

ESTUDO DA INTERACÇÃO CIMBRE/TABULEIRO DURANTE A BETONAGEM EM PONTES CONSTRUÍDAS TRAMO A TRAMO

DIOGO GONÇALVES BEZERRA

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

Orientador: Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco

Co-Orientador: Engenheiro Especialista António Luís Pereira Guerra

SETEMBRO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

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

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

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que contribuíram, directamente ou indirectamente, na elaboração deste trabalho.

Ao meu orientador, o Professor Pedro Pacheco, pelo apoio, orientação e entusiasmo que me transmitiu sobre o tema em estudo.

Ao meu co-orientador, o Eng.º António Guerra, pela ajuda na definição dos modelos numéricos e da metodologia de cálculo.

Ao Eng.º. Miguel Azenha pelo esclarecimento sobre o comportamento do betão jovem e pelo interesse demonstrado no meu trabalho.

À Tete, pela ajuda na revisão dos textos e pelos “miminhos”.

Aos meus pais pelo apoio e incentivo ao longo de todo o meu percurso académico.

E um “obrigado” muito especial à Rita, pela persistência que me incutiu e que nunca me deixou desistir deste trabalho, pela compreensão, pelo apoio nos momentos mais difíceis e o carinho demonstrado ao longo de todos estes anos.

RESUMO

Na presente dissertação é estudada a interacção cimbra/tabuleiro durante a betonagem de um tramo do tabuleiro de uma ponte construída tramo a tramo com recurso a um cimbra autolanzável. Procura-se relacionar essa interacção com alterações observadas no comportamento estrutural desse conjunto no decorrer da execução da ponte do Rio Sousa no ano de 2005, primeira aplicação de um cimbra autolanzável reforçado com o Sistema de Pré-esforço Orgânico (OPS). Nesta interacção é tida em conta o comportamento estrutural do betão durante a betonagem, ou seja, nas suas primeiras idades.

O estudo do comportamento do betão jovem incide sobre a determinação de uma gama de curvas de endurecimento que representam a evolução do módulo de elasticidade em função do tempo. Para tal diferentes modelos de evolução são apresentados e comparados.

É apresentado um “estado da arte” referente a cimbres autolanzáveis e a sistemas de controlo em estruturas. É também descrito o sistema OPS que corresponde a um sistema de controlo activo estático (sistema efector) em que é introduzida, na estrutura, uma força de pré-esforço que se adapta às solicitações a que esta se encontra sujeita em cada momento, minimizando deformações e esforços.

Utilizando o método de elementos finitos, são criados modelos numéricos para dois cimbres autolanzáveis, um reforçado com o sistema OPS semelhante ao utilizado na ponte do Rio Sousa e um cimbra autolanzável convencional equivalente, simplificada e dimensionado neste trabalho. Com base nestes modelos é efectuado o cálculo estrutural tanto considerando como desprezando o endurecimento do betão ao longo do processo de betonagem, procedendo-se posteriormente a uma análise e comparação de resultados.

Depois de efectuado o estudo de interacção, procede-se à análise do comportamento real do cimbra do Rio Sousa através da recolha e tratamento de dados medidos em obra, comparando estes valores reais com os resultados obtidos numericamente. São retiradas conclusões sobre o efeito do endurecimento do betão sobre o comportamento estrutural do cimbra autolanzável.

PALAVRAS-CHAVE: betão jovem, módulo de elasticidade, cimbres autolanzáveis, pré-esforço orgânico (OPS), interacção cimbra/tabuleiro.

ABSTRACT

This dissertation studies the interaction between the supporting system and the deck, throughout a concrete pouring phase of the construction of a bridge using a movable scaffolding system. A relation between this interaction and an unforeseen structural behavior of the scaffolding system used in the Sousa River bridge construction is sought. The Sousa River bridge was erected using the first full scale application of the Organic Prestressing System (OPS).

The structural behavior of early age concrete, as well as the evolution of its Young's modulus is studied. Several concrete hardening curves are presented showing a time dependent modulus of elasticity evolution obtained by known mathematical models.

The “state of the art” of both movable scaffolding systems and structural control systems are addressed. The OPS system is described as a static active control system (effector system) that introduces into the structure a prestressing load, which adapts itself to the external loads, drastically reducing both deformation and stresses.

By means of finite elements method, two kinds of movable scaffolding system are numerically modeled, one similar to the scaffolding system reinforced with the OPS system and used in the Sousa River bridge construction, as well as one equivalent conventional scaffolding system dimensioned in this thesis. Using these models, a structural analysis is conducted considering and disregarding the concrete hardening and the obtained results are discussed and compared.

Furthermore the Sousa River's movable scaffolding real behavior is analyzed, attaining and comparing the on site measurements with the theoretical results obtained in this work, reaching conclusions on the concrete hardening effect over the scaffolding system's structural behavior.

KEYWORDS: early-age concrete, modulus of elasticity, movable scaffolding system, organic prestressing (OPS), deck/scaffolding system interaction.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTO E OBJECTIVOS DO TRABALHO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO	2

2. COMPORTAMENTO MECÂNICO DO BETÃO NAS PRIMEIRAS IDADES	3
2.1. GENERALIDADES	3
2.1.1. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO: BETÃO	3
2.1.1.1. Composição, transporte e colocação do betão em obra	4
2.1.1.2. Propriedades mecânicas do betão	7
2.1.2. CARACTERIZAÇÃO DO CIMENTO PORTLAND	9
2.1.2.1. Composição química	10
2.1.2.2. Hidratação do cimento	11
2.2. EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE (E) NAS PRIMEIRAS IDADES DO BETÃO	12
2.2.1. NOÇÃO DE GRAU DE HIDRATAÇÃO	12
2.2.2. NOÇÃO DE MATURIDADE	14
2.2.3. CÁLCULO DA EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE	18
2.2.4. CARACTERIZAÇÃO DA EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO UTILIZADO NA PONTE DO RIO SOUSA	21

3. CIMBRE AUTOLANÇÁVEL CONVENCIONAL E REFORÇADO COM TECNOLOGIA OPS (ORGANIC PRESTRESSING SYSTEM)	25
3.1. GENERALIDADES	25
3.1.1. CIMBRES AUTOLANÇÁVEIS	25
3.1.2. SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS	36
3.1.2.1. Sistemas de controlo passivo	37

3.1.2.2. Sistemas de controlo activo.....	40
3.1.2.3. Sistemas de controlo semi-activo ou híbrido	43
3.1.2.4. Sistemas efectores	44
3.1.3. ORGANIC PRESTRESSING SYSTEM (OPS)	45
3.1.3.1. Descrição do sistema	46
3.1.3.2. Metodologia e formulação	48
3.1.3.3. Aplicação do sistema OPS num caso real – projecto-piloto – Cimbra da ponte do Rio Sousa	50
3.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL	56
3.2.1. CARACTERIZAÇÃO DE UM CIMBRE REFORÇADO COM TECNOLOGIA OPS	56
3.2.2. DIMENSIONAMENTO DE UM CIMBRE CONVENCIONAL	61

4. ESTUDO DE INTERACÇÃO CIMBRE/TABULEIRO DURANTE A BETONAGEM TENDO EM CONTA O ENDURECIMENTO DO BETÃO.....

4.1. MODELO ESTRUTURAL E PROCEDIMENTO DE CÁLCULO	65
4.2. COMPORTAMENTO DO CIMBRE CONVENCIONAL	69
4.3. COMPORTAMENTO DO CIMBRE REFORÇADO COM OPS	72
4.4. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS NO ESTUDO ESTRUTURAL DA INTERACÇÃO CIMBRE/TABULEIRO NO CA CONVENCIONAL E REFORÇADO COM OPS	78
4.5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS COM O CASO REAL DA PONTE DO RIO SOUSA	81

5. CONCLUSÕES.....

BIBLIOGRAFIA	89
---------------------------	-----------

A1. EVOLUÇÃO DOS MOMENTOS FLECTORES NO CIMBRE AO LONGO DAS DIFERENTES FASES.....	A.1
A2. EVOLUÇÃO DA DEFORMADA DO CIMBRE AO LONGO DAS DIFERENTES FASES	A.15

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Curva de Faury.....	5
Fig.2 – “Bombabilidade” do betão em relação ao conteúdo de cimento e de vazios	6
Fig.3 – Evoluções da extensão de fluência com e sem rotura	8
Fig.4 – Esquema do processo de fabricação do cimento Portland.....	10
Fig.5 – Estrutura mineralógica do cimento: a) alite e b) belite.....	11
Fig.6 – Evolução da taxa de libertação de calor no tempo e separação da hidratação em fases	11
Fig.7 – Evolução do valor de E , f_{ct} e f_c em função do grau de hidratação	14
Fig.8 – Esquema do historial de temperaturas e do índice de maturidade calculado pela equação 7 ..	15
Fig.9 – Curva de endurecimento do betão com $t_k = 5,0$ e $C1 = -8,0$	19
Fig.10 – Desenvolvimento da retracção autogénea e de secagem para betões normais (NSC) e de alto desempenho (HPC).....	19
Fig.11 – Influência da hidratação sobre a fluência.....	20
Fig.12 – Fluência de secagem (A), retracção (B) e fluência básica (C)	20
Fig.13 – Evolução da tensão de rotura à compressão do betão do tabuleiro da ponte do Rio Sousa..	22
Fig.14 – Evolução do módulo de elasticidade do betão do tabuleiro da ponte do Rio Sousa.....	23
Fig.15 – Cimbra autolanzável na execução de um viaduto em Arco de Baúlhe	26
Fig.16 – Cimbra autolanzável com cobertura	26
Fig.17 – Principais constituintes de um cimbra autolanzável	27
Fig.18 – Alçados e secções transversais de um CA superior (a) e inferior (b).....	28
Fig.19 – Montagem do apoio dianteiro de um CA superior	28
Fig.20 – CA superior com as cofragens em posição de avanço.....	29
Fig.21 – Abertura das cofragens num CA inferior e um “bogie”	30
Fig.22 – Viga de lançamento com sistema de articulações permitindo curvaturas com raio mínimo de 75m.....	30
Fig.23 – Estrutura principal de um CA inferior composta por 2 (a) e 4 (b) vigas treliçadas	30
Fig.24 – Colocação da estrutura principal de um cimbra em obra ao qual são posteriormente conectados os “narizes”	31
Fig.25 – Modelos estruturais de um CA superior (a) e inferior (b) e a situação de carga no final da betonagem.....	32
Fig.26 – Evolução da betonagem ao longo do tempo $[b(t)]$ segundo o processo de execução do Tipo A	32
Fig.27 – Evolução da betonagem ao longo do tempo $[b(t)]$ segundo o processo de execução do Tipo B	33

