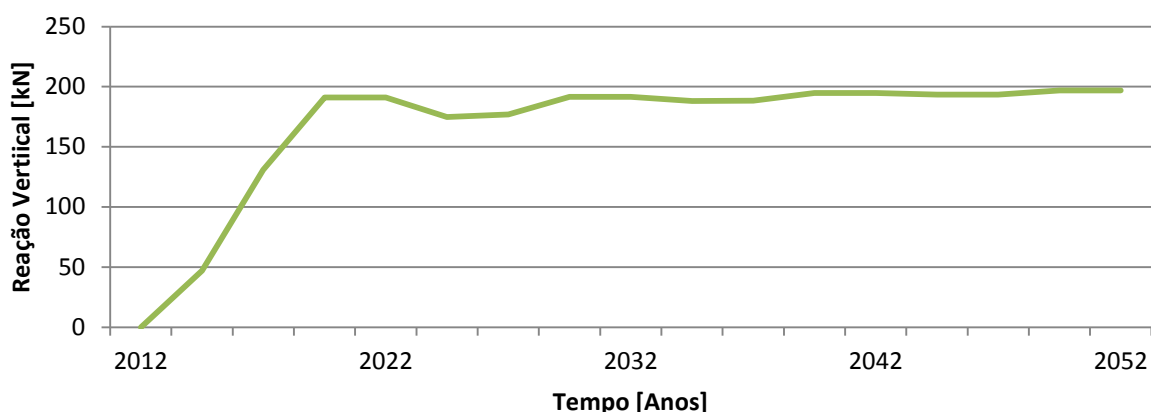


Gráfico 5.3.28 – Reação Vertical incremental em P40.

Mais uma vez, chega-se a mesma conclusão, isto é, nos primeiros anos após o término da obra existe uma variação considerável das reações verticais mantendo-se a partir daí.

Após expostos os últimos diagramas referentes à variação da reação vertical em cada apoio, resumiram-se os dados dos últimos gráficos no Quadro 5.8:

Quadro 5.8 – Reações verticais diferidas.

E2		P41		P40		ANO
ΔR (%)	ΔR	ΔR (%)	ΔR	ΔR (%)	ΔR	
0	0	0	0	0	0	2012
-0.06	-5.87	-0.07	-29.77	0.11	46.93	
0.22	21.77	-0.28	-112.79	0.30	130.87	
0.67	66.21	-0.46	-188.56	0.44	191.03	
0.67	66.21	-0.46	-188.56	0.44	191.03	2022
0.58	57.67	-0.41	-167.23	0.40	174.78	
0.60	59.46	-0.41	-169.05	0.41	176.80	
0.71	69.81	-0.45	-184.73	0.44	191.48	
0.71	69.81	-0.45	-184.73	0.44	191.48	2032
0.69	68.15	-0.44	-180.50	0.43	188.18	
0.69	68.51	-0.44	-180.30	0.43	188.29	
0.74	73.69	-0.46	-186.46	0.45	194.80	
0.74	73.69	-0.46	-186.46	0.45	194.80	2042
0.74	72.97	-0.45	-184.71	0.44	193.48	
0.74	73.06	-0.45	-184.28	0.44	193.35	
0.77	76.23	-0.46	-187.02	0.45	196.89	
0.77	76.23	-0.46	-187.02	0.45	196.89	2052

Verifica-se pelo quadro anterior que o Encontro E2 é o apoio vertical que sofre maior (entre os 3 apoios) influência dos efeitos diferidos da estrutura, não sendo esta todavia considerável.

5.3.3 INTERAÇÃO OPS VS TABULEIRO

Nos últimos subcapítulos analisaram-se os resultados obtidos para uma deformação quase nula do cimbra durante a betonagem, apenas possível através da utilização do sistema OPS integrado no cimbra. Para se realçar a importância que este sistema de controlo de deformações tem durante o processo construtivo do tabuleiro e a longo prazo, foram analisadas de forma breve dois cenários distintos:

- Cimbra autolanzável com tecnologia OPS (com OPS).
- Cimbra autolanzável convencional, sem tecnologia OPS mas com a mesma geometria (sem OPS).

Assim sendo, foi efetuada uma breve comparação entre as duas possibilidades consideradas, no que respeita à análise:

- De deslocamentos verticais do tabuleiro/cimbra.
- De tensões instaladas nas fibras extremas do tabuleiro.

Analisando estas possibilidades apenas no primeiro tramo do SVN começou-se então pela comparação das deformações verticais verificadas no cimbra nos dois casos. Assim apresentam-se nos Gráficos 5.3.29 e 5.2.30 as deformadas obtidas nas duas fases de betonagem do tabuleiro.

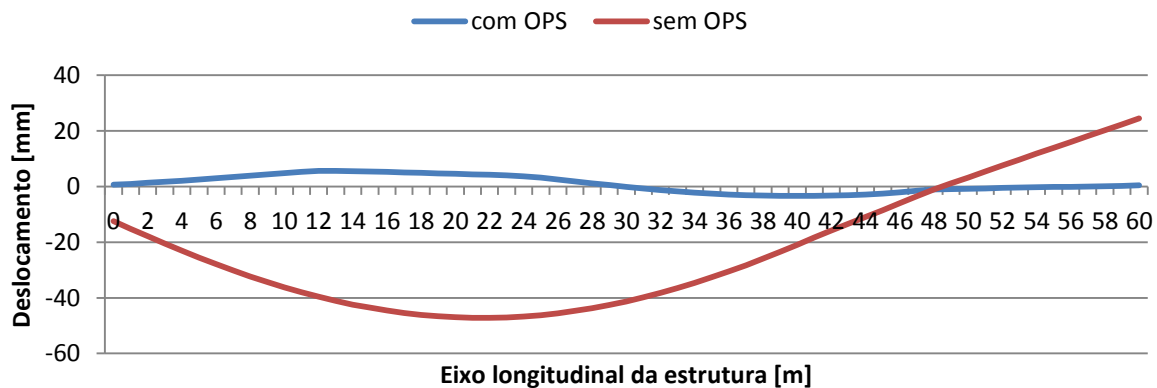


Gráfico 5.3.29 – Deformada do cimbra para os dois cenários considerados, na fase *F1.0betonagem*.