Fig.28 – Evolução da deformada do cimbra ao longo da betonagem segundo o processo de execução do Tipo A	33
Fig.29 – Evolução da deformada do cimbra ao longo da betonagem, segundo o processo de execução do Tipo B	34
Fig.30 – Avanço de um CA inferior.....	35
Fig.31 – Avanço de um CA superior.....	35
Fig.32 – Sistema de controlo passivo.....	38
Fig.33 – Comparação de comportamento da estrutura com e sem o sistema de Isolamento de Base 38	
Fig.34 – Exemplos de aplicação de dissipadores visco-hidráulicos em estruturas	39
Fig.35 – Dissipador visco-elástico (a) e comportamento estrutural durante carregamento flutuante (b)39	
Fig.36 – Princípio de funcionamento de um TMD (a) e exemplo de um TMD com 730 ton (b) aplicado no edifício Taipei 101 com 509,2 m (c)	40
Fig.37 – Exemplo de um SMA (a) e o seu comportamento estrutural numa situação de carga/descarga (b).....	40
Fig.38 – Sistema de controlo activo	41
Fig.39 – Aplicação de sistemas AVS num edifício em Chofu (Japão) (a) e numa ponte da I-35 em Oklahoma (EUA) (b)	41
Fig.40 – Exemplo de aplicação de cabos activos de foram a aumentar a rigidez de um pórtico	42
Fig.41 – Sistema de controlo activo com deflectores aerodinâmicos de geometria variável.....	42
Fig.42 – Modelo de um ATMD.....	42
Fig.43 – Sistema de controlo semi-activo.....	43
Fig.44 – Modelo de um HMD.....	43
Fig.45 – Circuito de controlo de um sistema de controlo activo (a) e de um sistema efector (b)	44
Fig.46 – Dimensionamento de uma estrutura dotada de um sistema de controlo activo (de vibrações (a) e de geometria (b)	45
Fig.47 – Dimensionamento de uma estrutura orgânica (com sistema efector).....	45
Fig.48 – Bio-estruturas e comparação com elementos utilizados na Engenharia Estrutural.....	46
Fig.49 – Esquema de uma viga simplesmente apoiada dotada de um sistema de pré-esforço orgânico interior	47
Fig.50 – Circuito de controlo do sistema OPS	47
Fig.51 – Instabilidade no sistema OPS	49
Fig.52 – Hiperactividade de três sistemas OPS.....	49
Fig.53 – Alçado do cimbra durante a fase de betonagem.....	50
Fig.54 – Corte transversal do cimbra e vista frente do cimbra.....	50
Fig.55 – Colar de atrito e <i>bogie</i>	51

Fig.56 – Macaco hidráulico e viga de elevação	51
Fig.57 – Esquema do sistema OPS integrado numa viga do cimbra do Rio Sousa.....	52
Fig.58 – Configuração tri-linear dos cabos de pré-esforço	52
Fig.59 – Sistema de recolha das escoras de desvio.....	53
Fig.60 – Selas de desvio e sistema de abertura	53
Fig.61 – Ancoragem orgânica (a) e ancoragem passiva (b)	54
Fig.62 – Medição da pressão hidrostática	54
Fig.63 – Estrutura real (a) e o correspondente modelo numérico (b) de uma viga do CA do Rio Sousa	57
Fig.64 – Planta (a), alçado (b) e corte transversal (c) de parte da estrutura principal de uma viga do CA de Rio Sousa.....	58
Fig.65 – Vista lateral do modelo numérico.....	60
Fig.66 – Representação esquemática da localização das selas de desvio no modelo numérico.....	61
Fig.67 – Acções consideradas no dimensionamento do CA convencional	62
Fig.68 – Diagrama de momentos flectores no dimensionamento do CA convencional	62
Fig.69 – Pano vertical da treliça para determinação da flecha final	63
Fig.70 – Corte transversal e vista lateral da estrutura do CA convencional	63
Fig.71 – Deformada final e representação das flechas a meio vão e na consola	64
Fig.72 – Evolução do endurecimento do betão ao longo das diferentes fases nos modelos CE.....	66
Fig.73 – Curvas de endurecimento do betão	66
Fig.74 – Evolução da carga relativa ao peso do betão nos modelos SE (a) e CE (b).....	68
Fig.75 – Diagrama de momentos flectores nos diversos modelos do CA convencional	69
Fig.76 – Comparação dos momentos flectores entre os Modelos CE e SE no CA convencional (Eq. 29)	69
Fig.77 – Deformada nos diversos modelos do CA convencional	70
Fig.78 – Comparação das deformadas entre os modelos CE e SE em termos absolutos.....	71
Fig.79 – Comparação das deformadas entre os modelos CE e SE em termos relativos (Eq. 30).....	71
Fig.80 – Diagrama de esforços transversos no tabuleiro em cada modelo CE do CA convencional ...	72
Fig.81 – Diagrama de momentos flectores no tabuleiro em cada modelo CE do CA convencional	72
Fig.82 – Curso acumulado do actuador e número de contracções em cada fase	74
Fig.83 – Tensão normal acumulada no cabo em cada fase	74
Fig.84 – Evolução da flecha na secção de controlo nos diferentes modelos e comparação com o valor limite	74
Fig.85 – Diagrama de momentos flectores nos diversos modelos do CA reforçado com OPS	75

Fig.86 – Comparação dos momentos flectores entre os Modelos CE e SE no CA reforçado com OPS	75
Fig.87 – Tensões axiais nas fibras superior e inferior do cimbra nos diversos modelos do CA reforçado com OPS	76
Fig.88 – Deformada dos diversos modelos do CA reforçado com OPS	76
Fig.89 – Diagrama de esforços transversos no tabuleiro em cada modelo CE do CA reforçado com OPS	77
Fig.90 – Diagrama de momentos flectores no tabuleiro em cada modelo CE do CA reforçado com OPS	77
Fig.91 – Curvatura negativa introduzida na estrutura pelas acções de pré-esforço.....	78
Fig.92 – Diagrama de momentos flectores do tabuleiro no CA convencional em diferentes fases.....	79
Fig.93 – Diagrama de momentos flectores do tabuleiro no CA reforçado com OPS em diferentes fases	79
Fig.94 – Evolução da área provocada pela deformada no CA convencional ao longo das diferentes fases	80
Fig.95 – Evolução da área provocada pela deformada no CA reforçado com OPS ao longo das diferentes fases	80
Fig.96 – Planta da ponte sobre o Rio Sousa com individualização dos diferentes tramos de tabuleiro	81
Fig.97 – Corte transversal de um tabuleiro com identificação das vigas do cimbra	82
Fig.98 – Modelo estrutural simplificado utilizado na determinação distribuição da carga do tabuleiro por cada uma das vigas do cimbra.....	82
Fig.99 – Evolução do valor da flecha na secção de controlo nos modelos numéricos e os valores reais	83
Fig.100 – Evolução do curso do actuador ao longo da betonagem.....	84
Fig.101 – Elementos de ligação entre o cimbra metálico e as cofragens que suportam o tabuleiro....	85
Fig.102 - Evolução do curso do actuador ao longo da betonagem (conectores bi-encastados).....	85

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Compostos principais do cimento Portland.....	10
Tabela 2 – Composição do betão utilizado no tabuleiro da ponte do Rio Sousa	21
Tabela 3 – Esforços no cimbra na fase de betonagem	55
Tabela 4 – Comparação de flechas teóricas e reais para determinação do momento de inércia equivalente	59
Tabela 5 – Propriedades geométricas das escoras e cabo de pré-esforço	59
Tabela 6 – Propriedades dos materiais utilizados no modelo numérico	60
Tabela 7 – Propriedades geométricas dos perfis metálicos utilizados no CA convencional.....	64
Tabela 8 – Evolução do módulo de elasticidade segundo as diferentes curvas de endurecimento	67

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO E OBJECTIVOS DO TRABALHO

Durante os meses de Abril a Setembro do ano de 2005, assistiu-se à primeira aplicação do Sistema de Pré-esforço Orgânico (Organic Prestressing System (OPS)) à escala real, mais precisamente na construção da ponte sobre o Rio Sousa, parte integrante do Sublanço Lousada – IP4/A4 pertencente ao Lanço Guimarães – IP4/A4 da A11/IP9. O tabuleiro da referida ponte foi executado com recurso a um cimbra autolancável (CA) reforçado com a tecnologia OPS, garantindo um cimbra mais leve e simultaneamente flechas e esforços inferiores às de uma solução convencional equivalente. Resumidamente o sistema OPS consiste na aplicação de um sistema de pré-esforço que se adapta automaticamente às cargas aplicadas à estrutura, minimizando as deformações e os esforços. Tal é garantido através da medição de deformações ou esforços por sensores que enviam essa informação a um autómato, onde a mesma é processada de acordo com um algoritmo preestabelecido e que “instrui” o actuador se deve ou não variar a força de pré-esforço, diminuindo assim a deformação e/ou os esforços.