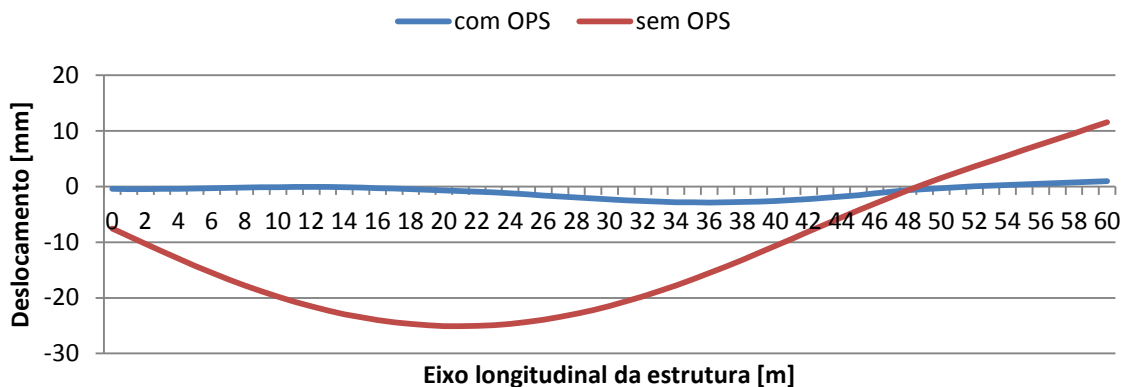


Gráfico 5.3.30 – Deformada do cimbra para os dois cenários considerados, na fase *F2.0betonagem*.

Verifica-se pela na análise dos dois gráficos anteriores que as deformações dos dois cenários são diferentes uma da outra, existindo uma deformação quase nula no caso “com OPS” e com deformações na ordem dos 3 a 5cm no caso “sem OPS”.

De seguida analisaram-se no final do processo construtivo do 1º tramo do tabuleiro, antes da aplicação do pré-esforço no tabuleiro, as tensões instaladas nas fibras extremas do tabuleiro. Apresentam-se nos Gráficos 5.3.31 e 5.3.32 as tensões instaladas nas fibras extremas no final do incremento TE2-P41F2.

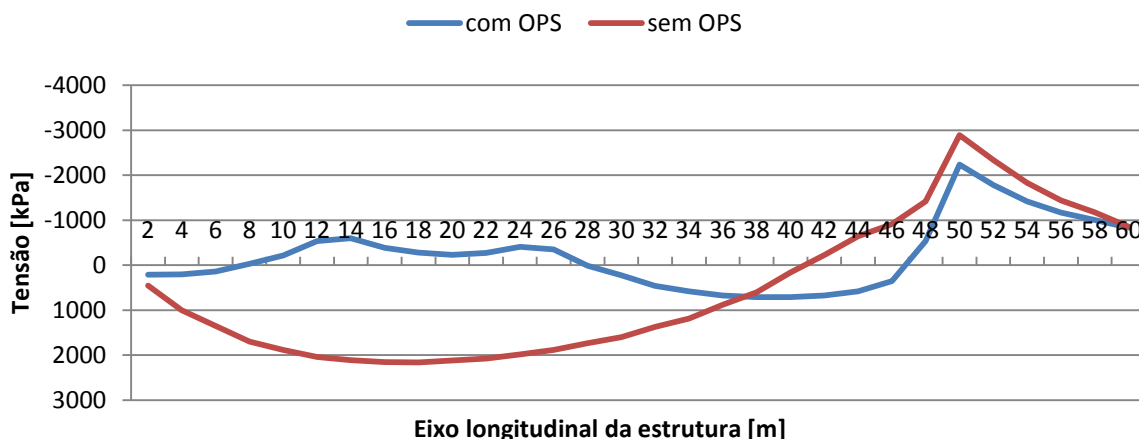


Gráfico 5.3.31 – Tensão instalada na fibra inferior para os dois casos admitidos, na fase TE2-P41F2.

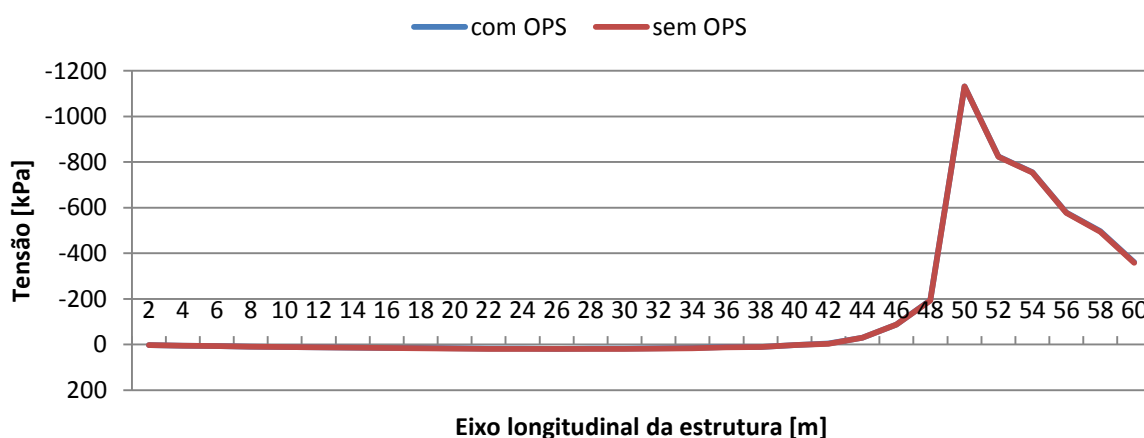


Gráfico 5.3.32 – Tensão instalada na fibra superior para os dois casos admitidos, na fase TE2-P41F2.