Durante a betonagem do tabuleiro da ponte do Rio Sousa, a monitorização garantida pelo sistema OPS, permitiu verificar que o cimbra apresentou um comportamento não coincidente do previsto numericamente na fase de projecto, nomeadamente na relação entre o pré-esforço, a flecha e as cargas exteriores aplicadas na estrutura, tendo-se observado um aumento do curso do actuador inicial de 8% e uma diminuição na sua variação ao longo da betonagem em cerca de 19%. Embora este comportamento discrepante do esperado não afecte o bom funcionamento do sistema durante a operação, já que este é comandado por condições reais e não por características teóricas estabelecidas previamente, procurou-se determinar quais os eventuais factores responsáveis por tal discrepância e qual a respectiva importância relativa. Um dos factores que possivelmente terá conduzido à referida alteração de comportamento foi ter-se desprezado, no modelo teórico, o endurecimento do betão, e consequentemente, a sua capacidade de suporte de esforços nas primeiras horas (durante a betonagem). Na realidade, a partir de certo ponto da betonagem o betão endurece, funcionando como um corpo sólido, que, eventualmente, faz evoluir o sistema estrutural, alterando a forma como os esforços são distribuídos pela estrutura, bem como as deformações.

O presente trabalho surge da necessidade de se estudar o endurecimento do betão e a eventual alteração provocada por este fenómeno no comportamento estrutural do conjunto cimbra/tabuleiro durante a betonagem. Este estudo possibilita a comparação de uma modelação analítica do fenómeno com a realidade observada durante a execução da ponte do Rio Sousa, bem como a determinação dos eventuais efeitos de se ter em conta este fenómeno no dimensionamento de CA's, quer convencionais quer reforçados com OPS. Para tal, esta dissertação tem como objectivo a caracterização da evolução

do módulo de elasticidade nas primeiras horas, para seguidamente aplicar essa caracterização em modelos numéricos de um CA convencional e de outro reforçado com OPS, dimensionados segundo os mesmos critérios e com as cargas consideradas no dimensionamento da ponte do Rio Sousa. Posteriormente, comparam-se os resultados obtidos em cada um dos CA's, e os resultados obtidos no CA reforçado com OPS são equiparados com os dados medidos durante a obra do Rio Sousa.

1.2. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO

O texto está organizado em cinco capítulos, divididos segundo o teor do conteúdo, e organizados de forma coerente com a abordagem do fenómeno em estudo.

No primeiro e presente capítulo é apresentado o tema estudado nesta dissertação, bem como o seu enquadramento, objectivos e a organização do conteúdo em capítulos.

No segundo capítulo é abordado o comportamento do betão fresco. É descrita a composição e fabrico do cimento e do betão, bem como as reacções de hidratação e o processo de endurecimento destes. São apresentados e comparados diferentes modelos de evolução do módulo de elasticidade, ou de Young: segundo o grau de hidratação e grau de maturidade. É também caracterizado o betão utilizado na obra da ponte do Rio Sousa, nomeadamente o seu endurecimento durante a betonagem, sendo criada uma faixa de valores, na qual é retratada a evolução do módulo de elasticidade desse betão – as curvas de endurecimento.

No terceiro capítulo é inicialmente apresentado um "estado da arte" relativo a cimbres autolanzáveis e a sistemas de controlo em estruturas, seguido da descrição em pormenor do sistema OPS e da sua aplicação no cimbra do Rio Sousa. Também neste capítulo são simplifadamente dimensionados dois CA's, um convencional e um reforçado com tecnologia OPS, segundo os mesmos critérios e casos de carga. Finalmente são elaborados os modelos de elementos finitos de ambos os CA's que consistem em elementos barra com uma inércia equivalente à de todo o CA.

O quarto capítulo inicia-se com a explicação do modelo estrutural e a metodologia de cálculo utilizada para simular a interacção cimbra/tabuleiro em ambos os CA. Seguidamente é descrito o processo de betonagem utilizado nos modelos teóricos, bem como o ritmo de betonagem, e é feita uma correspondência deste processo com as curvas de endurecimento, definidas no segundo capítulo, que caracteriza a evolução do módulo de elasticidade ao longo do tabuleiro e da betonagem. Este capítulo é concluído com a apresentação dos resultados, comparando os modelos em que se tem ou não em conta a interacção cimbra/tabuleiro em ambos os CA's (convencional e reforçado com OPS). Posteriormente é realizada uma comparação entre os valores obtidos nos modelos numéricos e os valores reais medidos durante a construção da ponte do Rio Sousa.

Finalmente, no quinto capítulo, é sumariado o trabalho realizado e são retiradas as principais conclusões. São também propostos trabalhos a realizar num futuro próximo, neste tema ainda pouco explorado tanto na engenharia dos materiais como na área de estruturas.

2

COMPORTAMENTO MECÂNICO DO BETÃO NAS PRIMEIRAS IDADES

2.1. GENERALIDADES

2.1.1. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO: BETÃO

O betão é um material de construção civil obtido a partir da mistura de agregado com um ligante hidráulico, água e, eventualmente, adjuvantes responsáveis por atribuir características específicas ao betão. A reacção do ligante com a água cria uma matriz rígida que engloba o agregado conferindo ao material a resistência exigida na construção civil.

Crê-se que a utilização deste material remonte aos primórdios da raça humana mas o betão mais antigo a sobreviver até aos dias de hoje data do sexto milénio a.C. encontrado junto as margens do Danúbio. O emprego deste material manteve-se durante todas as épocas da história e tornou-se mais amplo com a invenção do cimento Portland pelo engenheiro francês Louis Vicat no início do século XIX. Este ligante conferia uma grande hidraulicidade e simultaneamente um célere endurecimento ao betão, tendo-se tornado no ligante hidráulico mais utilizado na construção civil. O cimento Portland é obtido através da cozedura a altas temperaturas de uma mistura de calcário e argila e possui características e propriedades que serão descritas mais à frente nesta dissertação.

Em meados do século XIX foi inventado o betão armado vindo a impulsionar definitivamente a utilização de betão na construção civil, mais especificamente na execução de elementos estruturais. A impregnação de armaduras, varões metálicos, veio colmatar a principal lacuna funcional do betão que é a sua fraca resistência a esforços de tracção (cerca de um décimo da resistência à compressão).

Nas décadas seguintes surgiram diversos estudos acerca da relação entre a resistência e a compacidade do material e, consequentemente acerca da granulometria dos inertes e a forma como esta está ligada à compacidade e trabalhabilidade do betão. Ao mesmo tempo que se melhoravam os métodos de cálculo da composição, ou traço, o engenheiro Eugène Freyssinet aplica pela primeira vez vibração externa às cofragens, obtendo resultados muito positivos no que diz respeito à compacidade do betão, passando a ser aplicada correntemente, a vibração na compactação do betão com a invenção dos vibradores internos que eram aplicados directamente no betão.

Em 1926, durante a construção da ponte de Plougastel, Freyssinet estudou os fenómenos de retracção e fluência do betão que conduziu ao início da aplicação de betão pré-esforçado na construção de pontes e outros elementos estruturais, depois de Doehning ter patenteado a ideia quarenta anos antes (1888). O pré-esforço veio melhorar ainda mais a eficiência funcional do betão na medida em que introduz esforços de compressão no material minimizando ou até anulando os esforços de tracção

gerados pelas cargas exteriores à estrutura [1]. O betão pré-esforçado é actualmente usado em inúmeras situações sendo, hoje em dia, utilizado na construção da generalidade das pontes de betão devido aos elevados esforços de flexão a que estas estão sujeitas que seriam inportáveis (mecanicamente ou economicamente) caso esta tecnologia não existisse.

O betão, seja ele “simples”, armado ou pré-esforçado, é um material de construção amplamente utilizado em todos os sectores da construção civil. O facto de ser um material moldável e altamente trabalhável aquando da aplicação em obra, e capaz de endurecer posteriormente, e em pouco tempo, até atingir resistências e rigidezes suficientes para suportar as mais variadas situações de carga, faz deste o material estrutural por excelência, permitindo executar as mais variadas formas com garantias de segurança e de forma económica.

2.1.1.1. Composição, transporte e colocação do betão em obra

A generalidade dos materiais, como o aço, são fabricados em instalações próprias e seguindo procedimentos e regras predefinidas que garantem que o produto possui as propriedades desejadas e cuidadosamente verificadas através do controlo de qualidade presente nessas linhas de produção. Assim, o projectista apenas tem de seleccionar de um catálogo standard o produto que cumpra os requisitos definidos através do cálculo estrutural e sabe que o produto escolhido corresponderá exactamente ao definido em catálogo, não estando dependente (até certo ponto) da mão-de-obra responsável pela sua aplicação em obra. Embora esta situação não se aplique ao betão utilizado nas obras mais correntes e de menor dimensão, em que a qualidade deste é altamente dependente das condições encontradas em obra e da qualidade da mão-de-obra; nas obras especiais e de grande dimensão como é o caso das pontes o processo de fabrico do betão é fortemente controlado sendo garantido por certificação que as características mecânicas deste correspondem às desejadas.

O fabrico do betão começa por cumprir uma determinada composição definida durante a fase de projecto e que, em condições normais, garante uma determinada trabalhabilidade, compacidade e resistência ao betão. Para além das proporções de cada componente também a granulometria dos inertes assume um papel preponderante no que respeita à obtenção de uma boa trabalhabilidade e compacidade da mistura. Contudo, os métodos de cálculo de composição do betão e argamassas apenas surgiram nos finais do século XIX, sendo estas, anteriormente, determinadas empiricamente. Procederam-se a aperfeiçoamentos destes métodos de cálculo ao longo do tempo, tendo em conta propriedades como a trabalhabilidade e o efeito parede do agregado e, actualmente, existem três tipos de métodos para calcular a composição dos betões: métodos experimentais, com recurso a tabelas e ábacos, e com recurso a curvas de referência. Um dos métodos mais utilizados é o método de Faury que se baseia na aproximação da curva granulométrica do betão à curva de referência determinada por este em meados do século XX (Fig.1).