Repare-se que no Gráfico 5.3.31 existe uma diferença considerável no valor das tensões entre as duas hipóteses uma vez que a secção previamente betonada também suporta parte da carga aplicada na 2ª fase de betonagem. Já no Gráfico 5.3.32 estes resultados eram expectáveis uma vez que se observa total semelhança de resultados entre as duas hipóteses, uma vez que o betão da laje superior encontrando-se no estado liquido durante a betonagem, a deformação do cimbra utilizado até então não tem qualquer influência na tensão instalada neste.

Após a aplicação do pré-esforço no tabuleiro, ou seja, no final do incremento *PE*, são apresentados respetivamente nos Gráficos 5.3.33 e 5.3.34 as tensões instaladas na fibra inferior e superior do tabuleiro.

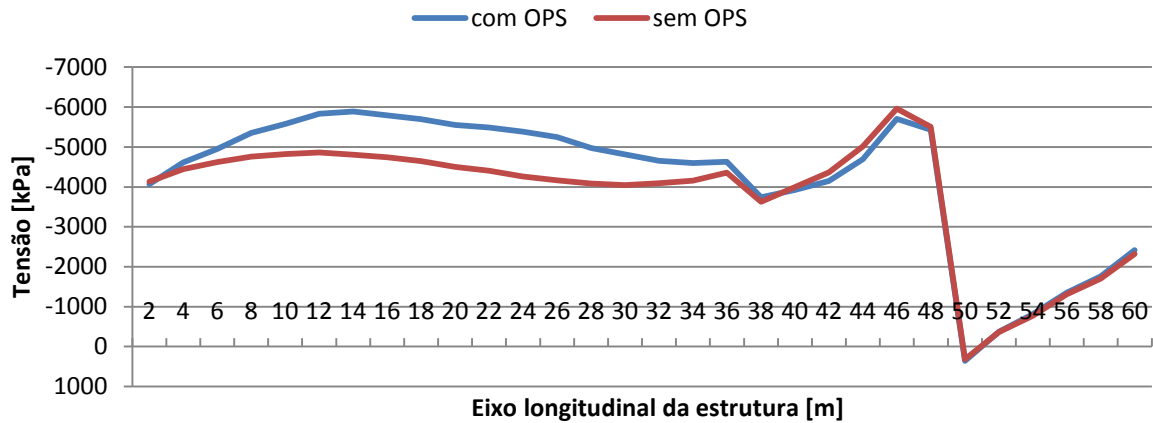


Gráfico 5.3.33 – Tensão instalada na fibra inferior para os dois casos admitidos, na fase *PE*.

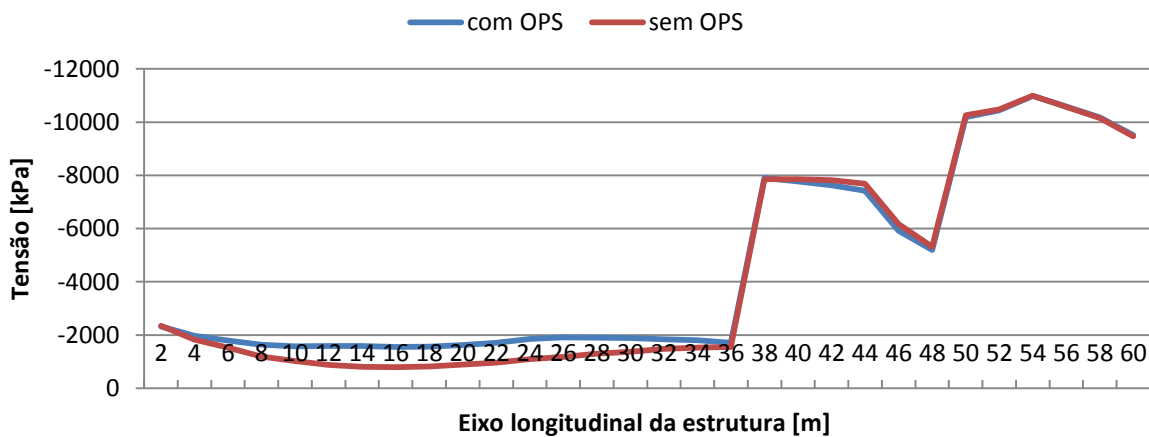


Gráfico 5.3.34 – Tensão instalada na fibra superior para os dois casos admitidos, na fase *PE*

Como esperado as diferenças encontram-se sobretudo nas tensões da fibra inferior do tabuleiro, sendo na ordem dos 1000 kPa. Enquanto na fibra superior praticamente não existem diferenças consideráveis.

Apresenta-se no Gráfico 5.3.35 a deformada no final do incremento *PE*.

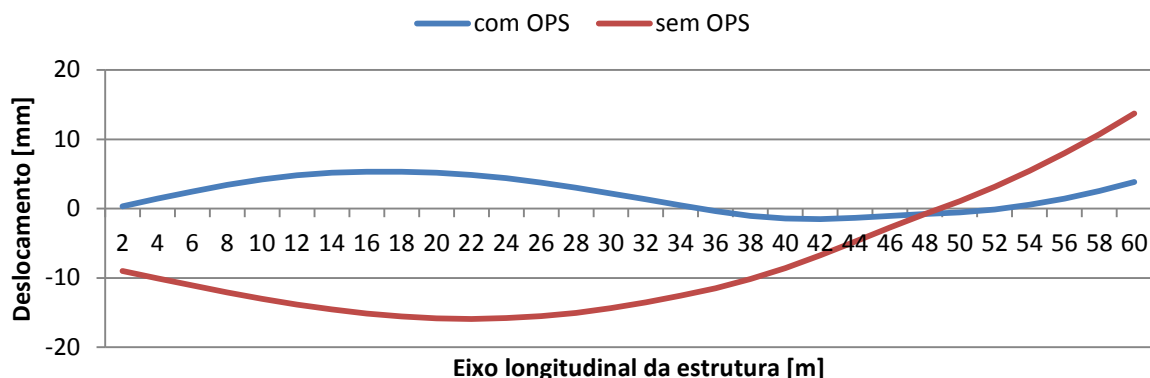


Gráfico 5.3.35 – Deformada do tabuleiro no final do incremento *PE*.