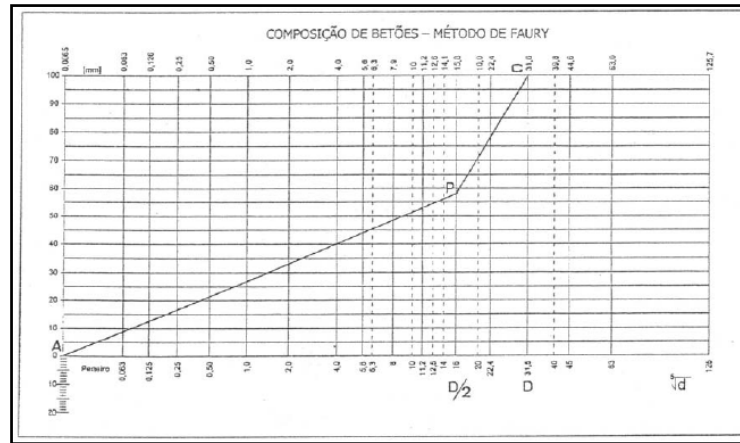


Fig.1 – Curva de Faury.

A curva de Faury representa uma granulometria total (cimento mais agregado) de referência e é constituída por dois segmentos de recta que se intersectam na ordenada do ponto de abcissa $D/2$, sendo D a máxima dimensão do inerte, num referencial em que as ordenadas representam a percentagem de material que passa nos peneiros com uma escala linear, e as abcissas representam as aberturas dos peneiros com início em 6,5 micrómetros (menor dimensão dos grãos de cimento) e escala proporcional a $\sqrt[5]{D}$. O valor da abcissa de $D/2$ ($p_{[D/2]}$) é obtido pela equação 1,

$$p_{D/2} = A + 17\sqrt[5]{D} + \frac{B}{R^{-0,75}} \quad (1)$$

em que A e B são parâmetros dependentes da trabalhabilidade, potência de compactação e R é o raio do molde ou da zona da peça a betonar [1].

O transporte do betão, desde a sua fabricação até à sua colocação nos moldes, pode ser dividido em duas fases, correspondendo a primeira ao transporte entre o local de fabricação e a frente de obra (esta fase é omissa em obras pequenas em que o betão é produzido na própria obra) e a segunda já se processa a partir do momento em que este chega à frente de obra até ao momento em que o elemento desejado é betonado. Estas duas fases diferenciam-se principalmente pela forma como o transporte é executado, sendo que na primeira recorre-se, na generalidade das obras, a camiões-betoneira que são capazes de fazer a amassadura do betão durante o transporte, minimizando o tempo entre a fabricação e aplicação do betão em obra. A amassadura é o processo após a mistura dos compostos do betão e que garante, através de rotação, a textura mais homogénea possível envolvendo todas as superfícies do inerte com a pasta de cimento (nas pequenas obras esta amassadura é garantida por betoneiras ou manualmente). Na segunda fase, por outro lado, o transporte pode ser realizado de diversas formas, desde carrinho de mão até à bombagem do betão, passando pelo balde associado a guias e sistemas de tapetes rolantes. A escolha do transporte depende de diversos factores, sendo o ritmo e volume de betonagem os de maior influência. Para as obras de maior dimensão, como é o caso das pontes, o processo normalmente utilizado para efectuar o referido transporte é através da bombagem do betão. Este processo surgiu no início do século XX e tem como principal vantagem a velocidade de transporte embora seja um pouco mais caro que os restantes métodos e obrigue a que o betão cumpra certos requisitos para ser bombável. Estes requisitos vão desde a forma, textura e granulometria dos

inertes até à relação água/cimento e trabalhabilidade. Durante a bombagem de betão os problemas mais comuns estão relacionados com a fricção e com a segregação do betão em que cada um destes fenómenos provoca o bloqueio ao fluxo na tubagem. Os problemas consequentes da fricção surgem quando o teor de inertes finos é muito elevado, aumentando assim a superfície específica da parte sólida da mistura e gerando um atrito entre esta e a tubagem ao ponto de a bomba ser incapaz de gerar um impulso suficiente para mover a mistura, bloqueando assim o fluxo de betão. No extremo oposto, quando o teor de finos é muito reduzido, a pressão gerada pela bomba pode ultrapassar a pressão de segregação do betão separando a água do resto dos componentes da mistura, criando assim um bloqueio pelo facto de esta ser o único componente da mistura que é bombável no seu estado normal e é, por isso, responsável por transmitir a pressão gerada pela bomba à componente sólida do betão [2].

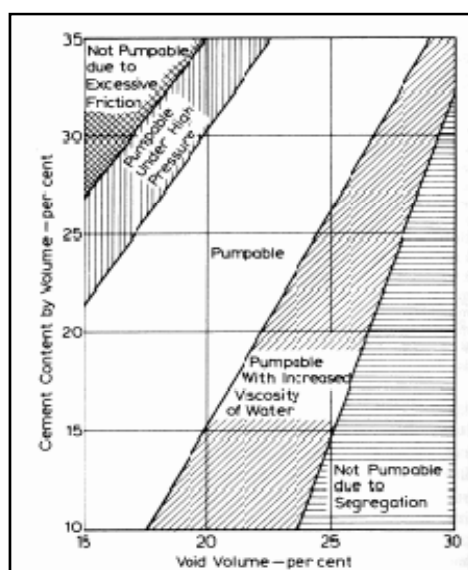


Fig.2 – “Bombabilidade” do betão em relação ao conteúdo e cimento e de vazios [2].

A colocação e compactação do betão em obra são as operações em que a mão-de-obra mais pode influenciar a qualidade final do betão. Mesmo que o betão tenha sido fabricado de acordo com todas as normas e apresente as propriedades especificadas após a sua fabricação, uma má colocação e/ou compactação pode comprometer o comportamento desse betão depois de endurecido. Durante a preparação dos moldes e montagem das armaduras é necessário garantir que as superfícies não alteram as propriedades do betão e que as armaduras são colocadas de forma a garantirem os valores de recobrimento especificados em projecto. O lançamento do betão deve ser realizado de forma a evitar fenómenos de segregação, não sendo recomendado o lançamento com alturas de queda superiores a 2m [3]. A deposição do betão é executada em camadas, devendo cada camada ser completamente compactada antes da betonagem da camada seguinte. A compactação do betão pode ser realizada de duas maneiras: apiloamento (manual ou mecânico) ou vibração (mecânica). Existe ainda um betão de baixa consistência designado por autocompactável, que não necessita de uma acção de compactação externa após a betonagem, ocorrendo segregação deste, consequência de qualquer tentativa de compactação. O objectivo da compactação do betão fresco é minimizar o volume de vazios, de forma a obtermos a mistura com a maior compacidade possível e consequentemente aumentar a resistência.

2.1.1.2. Propriedades mecânicas do betão

O betão é um material que sofre uma transição de estado passando de um fluido a um sólido. Sendo assim é natural que as propriedades que apresenta também variem ao longo do tempo. Dos componentes que constituem o betão, é o cimento o responsável por esta variação de propriedades, sendo por essa razão caracterizado em pormenor mais à frente nesta dissertação.

O estudo das propriedades deste material é normalmente categorizado em dois grupos, sendo o primeiro o das propriedades do betão fresco e o remanescente das propriedades do betão endurecido.

O estudo do betão fresco prende-se normalmente com a determinação da consistência que corresponde à componente física mais importante associada à trabalhabilidade do betão. Segundo o ACI (American Concrete Institute) a consistência representa “a relativa mobilidade ou facilidade de o concreto ou argamassa escoar” e de acordo com a norma americana ASTM (E24-58T) define esta propriedade como “a resistência de um material não newtoniano à deformação” [3]. O betão fresco pode ser visto como um corpo constituído por uma pasta de textura muito fina, constituída pelas partículas de cimento e pelo agregado mais fino, dentro da qual interagem partículas de diferentes dimensões gerando forças de atrito. Essa pasta atribui ao betão um comportamento de Bingham, ou seja, o betão fresco apresenta uma determinada coesão que é anulada quando se aplicam esforços de corte. É por esta razão que se compacta o betão com recurso à vibração, pois introduz esforços de corte na mistura que reduz a sua coesão, rearranjando-se o agregado e minimizando assim, o volume de vazios. A consistência pode ser determinada com recurso a diversos ensaios experimentais:

- Ensaio de Abaixamento (NP EN 12350-2);
- Ensaio Vêbê (NP EN 12350-3);
- Grau de Compactabilidade (NP EN 12350-4);
- Ensaio da Mesa de Espalhamento (NP EN 12350-5).

Como resultado destes ensaios a consistência do betão é classificada segundo diferentes classes consoante o ensaio realizado (classe de abaixamento – S; classe vêbê – V; classe de compactação – C; classe de espalhamento – F), e, segundo a norma NP EN 206-1, a determinação da consistência do betão deve ser realizada no momento em que este é utilizado ou, caso seja betão pronto, no momento da entrega.

De todas as propriedades mecânicas do betão endurecido apenas vão ser descritas e caracterizadas aquelas que incutam efeitos sobre o comportamento estrutural em estudo no âmbito desta dissertação. As propriedades do betão mais determinantes para o cálculo estrutural são, segundo o Eurocódigo 2 (EC2), a resistência, o módulo de elasticidade, a fluência e a retracção [4].