Pela análise do gráfico anterior verifica-se que existe uma diferença que chega aos 2cm entre os dois cenários estudados. Tendo este gráfico como referência procurou-se determinar em quanto teria de se aumentar a rigidez do cimbra convencional para se obter uma deformada semelhante à do cimbra dotado da tecnologia OPS e assim fazer uma simplificada comparação de custos entre os dois cimbras.

A deformada sem OPS apresentada no Gráfico 5.3.36 foi obtida utilizando um cimbra com uma rigidez 6 vezes superior à inicial, sendo próxima da deformada do cimbra com OPS.

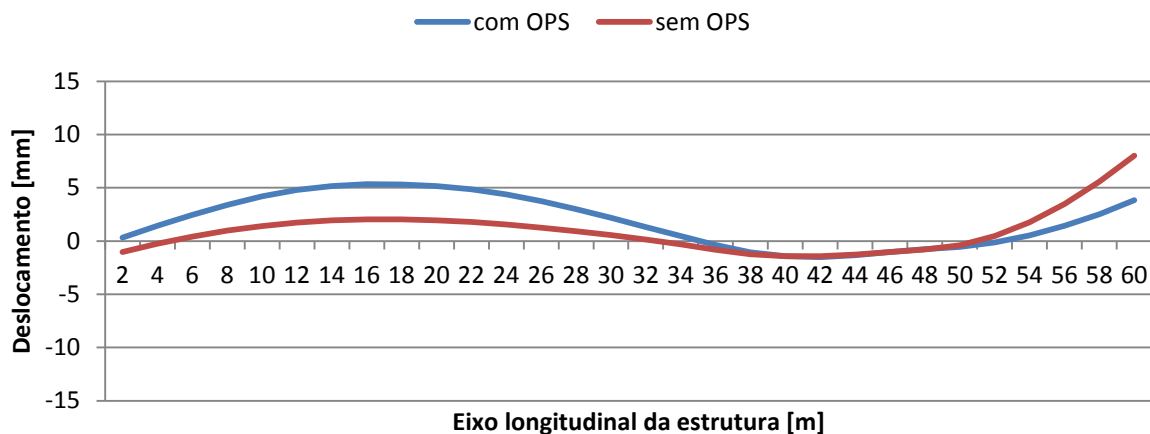


Gráfico 5.3.36 – Deformada do tabuleiro no final do incremento *PE*

Confirma-se assim que a tecnologia OPS é bastante vantajosa tanto ao nível do baixo custo do cimbra (bastante menos aço utilizado que um cimbra convencional) como na eficiência durante a execução do tabuleiro pela sua capacidade de se adaptar as cargas atuantes variáveis.

6

CONCLUSÃO

6.1 ASPETOS GERAIS

O principal objetivo deste trabalho foi a modelação e análise do faseamento construtivo de uma obra especial, nomeadamente o sub-viaduto Nascente do Viaduto do Corgo. Esta estrutura atualmente em construção é constituída por um tabuleiro em betão armado pré-esforçado cujo processo construtivo foi realizado com recurso a um cimbra dotado da tecnologia de pré-esforço orgânico.

A obra estudada, como qualquer outra que utilize o betão como material predominante, possuiu características evolutivas complexas, particularmente devido aos efeitos reológicos do betão. Esta questão levou a que fossem necessárias ter em consideração (além das leis de comportamento) as leis do comportamento diferido e instantâneo do material. O ajuste das leis da fluência, retração e maturação do EC2 às condições reais da obra foi um dos aspetos mais interessantes desenvolvidos nesta dissertação.

A obra analisada é constituída por um sistema estrutural com vãos com extensão frequente de 60m, sendo o processo construtivo adotado executado (tramo a tramo) utilizando um cimbra autolanzável munido com sistema OPS. De forma a enquadrar o assunto foram abordados de forma breve os diversos processos construtivos para pontes com médio a grande vão com betonagem *in situ* apresentando-se os detalhes específicos de cada processo, para que o leitor compreendesse mais facilmente opções assumidas em capítulos posteriores.

Sendo uma tecnologia muito recente apresentou-se em detalhe o cimbra M60-I expondo e clarificando como o enunciado equipamento funciona e os princípios em que o sistema de pré-esforço orgânico se baseia.

Seguidamente procedeu-se à análise do processo construtivo e da fase de exploração com recurso a um modelo de análise vocacionado para a análise de obras de arte, a plataforma *Evolution*, que permite a modelação numérica da obra em estudo e do equipamento utilizado no seu processo construtivo.

Os resultados numéricos alcançados no que se refere a deslocamentos, tensões e reações tanto no modelo numérico do cimbra como da estrutura do SVN são bastante precisos e realistas, tendo em conta não só os registos obtidos em obra mas também os previstos nas memórias de cálculo da estrutura.

Foi modelado com rigor a geometria de toda a obra, o comportamento instantâneo e diferido dos materiais utilizados, todas as operações realizadas em obra (betonagem, pré-esforço, etc.) de forma a obter resultados o mais próximo da realidade possível.

Relativamente aos efeitos pela reologia do betão, designados por efeitos diferidos, comprovou-se que estes têm uma grande preponderância nos primeiros anos de vida da estrutura, aproximadamente nos 10 primeiros anos após a conclusão da obra.

A interação entre o modelo numérico do cimbra e a estrutura do tabuleiro, foi outro dos aspetos importantes analisados no âmbito desta dissertação concluindo-se que de facto a tecnologia OPS acarreta grandes vantagens, tanto ao nível económico como na boa eficiência no controle da deformada durante a execução do tabuleiro. Esta tecnologia permite utilizar um cimbra com muito menos quantidade de aço do que um cimbra convencional, revelando-se assim de especial interesse o uso e aplicação desta nova tecnologia em cimbras autolanzáveis.

Em forma de conclusão final, o autor acha que cumpriu os objetivos propostos inicialmente, tendo todavia algum pesar por não poder comprovar parte dos resultados obtidos numericamente através da medição efetuada em obra. Estas medições, previstas inicialmente não foram efetuadas devido a imprevistos ocorridos em obra inimputáveis à responsabilidade do autor.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Tratando-se de uma obra ainda em curso, estando já na sua reta final e sendo esta uma obra de grande envergadura no enquadramento nacional de obras no país, acha-se adequado aproveitar o modelo numérico total do SVN, estando este aferido tanto ao nível de faseamento construtivo como de fase de exploração, para efetuar uma análise global da estrutura no que respeita a sua capacidade limite resistente, verificando os diversos estados limites regulamentos pelo EC2.

Uma análise dinâmica da estrutura será também uma mais-valia, aproveitando essa capacidade presente no modelo de análise estrutural utilizado e permitindo uma análise da estrutura sob ocorrência de ações como vento ou o sismo.

A comparação dos resultados numéricos com medições efetuadas em obra, e a realização de uma análise de sensibilidade com a ponderação de diversos fatores influentes na estrutura, por exemplo através de um *software* chamado *FEMtools* [30] são também opções consideradas muito interessantes para futuros desenvolvimentos deste trabalho.

E por fim, o modelo numérico do cimbra autolanzável poderá também ser aproveitado e ajustado de forma mais precisa para ser utilizado noutras dissertações ou trabalhos de investigação.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Martins, M. *Modelo virtual de simulação visual da construção de pontes executadas por lançamento incremental*. IST, Lisboa, 2009.
- [2] <http://tpe2009groupe17.e-monsite.com/pages/construction-du-pont-des-lones>. 2-03-12.
- [3] Gohler, B. *Incrementally Launched Bridges*. Wiley, 2000.
- [4] Ferraz, M. *Um modelo de análise para o estudo de pontes como estruturas evolutivas*. FEUP, Porto, 2001.
- [5] Rodrigues, R. *Estudo económico de processos construtivos de tabuleiros betonados in situ em pontes de pequeno e médio vão*. FEUP, Porto, 2008.
- [6] Morim, M. *Estudo do tabuleiro de um viaduto de betão pré-esforçado construído tramo a tramo com vãos de 90m*. FEUP, Porto, 2008.
- [7] Silva, P. *Construção de viadutos por deslocamentos sucessivos com recurso ao sistema OPS*. FEUP, Porto, 2009.
- [8] Moás, L. *Análise do tabuleiro de pontes construídas pelo método dos avanços sucessivos*. FEUP, Porto, 1994.
- [9] <http://paginas.fe.up.pt/~azr/pontes/pontes.htm>. 10-03-2012.
- [10] <http://paginas.fe.up.pt/porto-ol/lfp/sjoao.html>. 11-03-2012.
- [11] 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*. FEUP, Porto, 1992.
- [12] http://www.vsl.com/index.php?option=com_content&task=view&id=82&Itemid=188. 19-03-2012.
- [13] Alves, G. *Determinação de esforços em tabuleiros de pontes de betão armado construídos tramo a tramo - estudo de um caso concreto* -.FEUP, Porto, 2009.
- [14] http://www.peri.pt/projectos.cfm/fuseaction/showreference/reference_ID/2234/referencecategory_ID/2.cfm. 20-04-2012.
- [15] <http://www.nrsas.com/>. 20-04-2012.
- [16] Baptista, M. *Análise diferida de pontes construídas tramo a tramo cimbres autoportantes e autolançáveis*. FEUP, Porto, 1995.
- [17] André, A. *Estudo experimental da aplicação de pré-esforço orgânico num cimbra autolançável em modelo reduzido*. FEUP, Porto, 2004.
- [18] Bezerra, D. *Estudo da interação cimbra/tabuleiro durante a betonagem em pontes construídas tramo a tramo*. FEUP, Porto, 2008.
- [19] Pacheco, P. *Pré-Esforço Orgânico – Um Exemplo de Sistema Efecto*. FEUP, Porto, 1999.
- [20] Pacheco, P. *Strengthening by organic prestressing of existing launching gantries in the construction of high speed railway bridge decks*. Porto, Workshop "Bridges for high-speed railways", 2004.
- [21] Medições OPS (betonagem) fornecidos pela empresa BERD, SA – *Bridge Engineering Research & Design*.

- [22] Memória Descritiva e Justificativa e Projeto de Execução do Viaduto do Corgo fornecidos pela empresa Auto-Estradas XXI, SA.
- [23] [Http://www.peri.pt/projectos.cfm/fuseaction/showreference/reference_ID/2234/referencecategory_ID/2.cfm](http://www.peri.pt/projectos.cfm/fuseaction/showreference/reference_ID/2234/referencecategory_ID/2.cfm). 28-04-2012.
- [24] Ferraz, M. *Modelo de avaliação do comportamento estrutural de obras de arte*. FEUP, Porto, 2010.
- [25] Marques, J. *Comportamento diferido de pontes híbridas constituídas por vãos laterais pré-fabricados em betão pré-esforçado e vão central misto aço-betão: um caso prático*. FEUP, Porto, 2011.
- [26] CEN (2004). *Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios – Versão portuguesa*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- [27] “*Ponte sobre o rio Corgo – Estudo de fluência de um betão C50/60*” por LNEC.
- [28] Autodesk - AutoCad 2012, software. <http://usa.autodesk.com/autocad/>, 2012.
- [29] Relatório de Ensaios de Betão Tabuleiro – C50/60, Resistência à compressão, Módulo de elasticidade em compressão por LNEC.
- [30] FEMtools, software. <http://www.femtools.com/>, 2012.