A resistência é uma propriedade com pouca importância no comportamento da estrutura ao longo da sua vida, mas com tremenda relevância na fase de projecto, nomeadamente no dimensionamento dos elementos estruturais impondo limites à sua utilização. A resistência de um material é definida pelas acções que conduzem esse material à ruína, sendo necessário definir a noção de ruína ou rotura. Em engenharia a rotura pode ser definida por três pontos:

- separação de um sólido em múltiplas fracções distintas;
- carga máxima suportada por uma peça solicitada de maneira geometricamente fixa;
- deformação ou fissuração de tal modo excessivo que o material não é já utilizável. [1]

Nas situações correntes o betão tem como função principal suportar compressões, sendo a resistência correspondente de maior importância para o cálculo estrutural. É remetido para a resistência à tracção, o papel de evitar a fissuração, que apresenta sérios riscos à durabilidade das peças de betão armado, ao expor as armaduras às condições climáticas, que conduzem à corrosão do aço, comprometendo as

suas propriedades mecânicas. A determinação das resistências é normalmente realizada com recurso a ensaios laboratoriais destrutivos e, devido à sua simplicidade, é frequente a avaliação das restantes propriedades mecânicas, por relação directa com a tensão de rotura do material.

No âmbito da presente dissertação o módulo de elasticidade é a propriedade mecânica do betão que assume maior preponderância, especialmente a sua evolução ao longo do tempo, que caracteriza o endurecimento do betão e determina o seu comportamento estrutural. O módulo de elasticidade (E) é definido pela relação

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (2)$$

em que σ é a tensão aplicada no betão e ϵ a extensão (deformação da peça por unidade de comprimento). O módulo de elasticidade do betão depende muito da natureza dos seus componentes, devendo proceder-se a correcções desse valor segundo o tipo de agregado utilizado, como é exposto nas normas [4]. Devido à sua importância no tema em estudo neste trabalho, esta propriedade será pormenorizadamente tratada em capítulo próprio.

A fluência e a retracção são propriedades que introduzem deformações na estrutura, devido a diferentes factores. A deformação por fluência surge quando um betão é submetido a uma tensão constante ao longo do tempo e se verifica que a deformada instantânea vai aumentando no tempo sem variação no valor da tensão. Podemos dividir a fluência em duas categorias: fluência sem e com rotura. O primeiro caso ocorre para tensões mais baixas em que a extensão de fluência cresce até um patamar que permanece constante durante todo o período de aplicação da carga. Quando se aplica uma tensão prolongada de maior intensidade a fluência pode conduzir à rotura atravessando três estágios. Num primeiro estágio a fluência detém a designação de primária, em que a extensão cresce proporcionalmente à verificada na primeira categoria até um segundo estágio relativamente longo (algumas horas) designado por fluência secundária onde o valor da extensão estabiliza até entrar no estágio final, fluência terciária, onde a extensão cresce rapidamente até à rotura. Segundo o EC2 a fluência pode ser linear ou não linear, conforme a tensão de compressão no betão é inferior ou superior a 45% da sua resistência característica. A fluência não linear é obtida multiplicando pela primeira, um coeficiente que varia exponencialmente com a relação entre a tensão aplicada e a resistência do betão.

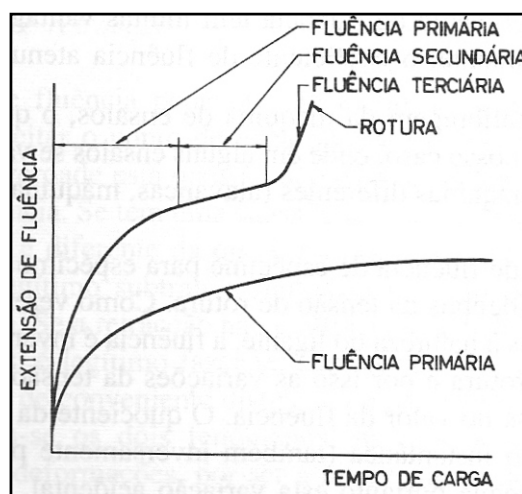


Fig.3 – Evoluções da extensão de fluência com e sem rotura [1].

A retracção do betão é a variação de volume deste desde que é compactado até alcançar o equilíbrio com as condições ambientais. O EC2 distingue duas fases de retracção: retracção por secagem e retracção autogénea. A retracção por secagem é devida à evaporação da água livre presente no betão e processa-se de forma morosa, dependendo da classe do betão e da humidade presente na envolvente. A retracção autogénea é consequência do consumo da água livre pelo processo de hidratação do cimento e ocorre durante o endurecimento deste (primeiros dias). Para além das fases expostas nesta norma, a bibliografia da especialidade também referencia a retracção do betão por carbonatação que surge quando o CO_2 presente na atmosfera reage com os produtos hidratados do cimento, especialmente o hidróxido de cálcio, formando produtos de menor volume. As deformadas impostas como a retracção e as acções térmicas, quando impedidas, conduzem a esforços muito elevados no betão sendo recomendável introduzir “folgas” nas estruturas para descrever tais deformadas o mais livremente possível.

2.1.2. CARACTERIZAÇÃO DO CIMENTO PORTLAND

No contexto da presente dissertação é imperativo o estudo da evolução do módulo de elasticidade no tempo para caracterizar o comportamento estrutural do betão durante a betonagem do tabuleiro. Por ser o ligante o componente do betão responsável pela evolução das suas propriedades mecânicas durante o endurecimento será, neste subcapítulo, descrito ao pormenor o cimento Portland, nomeadamente a sua composição química e o processo de hidratação, responsável pelo endurecimento do betão.

Existem três categorias de ligantes: ligantes hidráulicos, ligantes aéreos e ligantes de natureza orgânica. O cimento Portland insere-se na primeira categoria, caracterizada pela capacidade do ligante endurecer tanto ao ar como na água ao contrário dos ligantes aéreos que não endurecem submersos em água.

O cimento Portland é composto maioritariamente por calcário (70-80%) sendo, por essa razão, comum a localização das centrais produtoras deste ligante situadas próximo de fontes desta matéria-prima. A fabricação inicia-se com a britagem de blocos calcários, sendo ao produto britado adicionada argila e posteriormente armazenado. Seguidamente procede-se à moagem e homogeneização desta mistura, designada por cru, que pode ser realizada em meio molhado (via húmida) ou seco (via seca). Depois de moído e homogeneizado, o cru segue para o forno rotativo onde é cozido a temperaturas de 1450°C e passa a designar-se por clínquer. À saída do forno procede-se ao rápido arrefecimento do clínquer com o objectivo de manter intacta a estrutura química dos seus componentes e, tal como o cru, o clínquer é finamente moído e é adicionado gesso e, eventualmente, outros aditivos, obtendo-se assim o produto final designado por cimento.

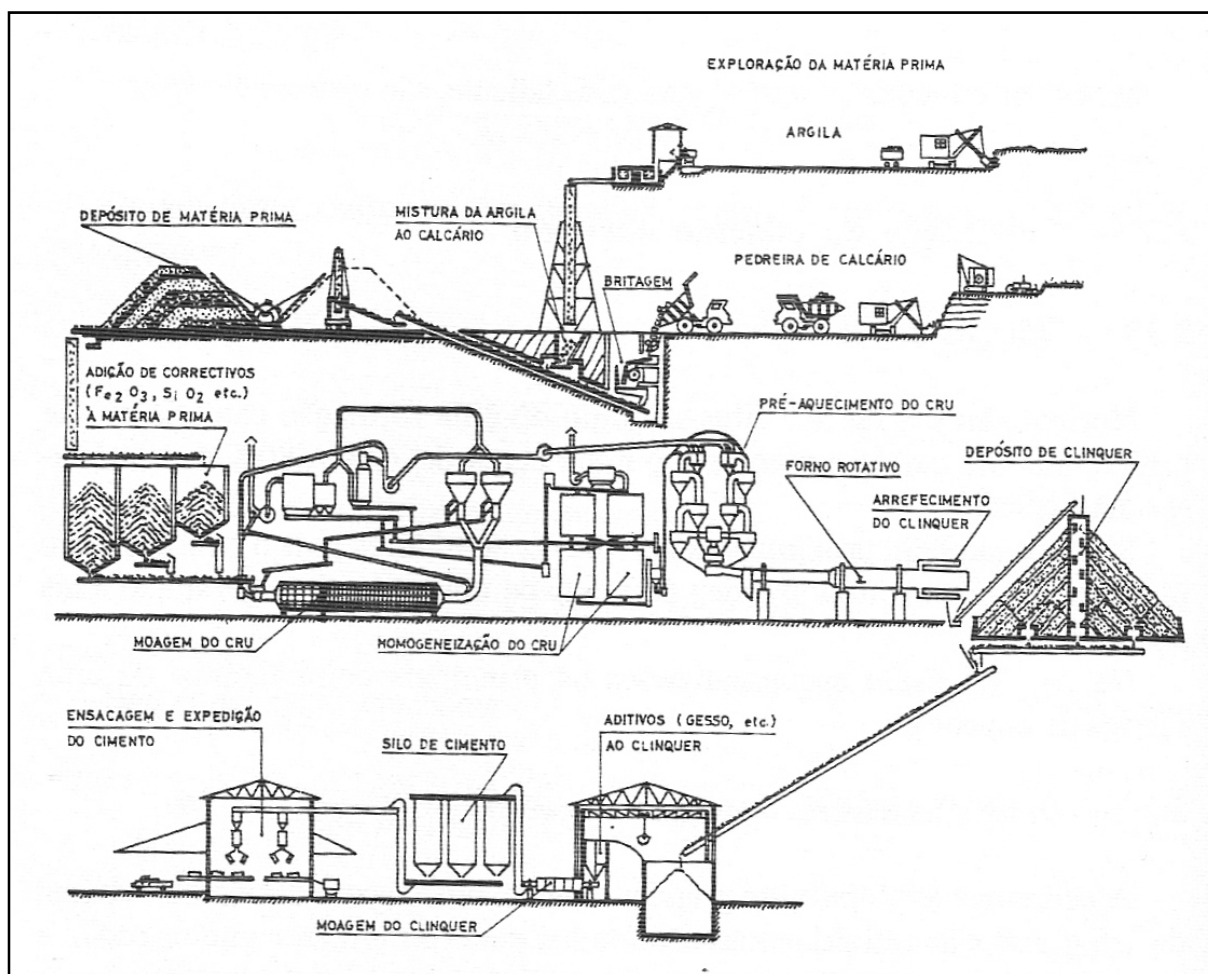


Fig.4 – Esquema do processo de fabricação do cimento Portland [1].