ANEXOS

Quadro A – Incrementos principais da geometria do SVN

Designação	Data	Dias	Designação	Data	Dias	Designação	Data	Dias
P41E.0	18-06-2010	14.583	P36E.2	10-11-2010	159.583	P28E.8	31-01-2011	241.583
P40E.0	21-06-2010	17.583	P27E.1	10-11-2010	159.583	P38E.6	01-02-2011	242.583
P39E.0	23-06-2010	19.583	P26E.1	12-11-2010	161.583	P34E.12	02-02-2011	243.583
P36E.0	28-06-2010	24.583	P31E.2	17-11-2010	166.583	P31E.3	03-02-2011	244.583
P37E.0	30-06-2010	26.583	P26E.2	18-11-2010	167.583	P36E.9	04-02-2011	245.583
P35E.0	02-07-2010	28.583	P29E.1	19-11-2010	168.583	P28E.9	04-02-2011	245.583
P33E.0	07-07-2010	33.583	P27E.2	29-11-2010	178.583	P34E.13	04-02-2011	245.583
P34E.0	13-07-2010	39.583	P30E.2	01-12-2010	180.583	P31E.4	07-02-2011	248.583
P38E.0	15-07-2010	41.583	P24E.1	03-12-2010	182.583	P28E.10	08-02-2011	249.583
P31E.0	20-07-2010	46.583	P36E.3	07-12-2010	186.583	P34E.14	09-02-2011	250.583
P30E.0	23-07-2010	49.583	P29E.2	07-12-2010	186.583	P31E.5	10-02-2011	251.583
P29E.0	27-07-2010	53.583	P36E.4	13-12-2010	192.583	P28E.11	10-02-2011	251.583
P28E.0	30-07-2010	56.583	P38E.3	15-12-2010	194.583	P31E.6	11-02-2011	252.583
P27E.0	03-08-2010	60.583	P28E.2	16-12-2010	195.583	P35E.3	14-02-2011	255.583
P26E.0	10-08-2010	67.583	P36E.5	16-12-2010	195.583	P28E.12	14-02-2011	255.583
P24E.0	11-08-2010	68.583	P34E.3	17-12-2010	196.583	P31E.7	16-02-2011	257.583
P25E.0	13-08-2010	70.583	P23E.1	20-12-2010	199.583	P28E.13	16-02-2011	257.583
P23E.0	01-09-2010	89.583	P36E.6	21-12-2010	200.583	P31E.8	18-02-2011	259.583
P22E.0	16-09-2010	104.583	P24E.2	22-12-2010	201.583	P33E.3	21-02-2011	262.583
P41E.1	01-10-2010	119.583	P34E.4	22-12-2010	201.583	P31E.9	22-02-2011	263.583
P39E.1	06-10-2010	124.583	P23E.2	28-12-2010	207.583	P33E.4	23-02-2011	264.583
P41E.2	08-10-2010	126.583	P34E.5	29-12-2010	208.583	P31E.10	24-02-2011	265.583
P37E.1	11-10-2010	129.583	P34E.6	05-01-2011	215.583	P26E.3	25-02-2011	266.583
P40E.1	12-10-2010	130.583	P25E.1	06-01-2011	216.583	P33E.5	25-02-2011	266.583
P38E.1	13-10-2010	131.583	P34E.7	10-01-2011	220.583	P35E.4	25-02-2011	266.583
P39E.2	15-10-2010	133.583	P25E.2	12-01-2011	222.583	P31E.11	28-02-2011	269.583
P34E.1	19-10-2010	137.583	P34E.8	12-01-2011	222.583	P35E.5	28-02-2011	269.583
P35E.1	20-10-2010	138.583	P28E.3	13-01-2011	223.583	P33E.6	01-03-2011	270.583
P33E.1	21-10-2010	139.583	P34E.9	14-01-2011	224.583	P26E.4	01-03-2011	270.583
P40E.2	22-10-2010	140.583	P28E.4	18-01-2011	228.583	P28E.14	01-03-2011	270.583
P36E.1	26-10-2010	144.583	P28E.5	20-01-2011	230.583	P35E.6	02-03-2011	271.583
P34E.2	26-10-2010	144.583	P34E.10	21-01-2011	231.583	P33E.7	03-03-2011	272.583
P38E.2	27-10-2010	145.583	P28E.6	24-01-2011	234.583	P28E.15	03-03-2011	272.583
P31E.1	28-10-2010	146.583	P38E.4	24-01-2011	234.583	P26E.5	04-03-2011	273.583

P35E.2	03-11-2010	152.583	P36E.7	25-01-2011	235.583	P35E.7	04-03-2011	273.583
P30E.1	03-11-2010	152.583	P34E.11	25-01-2011	235.583	P28E.16	07-03-2011	276.583
P37E.2	03-11-2010	152.583	P28E.7	27-01-2011	237.583	P26E.6	08-03-2011	277.583
P28E.1	05-11-2010	154.583	P38E.5	27-01-2011	237.583	P35E.8	08-03-2011	277.583
P33E.2	09-11-2010	158.583	P36E.8	31-01-2011	241.583	P28E.17	09-03-2011	278.583
Designação	Data	Dias	Designação	Data	Dias	Designação	Data	Dias
P26E.7	10-03-2011	279.583	P33E.8	13-04-2011	313.583	P37E.5	24-05-2011	354.583
P31E.12	10-03-2011	279.583	P26E.19	15-04-2011	315.583	P30E.9	25-05-2011	355.583
P35E.9	10-03-2011	279.583	P29E.6	18-04-2011	318.583	P29E.12	25-05-2011	355.583
P26E.8	11-03-2011	280.583	P39E.3	18-04-2011	318.583	P29E.13	27-05-2011	357.583
P31E.13	14-03-2011	283.583	P26E.20	19-04-2011	319.583	P27E.7	27-05-2011	357.583
P26E.9	14-03-2011	283.583	P27E.3	20-04-2011	320.583	P30E.10	27-05-2011	357.583
P35E.10	15-03-2011	284.583	P27E.4	26-04-2011	326.583	P30E.11	30-05-2011	360.583
P31E.14	15-03-2011	284.583	P39E.4	26-04-2011	326.583	P37E.6	31-05-2011	361.583
P26E.10	16-03-2011	285.583	P27E.5	28-04-2011	328.583	P27E.8	31-05-2011	361.583
P41E.3	16-03-2011	285.583	P30E.3	29-04-2011	329.583	P29E.14	31-05-2011	361.583
P26E.11	17-03-2011	286.583	P39E.5	02-05-2011	332.583	P23E.9	01-06-2011	362.583
P28E.18	21-03-2011	290.583	P33E.9	02-05-2011	332.583	P30E.12	01-06-2011	362.583
P31E.15	21-03-2011	290.583	P27E.6	03-05-2011	333.583	P27E.9	02-06-2011	363.583
P41E.4	21-03-2011	290.583	P30E.4	04-05-2011	334.583	P30E.13	03-06-2011	364.583
P28E.19	22-03-2011	291.583	P33E.10	04-05-2011	334.583	P23E.10	03-06-2011	364.583
P31E.16	23-03-2011	292.583	P39E.6	06-05-2011	336.583	P37E.7	03-06-2011	364.583
P26E.12	23-03-2011	292.583	P23E.3	06-05-2011	336.583	P27E.10	06-06-2011	367.583
P31E.17	24-03-2011	293.583	P29E.7	09-05-2011	339.583	P29E.15	06-06-2011	367.583
P26E.13	25-03-2011	294.583	P30E.5	09-05-2011	339.583	P27E.11	08-06-2011	369.583
P40E.3	25-03-2011	294.583	P23E.4	10-05-2011	340.583	P29E.16	08-06-2011	369.583
P31E.18	25-03-2011	294.583	P33E.11	11-05-2011	341.583	P30E.14	08-06-2011	369.583
P31E.19	29-03-2011	298.583	P29E.8	11-05-2011	341.583	P29E.17	09-06-2011	370.583
P26E.14	29-03-2011	298.583	P39E.7	12-05-2011	342.583	P30E.15	10-06-2011	371.583
P28E.20	30-03-2011	299.583	P30E.6	12-05-2011	342.583	P29E.18	13-06-2011	374.583
P40E.4	30-03-2011	299.583	P23E.5	13-05-2011	343.583	P30E.16	13-06-2011	374.583
P28E.21	30-03-2011	299.583	P29E.9	13-05-2011	343.583	P23E.11	14-06-2011	375.583
P31E.20	30-03-2011	299.583	P33E.12	13-05-2011	343.583	P30E.17	14-06-2011	375.583
P26E.15	30-03-2011	299.583	P30E.7	17-05-2011	347.583	P29E.19	15-06-2011	376.583
P28E.22	01-04-2011	301.583	P33E.13	17-05-2011	347.583	P27E.12	15-06-2011	376.583
P40E.5	04-04-2011	304.583	P29E.10	17-05-2011	347.583	P23E.12	15-06-2011	376.583
P31E.21	04-04-2011	304.583	P23E.6	18-05-2011	348.583	P30E.18	16-06-2011	377.583
P26E.16	05-04-2011	305.583	P37E.3	18-05-2011	348.583	P23E.13	16-06-2011	377.583
P29E.3	05-04-2011	305.583	P33E.14	18-05-2011	348.583	P27E.13	17-06-2011	378.583
P31E.22	07-04-2011	307.583	P30E.8	19-05-2011	349.583	P30E.19	17-06-2011	378.583
P40E.6	07-04-2011	307.583	P29E.11	19-05-2011	349.583	P27E.14	20-06-2011	381.583
P29E.4	08-04-2011	308.583	P23E.7	19-05-2011	349.583	P23E.14	21-06-2011	382.583
P26E.17	08-04-2011	308.583	P37E.4	20-05-2011	350.583	P23E.15	25-06-2011	386.583

P26E.18	12-04-2011	312.583	P33E.15	23-05-2011	353.583	P27E.15	28-06-2011	389.583
P29E.5	13-04-2011	313.583	P23E.8	23-05-2011	353.583	P27E.16	28-06-2011	389.583