2.1.2.1. Composição química

O cimento Portland é composto por quatro compostos principais que são listados na tabela 1 acompanhados das suas designações abreviadas e intervalos de proporções.

Tabela 1 – Compostos principais do cimento Portland [1][2].

Nome	Fórmula química	Designação abreviada	Proporção
Silicato tricálcico	$3CaO.SiO_2$	C_3S	20 – 65%
Silicato bicálcico	$2CaO.SiO_2$	C_2S	10 – 55%
Aluminato tricálcico	$3CaO.Al_2O_3$	C_3A	0 – 15%
Aluminoferrato tetracálcico	$4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$	C_4AF	5 – 15%

A proporção de cada um dos constituintes do cimento é decisiva para a resistência final deste, bem como a sua evolução, pelo facto de cada componente intervir de forma diferente na determinação da resistência. O C_3S é o principal responsável pelo valor da resistência do cimento, especialmente durante o primeiro mês. Para idades mais avançadas o C_2S assume maior responsabilidade pela

evolução da resistência. Finalmente, ambos os aluminatos apresentam uma contribuição nula para o valor desta.

Estes componentes provêm das reacções dos carbonatos de cálcio e dos silicatos de alumínio e ferro presentes na matéria-prima do cimento (calcário e argila) que, sendo provenientes de rochas sedimentares, são compostas por muitos outros elementos que, em conjunto com o carvão ou fuel-oil usado no forno rotativo, conduzem ao aparecimento de componentes secundários no cimento. Por esta razão é comum categorizar-se os componentes do cimento pela sua estrutura mineralógica *alite*, *betile*, *celite* e *felite*.

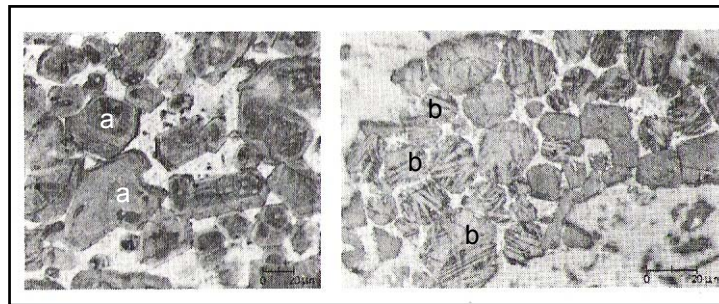


Fig.5 – Estrutura mineralógica do cimento: a) alite e b) belite [1]

2.1.2.2. Hidratação do cimento

O processo de hidratação do cimento é, como já foi dito, responsável pelo endurecimento do betão, revelando consequentemente uma importância primordial na evolução do módulo de elasticidade do betão, determinante no âmbito do presente trabalho.

A hidratação do cimento divide-se normalmente em três fases de acordo com a evolução da taxa de libertação de calor durante as reacções exotérmicas que se sucedem ao longo deste processo. Estas três fases são normalmente designadas por: período inicial, período intermédio e período tardio (Fig.6) [5].

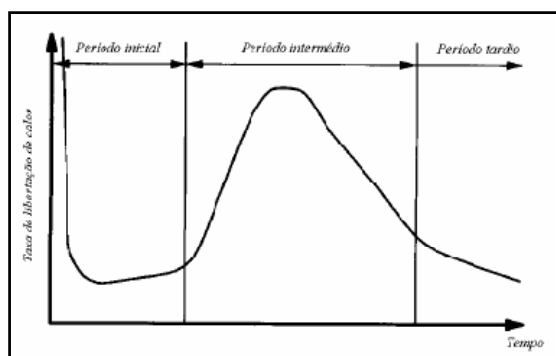


Fig.6 – Evolução da taxa de libertação de calor no tempo e separação da hidratação em fases [5].

O período inicial começa no momento em que a água entra em contacto com o cimento, o C_4A e o gesso reagem com a água formando etringite, evitando o endurecimento muito rápido do C_4A , ao mesmo tempo que os silicatos são hidratados. Estas reacções são altamente exotérmicas e ocorrem num curto espaço de tempo designado por pré-indução. Após a pré-indução surge um período denominado indução ou fase dormiente, onde se verifica um abrandamento nas reacções, diminuindo a libertação de calor durante algumas horas. Este abrandamento nas reacções deve-se à formação de uma

camada protectora a envolver os compostos anidros. É durante esta fase dormente que o betão é trabalhável, sendo a sua duração condicionada por eventuais adjuvantes que se introduzam na mistura com esse intuito. Em certos casos pode-se individualizar estes dois períodos formando duas fases independentes (fase de pré-indução e fase dormente) [6].

Após a fase dormente inicia-se o período intermédio, ou de aceleração que conduz ao início do endurecimento da pasta. Durante esta fase observa-se a cristalização dos produtos da hidratação do C_3S , nomeadamente o hidróxido de cálcio (CH) e a tobermorite (CSH), e a etringite transforma-se em monosulfoaluminato hidratado. Estes compostos apresentam uma forma alongada atribuindo um carácter fibroso à pasta e possuem uma menor densidade e maior volume do que os correspondentes na fase anidra, alojando-se no espaço previamente ocupado pela água, diminuindo a porosidade da pasta e, consequentemente, a velocidade das reacções, atingindo-se assim a fase final do período intermédio denominada de pós-aceleração.

O período tardio é caracterizado pela hidratação dos compostos anidros ainda presentes no cimento por processos de difusão através dos componentes já hidratados, baixando a taxa de libertação de calor até valores mínimos e formando elementos muito estáveis.

2.2. EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE (E) NAS PRIMEIRAS IDADES DO BETÃO

O módulo de elasticidade, ou de Young, do betão é uma propriedade vital para o conhecimento da forma como as tensões se distribuem através do material. Embora seja corrente proceder-se ao cálculo estrutural e dimensionamento considerando o valor “final” de E (por convenção normativa este valor “final” corresponde geralmente ao valor da referida propriedade à idade de 28 dias), no âmbito do presente trabalho é estudado o comportamento do betão em idades muito anteriores aos referidos 28 dias, sendo portanto indispensável estudar de forma detalhada a evolução desta propriedade no tempo e mais especificamente ao longo das primeiras horas após a fabricação do betão.

É unânime o reconhecimento que a evolução do módulo de Young nestas primeiras idades do betão não é apenas uma função do tempo mas sim uma função das reacções de hidratação que ocorrem no cimento. Assim surgiram diferentes conceitos que tratam a evolução da elasticidade macroscopicamente como a maturidade e o grau de hidratação [7].

2.2.1. NOÇÃO DE GRAU DE HIDRATAÇÃO

O grau de hidratação α é uma grandeza que reflecte a evolução da hidratação do cimento. É obtido pela relação,

$$\alpha(t) = \frac{\text{quantidade de cimento hidratado no instante } t}{\text{quantidade de cimento total}} \quad (3)$$

que, embora varie entre 0 e 1, a hidratação completa do cimento ($\alpha=1$) muitas vezes não é atingida, permanecendo parte dos componentes originais do cimento no seu estado anidro [5].

Embora existam meios de determinar directamente o grau de hidratação do cimento em cada instante (difracção de raios X), estes métodos são muito dispendiosos, razão pela qual normalmente se obtém o valor do grau de hidratação pela medição de determinados factores que influenciam e/ou são influenciados pelo decorrer do processo de hidratação do cimento. Destes factores podem-se destacar a

taxa de libertação de calor que, pela facilidade de medição e baixo custo operacional, é normalmente a grandeza utilizada para determinar o grau de hidratação. Assim,

$$\alpha = \frac{Q(t)}{Q_{total}} \quad (4)$$

com $Q(t)$ representando o calor libertado até ao instante t e Q_{total} a quantidade total de calor libertado até à hidratação completa que, pelas razões já referidas, é por vezes um valor potencial. Existem duas razões que podem conduzir à não hidratação completa do cimento, sendo a primeira e mais óbvia a insuficiência de água para se realizar a hidratação de todos os compostos do cimento, e a segunda relacionada com a incapacidade da água existente de entrar em contacto com alguns componentes anidros, devido à densificação da matriz de cimento hidratado que isola componentes não hidratados da água livre existente. O limite de hidratação máximo de uma mistura pode ser obtido segundo uma função empírica que determina uma aproximação desse valor através da relação água/cimento (a/c) (equação 5) [5].

$$\alpha_{max} = \frac{1,031 \, a/c}{0,194 + a/c} \quad (5)$$

Pela equação 5 conclui-se que a hidratação máxima será maior quanto maior for a relação a/c, sendo este um factor positivo para a resistência final do betão. Contudo o aumento da relação a/c também é acompanhado por um aumento na porosidade do betão sólido, contribuindo negativamente para a resistência final, sendo por isso necessário um equilíbrio entre estas duas relações para determinar o valor de a/c óptimo.

Depois de determinado o grau de hidratação é necessário conhecer a relação entre essa grandeza e a propriedade mecânica do betão. Esta relação segue, para qualquer propriedade do betão, a seguinte lei:

$$X(\alpha) = X_f \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^n \quad (6)$$

em que:

- $X(\alpha)$ = valor da propriedade mecânica do betão;
- X_f = valor final de X (para $\alpha=1$);
- α = grau de hidratação;
- α_0 = grau de hidratação inicial;
- n = expoente para a propriedade X .

O grau de hidratação inicial corresponde ao momento em que o betão começa a desenvolver resistência e rigidez e ocorre normalmente em simultâneo com a presa (passagem do estado líquido com materiais cimentícios ao sólido visco-elástico).

O valor do expoente n assume valores distintos consoante a propriedade mecânica do betão em estudo (0,5 para E , 1 para f_{ct} e 1,5 para f_c) e determina a taxa de crescimento de cada uma das propriedades em função do grau de hidratação, como é representado na figura 7 [5][8].

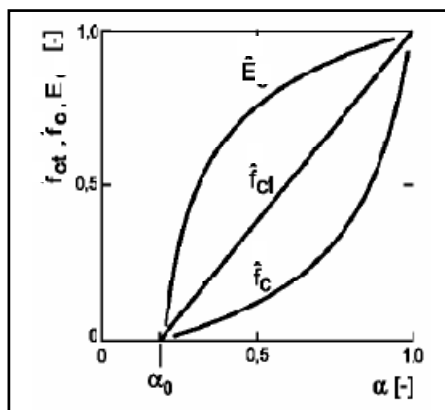


Fig.7 – Evolução do valor de E , f_{ct} e f_c em função do grau de hidratação [8].

Como podemos observar, o módulo de elasticidade é a propriedade que mais depressa evolui no tempo permitindo desde cedo ao betão começar a desenvolver a capacidade de receber tensões e suportar carga, sustentando o interesse de estudar a interação entre o betão fresco e as estruturas responsáveis pelo seu suporte durante as primeiras horas de cura.

2.2.2. NOÇÃO DE MATURIDADE

O método da maturidade caracteriza a evolução das propriedades mecânicas do betão tendo em conta o tempo e temperatura ao longo da cura. Sendo previamente determinada a relação entre a maturidade e a propriedade mecânica desejada (resistência, módulo de elasticidade, etc.), este método baseia-se no historial de temperatura do betão ao longo da cura para determinar um índice de maturidade que permitirá estimar a evolução da propriedade mecânica em estudo. Existem diversos modelos para determinar o índice de maturidade a partir das temperaturas, bem como para relacionar esse índice com as propriedades mecânicas do betão [9][10][11].

Em 1951 Saul introduziu o conceito de maturidade afirmando que:

“...betões com composições semelhantes e o mesmo índice de maturidade – medido em função da temperatura e tempo – tem, aproximadamente, a mesma resistência, qualquer que seja a combinação de temperatura e tempo para atingir esse índice de maturidade”

Os trabalhos de Saul (1951) e Nurse (1949) culminaram na famosa função de maturidade Nurse-Saul:

$$M = \sum_0^t (T - T_0) \Delta t \quad (7)$$

com:

- M = índice de maturidade [$^{\circ}\text{C}$ -hora (ou $^{\circ}\text{C}$ -dia)]
- T = Temperatura média no intervalo Δt ;
- T_0 = Temperatura de referência;
- t = tempo decorrido;
- Δt = intervalo de tempo. [9]

A figura 8 reproduz a equação 7 aplicada a um determinado historial de temperaturas e podemos concluir que na actualidade seria facilmente tratada utilizando integrais graças à facilidade de cálculo disponível.

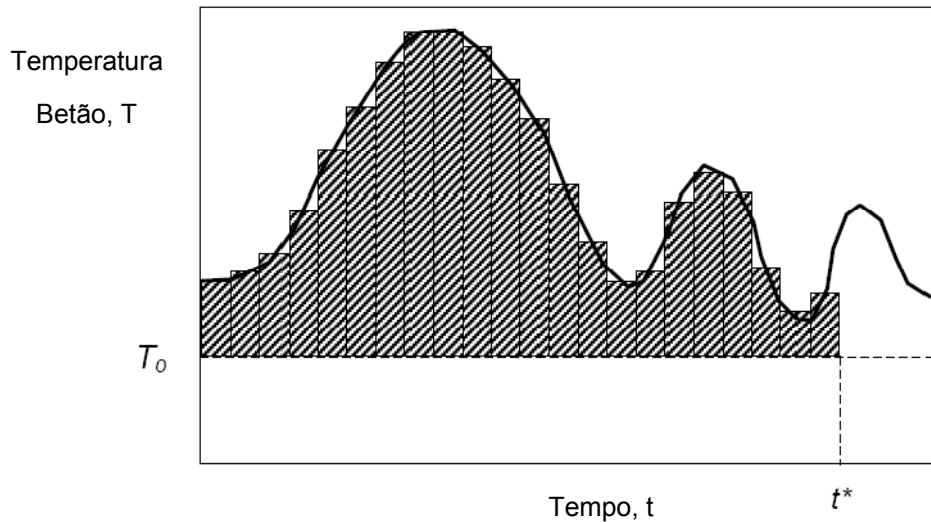


Fig.8 – Esquema do historial de temperaturas e do índice de maturidade calculado pela equação 7 [9].

A temperatura de referência T_0 corresponde à temperatura a que cessa o desenvolvimento da resistência do betão. Este modelo foi o mais utilizado durante as décadas seguintes mesmo tendo sido concluído que a linearidade da relação entre a temperatura e a maturidade apenas era válida para baixas variações do intervalo de temperaturas. Mais tarde, na década de 70 surgiram modelos que tinham em conta esta não linearidade e que se baseavam na equação de Arrhenius surgindo uma nova grandeza caracterizadora da maturidade do betão: *idade equivalente*.

Estes novos modelos tinham não só em conta a temperatura de cura mas também a “*energia de activação*” necessária para promover as reacções responsáveis pelo endurecimento do betão. O conceito de energia de activação surgiu nos finais do século XIX pelo trabalho de Svante Arrhenius para explicar o facto de as reacções não ocorrerem instantaneamente quando os reagentes entram em contacto, mesmo que essas reacções conduzam a um estado energético mais baixo. Arrhenius propôs que os reagentes devem possuir energia suficiente para ultrapassar a barreira entre os estados reagente/produtos de reacção antes de atingirem nível energético inferior. Ao nível molecular, o choque entre as moléculas que se encontram em movimento faz com que a energia seja transferida entre elas e atinjam assim a energia necessária para reagirem. Ao fornecermos calor ao sistema, o movimento das moléculas é maior e aumenta assim o número de colisões entre moléculas e consequentemente acelera a reacção. Assim, a lei de Arrhenius baseia-se na seguinte equação [5][9]:

$$k = A e^{\frac{-E}{RT}} \quad (8)$$

em que:

- k = derivada em ordem ao tempo do parâmetro de reacção;

- A = factor de frequência, relacionado com o número de colisões e com a probabilidade de as moléculas estarem favoravelmente orientadas para a reacção;
- E = energia de activação [J/mol];
- R = constante universal dos gases perfeitos [8,314 J/mol];
- T = temperatura.

Esta equação foi obtida empiricamente através da observação de reacções simples em sistemas homogéneos, pelo que o conceito de energia de activação não é completamente correcto quando tratamos de reacções em sistemas heterogéneos, como é o caso da hidratação do cimento. Por esta razão utilizou-se as aspas na referência à “energia de activação” do betão, podendo esta ser denominada de energia de activação aparente, quando se aplica a equação de Arrhenius à hidratação do cimento. A energia de activação aparente representa, portanto, a sensibilidade da mistura do betão à temperatura: quanto maior for o respectivo valor, mais sensível será a reacção de hidratação a uma variação de temperatura. O valor da energia de activação aparente deverá ser determinado por via experimental com auxílio de ensaios calorimétricos [9].

A idade equivalente do betão corresponde ao tempo que levaria o betão a atingir um certo nível de maturidade, mantendo a temperatura constante a um valor referencial que, na Europa é de 20°C. Sendo a temperatura promotora de reacções como já foi referido, é fácil concluir que a idade equivalente de um betão endurecido a uma temperatura média superior a 20°C será maior que a sua idade real e vice-versa. Esta grandeza pode ser calculada através da fórmula proposta por Hansen e Pedersen em 1977:

$$t_e = \sum_0^t e^{\frac{-E_a}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_r} \right)} \Delta t \quad (9)$$

em que:

- t_e = idade equivalente;
- E_a = energia de activação aparente do betão [J/mol];
- R = constante universal dos gases perfeitos [8,314 J/mol];
- T = temperatura absoluta média do betão durante o intervalo Δt [Kelvin];
- T_r = temperatura absoluta de referência [Kelvin];

ou pela fórmula:

$$t_e = \sum_0^t e^{B(T-T_r)} \Delta t \quad (10)$$

em que B é um factor de sensibilidade do betão à temperatura que traduz um significado físico maior do que a energia de activação aparente (para cada incremento de temperatura de 1/B, a resistência aumenta de um factor de aproximadamente 2,7) e as temperaturas (T e T_r) mantêm o significado da equação 9 mas são introduzidas em graus centígrados em vez de Kelvin. Por estas razões, pelos resultados semelhantes e pela maior simplicidade da equação 10, esta é mais frequentemente utilizada que a equação 9.

Existem também modelos que interligam o conceito de maturidade, mais especificamente de idade equivalente, com o grau de hidratação. Um desses modelos é proveniente da iBMB – Technical

University Braunschweig, na Alemanha onde o grau de hidratação é função da idade equivalente segundo a relação:

$$\alpha(t_e) = e^{\left(-\left[\ln\left(1+\frac{t_e}{t_k}\right)\right]^{C_1}\right)} \quad (11)$$

em que os coeficientes t_k e C_1 são característicos de cada betão devendo ser determinados experimentalmente [8].