Designação	Data	Dias	Designação	Data	Dias	Designação	Data	Dias
P27E.17	29-06-2011	390.583	P32E.8	08-08-2011	430.583	TP41-P40F1	21-09-2011	474.583
P23E.16	29-06-2011	390.583	TE2-P41F1	16-08-2011	438.583	P22E.17	26-09-2011	479.583
P30E.20	30-06-2011	391.583	P25E.15	17-08-2011	439.583	P24E.16	27-09-2011	480.583
P25E.3	30-06-2011	391.583	P25E.16	18-08-2011	440.583	TP41-P40F2	28-09-2011	481.583
P23E.17	01-07-2011	392.583	P32E.9	19-08-2011	441.583	TP40-P39F1	14-10-2011	497.583
P23E.18	02-07-2011	393.583	P25E.17	22-08-2011	444.583	TP40-P39F2	19-10-2011	502.583
P27E.18	03-07-2011	394.583	P22E.3	22-08-2011	444.583	TP39-P38F1	27-10-2011	510.583
P25E.4	04-07-2011	395.583	P22E.4	24-08-2011	446.583	TP39-P38F2	31-10-2011	514.583
P30E.21	04-07-2011	395.583	P25E.18	24-08-2011	446.583	TP38-P37F1	08-11-2011	522.583
P27E.19	05-07-2011	396.583	TE2-P41F2	25-08-2011	447.583	P22E.18	09-11-2011	523.583
P25E.5	06-07-2011	397.583	P22E.5	25-08-2011	447.583	TP38-P37F2	11-11-2011	525.583
P27E.20	06-07-2011	397.583	P22E.6	26-08-2011	448.583	TP37-P36F1	18-11-2011	532.583
P25E.6	07-07-2011	398.583	P22E.7	29-08-2011	451.583	TP37-P36F2	22-11-2011	536.583
P32E.0	08-07-2011	399.583	P32E.10	29-08-2011	451.583	TP36-P35F1	29-11-2011	543.583
P25E.7	11-07-2011	402.583	P22E.8	30-08-2011	452.583	TP36-P35F2	01-12-2011	545.583
P27E.21	12-07-2011	403.583	P32E.11	30-08-2011	452.583	TP35-P34F1	07-12-2011	551.583
P27E.22	13-07-2011	404.583	P22E.9	31-08-2011	453.583	TP35-P34F2	14-12-2011	558.583
P25E.8	14-07-2011	405.583	P22E.10	01-09-2011	454.583	TP34-P33F1	21-12-2011	565.583
P32E.1	15-07-2011	406.583	P24E.8	01-09-2011	454.583	TP34-P33F2	23-12-2011	567.583
P27E.23	15-07-2011	406.583	P32E.12	05-09-2011	458.583	TP33-P32F1	30-12-2011	574.583
P24E.3	19-07-2011	410.583	P24E.9	05-09-2011	458.583	TP33-P32F2	03-01-2012	578.583
P32E.2	20-07-2011	411.583	P32E.13	06-09-2011	459.583	C.ABASF1	06-01-2012	581.583
P24E.4	21-07-2011	412.583	P24E.10	06-09-2011	459.583	TP32-P31F1	11-01-2012	586.583
P24E.5	25-07-2011	416.583	P22E.11	07-09-2011	460.583	C.ABASF2	11-01-2012	586.583
P32E.3	26-07-2011	417.583	P32E.14	08-09-2011	461.583	TP32-P31F2	13-01-2012	588.583
P24E.6	27-07-2011	418.583	P32E.15	08-09-2011	461.583	C.ABASF3	16-01-2012	591.583
P25E.9	29-07-2011	420.583	P22E.12	08-09-2011	461.583	C.ABASF4	19-01-2012	594.583
P32E.4	29-07-2011	420.583	P22E.13	09-09-2011	462.583	C.ABASF5	23-01-2012	598.583
P25E.10	01-08-2011	423.583	P32E.16	09-09-2011	462.583	TP31-P30F1	25-01-2012	600.583
P25E.11	02-08-2011	424.583	P22E.14	12-09-2011	465.583	C.ABASF6	26-01-2012	601.583
P32E.5	02-08-2011	424.583	P24E.11	12-09-2011	465.583	TP31-P30F2	27-01-2012	602.583
P32E.6	03-08-2011	425.583	P24E.12	13-09-2011	466.583	C.ABASF7	30-01-2012	605.583
P22E.1	04-08-2011	426.583	P22E.15	13-09-2011	466.583	TP30-P29F1	03-02-2012	609.583
P24E.7	04-08-2011	426.583	P24E.13	14-09-2011	467.583	C.ABASF8	03-02-2012	609.583
P32E.7	04-08-2011	426.583	P32E.17	15-09-2011	468.583	TP30-P29F2	07-02-2012	613.583
P25E.12	08-08-2011	430.583	P24E.14	15-09-2011	468.583	C.ABASF9	07-02-2012	613.583
P22E.2	08-08-2011	430.583	P24E.15	19-09-2011	472.583	C.ABASF10	10-02-2012	616.583

P25E.13	08-08-2011	430.583	P32E.18	19-09-2011	472.583	TP29-P28F1	14-02-2012	620.583
P25E.14	08-08-2011	430.583	P22E.16	21-09-2011	474.583	C.ABASF11	14-02-2012	620.583

Designação	Data	Dias	Designação	Data	Dias	Designação	Data	Dias
TP29-P28F2	16-02-2012	622.583	TP25-P24F2	27-03-2012	662.583	C.ABASF39	18-05-2012	714.583
C.ABASF12	17-02-2012	623.583	C.ABASF24	27-03-2012	662.583	C.ABASF40	21-05-2012	717.583
C.ABASF13	21-02-2012	627.583	C.ABASF25	29-03-2012	664.583	C.ABASF41	24-05-2012	720.583
TP28-P27F1	22-02-2012	628.583	C.ABASF26	04-04-2012	670.583	C.ABASF42	27-05-2012	723.583
TP28-P27F2	24-02-2012	630.583	TP24-P23F1	05-04-2012	671.583	C.ABASF43	30-05-2012	726.583
C.ABASF14	24-02-2012	630.583	C.ABASF27	11-04-2012	677.583	C.ABASF44	02-06-2012	729.583
C.ABASF15	28-02-2012	634.583	TP24-P23F2	12-04-2012	678.583	C.ABASF45	05-06-2012	732.583
TP27-P26F1	02-03-2012	637.583	C.ABASF28	13-04-2012	679.583	C.ABASF46	08-06-2012	735.583
C.ABASF16	05-03-2012	640.583	C.ABASF29	17-04-2012	683.583	C.ABASF47	11-06-2012	738.583
TP27-P26F2	06-03-2012	641.583	C.ABASF30	20-04-2012	686.583	C.ABASF48	14-06-2012	741.583
C.ABASF17	07-03-2012	642.583	TP23-P22F1	23-04-2012	689.583	C.ABASF49	17-06-2012	744.583
C.ABASF18	09-03-2012	644.583	C.ABASF31	25-04-2012	691.583	C.ABASF50	20-06-2012	747.583
C.ABASF19	13-03-2012	648.583	TP23-P22F2	27-04-2012	693.583	C.ABASF51	23-06-2012	750.583
TP26-P25F1	13-03-2012	648.583	C.ABASF32	27-04-2012	693.583	C.ABASF52	26-06-2012	753.583
C.ABASF20	15-03-2012	650.583	C.ABASF33	30-04-2012	696.583	C.ABASF53	29-06-2012	756.583
TP26-P25F2	16-03-2012	651.583	C.ABASF34	03-05-2012	699.583	C.ABASF54	02-07-2012	759.583
C.ABASF21	19-03-2012	654.583	C.ABASF35	06-05-2012	702.583	C.ABASF55	05-07-2012	762.583
C.ABASF22	21-03-2012	656.583	C.ABASF36	09-05-2012	705.583	C.ABASF56	08-07-2012	765.583
TP25-P24F1	23-03-2012	658.583	C.ABASF37	12-05-2012	708.583	C.ABASF57	11-07-2012	768.583
C.ABASF23	23-03-2012	658.583	C.ABASF38	15-05-2012	711.583	C.ABASF58	14-07-2012	771.583
						C.ABASF59	17-07-2012	774.583