Como já foi supramencionado, para além de se determinar a maturidade do betão num certo instante, é necessário relacionar essa maturidade com a propriedade mecânica desejada. O EC2 baseia-se no conceito de maturidade para caracterizar a evolução das propriedades do betão (módulo de elasticidade, resistência à tracção e resistência à compressão) através do coeficiente β_{cc} :

$$\beta_{cc} = e^{\left(s\left[1-\left(\frac{28}{t}\right)^2\right]\right)} \quad (12)$$

em que:

- t = idade do betão em dias;
- s = coeficiente que depende do tipo de cimento:
 - 0,20 – para cimento das classes de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R);
 - 0,25 – para cimento das classes de resistência CEM 32,5 R e CEM 42,5 N (Classe N);
 - 0,38 – para cimento das classes de resistência CEM 32,5 N (Classe S).

Nas seguintes relações:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)f_{cm} \quad (13)$$

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (14)$$

$$E_{cm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (15)$$

com:

- f_{cm} , f_{ctm} , E_{cm} = resistências médias a esforços de compressão e tracção e módulo de elasticidade aos 28 dias de idade;
- $f_{cm}(t)$, $f_{ctm}(t)$, $E_{cm}(t)$ = resistências médias a esforços de compressão e tracção e módulo de elasticidade à idade de t dias;
- $\alpha = 1$ para $t < 28$ dias
- $\alpha = 2/3$ para $t \geq 28$ dias.

Estas relações presentes no EC2 não consideram a influência da temperatura no endurecimento do betão. Caso a variação térmica seja tal que produza alterações significativas, será prudente utilizar a idade equivalente (t_e) em vez da idade real na determinação do β_{cc} , tal como é proposto no *Model Code 90* (CEB-FIP 1991) [5]. Para além da temperatura também desprezam o período de indução, ou dormência, da hidratação do cimento em que não se verifica qualquer evolução das propriedades mecânicas, inviabilizando a utilização directa de tais relações no estudo do comportamento estrutural do betão nas primeiras horas de cura, por esta razão, é definido na norma, que estas relações não poderão ser utilizadas para idades inferiores a 3 dias.

2.2.3. CÁLCULO DA EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

Como já foi referido, o módulo de elasticidade é a propriedade mecânica do betão que, no âmbito deste trabalho, desperta maior interesse ao determinar a capacidade deste responder com uma certa rigidez às solicitações impostas. Mais importante que o valor absoluto desta propriedade é a sua evolução no tempo, mais precisamente em idades inferiores a 1 dia, de forma a caracterizar o comportamento estrutural do betão, imediatamente a partir do momento em que é lançado sobre as cofragens e durante toda a betonagem.

A determinação do módulo de elasticidade do betão é normalmente realizada carregando provetes à compressão e registando o diagrama tensão /deformação. Embora este procedimento seja simples quando executado em betão endurecido, não é aplicável a betões jovens devido à sua elevada plasticidade. Assim é necessário recorrer a outros meios de medição da referida propriedade que não envolva a aplicação de deformações. Entre estes meios destacam-se a medição da ressonância dinâmica [12] e a propagação de ondas ultra-sónicas [8] que permitem, por relações empíricas, a obtenção do valor do módulo de elasticidade com base nas grandezas medidas. Contudo, devido à impossibilidade de se proceder aos referidos ensaios no decorrer deste trabalho, é necessário obter curvas de endurecimento do betão com recurso aos modelos teóricos, referenciados nos subcapítulos anteriores.

Para tal há que comparar os diferentes modelos e determinar qual o mais indicado para caracterizar a evolução do módulo de elasticidade de um betão semelhante ao utilizado na execução da ponte do Rio Sousa.

Como foi referido a relação entre a maturidade do betão e o módulo de elasticidade presente no EC2 não é válida para idades inferiores a 3 dias. Tal facto inviabiliza o seu uso no âmbito do presente estudo e obriga à utilização de modelos baseados no conceito de grau de hidratação.

Devido à impossibilidade de obtenção do historial térmico do betão durante a obra, é impossível a determinação das taxas de libertação de calor e, consequentemente, não é possível a utilização da equação 4 para obter a evolução do grau de hidratação do cimento ao longo da betonagem. Posto isto, o modelo iBMB (equação 6 e 11) assume uma maior viabilidade na obtenção das curvas de endurecimento do betão tendo sido aplicado no intervalo de tempo em estudo.

Este modelo permite-nos obter o grau de hidratação em função da idade equivalente que, como foi mencionado, corresponde a uma cura do betão a uma temperatura constante de 20°C. Para comparar a idade equivalente com a idade real seria necessário o conhecimento do historial térmico indisponível. Contudo, tal como no EC2, considera-se que ambas as idades se equiparam, já que esta atitude simplifica os cálculos, e os erros eventualmente introduzidos são controlados ao serem arbitrados os coeficientes t_k e C_I de forma a aproximar a curva de endurecimento teórica a valores já estabelecidos

experimentalmente pelo Engenheiro Miguel Azenha no decorrer da elaboração da sua tese de doutoramento (Fig.9).

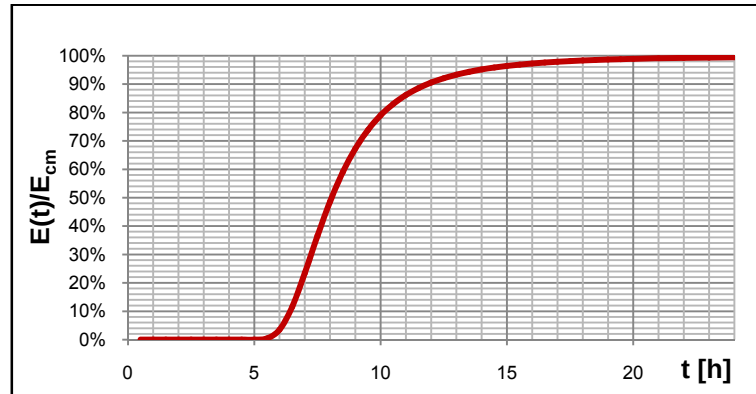


Fig.9 – Curva de endurecimento do betão com $t_k = 5,0$ e $C_1 = -8,0$.

No decorrer dos ensaios foram obtidas curvas semelhantes à representada, caracterizadas pelo início do endurecimento por volta das 5 horas e uma evolução do módulo de elasticidade sob a forma de uma curva sinusoidal até atingir valores próximos dos finais às 15 horas.

Dois fenómenos que intervêm no comportamento estrutural do betão nas primeiras idades e que não foram considerados no decorrer deste trabalho são a retracção e a fluência do betão. Estes fenómenos introduzem deformações no betão que podem alterar a distribuição de tensões pela estrutura.

Como foi referido, as diferentes fases que se distinguem durante a retracção, ocorrem em diferentes instantes e com diferentes taxas de crescimento, como podemos observar na figura 10.

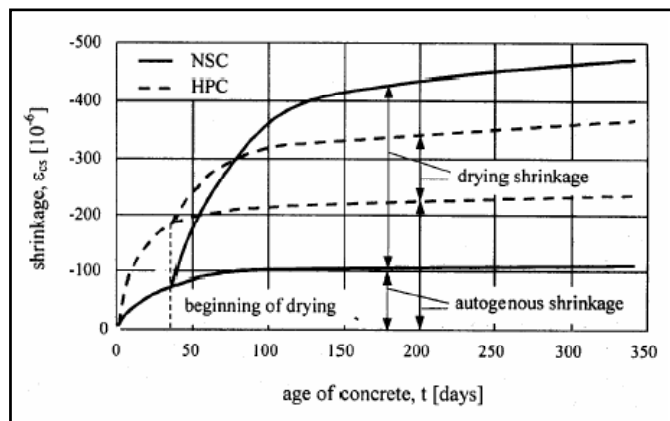


Fig.10 – Desenvolvimento da retracção autógena e de secagem para betões normais (NSC) e de alto desempenho (HPC) [5].

Podemos então concluir que a retracção por secagem não intervém no intervalo de tempo em estudo neste trabalho (primeiras 8h após a betonagem) e que a retracção autógena não introduz deformações significativas em tão curto espaço de tempo ($|\epsilon_{cs}| < 10 \text{ E}^{-6}$) garantindo que o desprezar da influência da retracção não conduz a erros significativos no comportamento estrutural do betão.

A fluência corresponde ao aumento da deformação sob tensão constante, contudo, para betões jovens, tal definição não é completamente verdadeira, na medida em que, durante a hidratação do cimento,

verifica-se uma evolução da resistência do betão diminuindo a relação entre a tensão aplicada e esta resistência, conduzindo não a curvas de fluência mas a curvas tempo/deformação (Fig.11) [5].

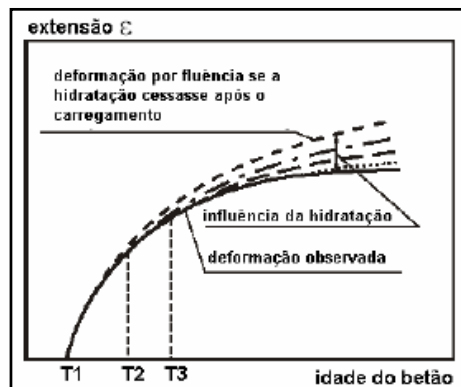


Fig.11 – Influência da hidratação sobre a fluência [5].

O fenómeno de fluência pode ser dividido, para além de com ou sem rotura (exposto no subcapítulo 2.1.1.2), em fluência básica e fluência de secagem. A fluência básica ocorre em situações em que o betão é carregado sem trocas de humidade com a envolvente e a fluência de secagem é adicionada à primeira devido à ocorrência de trocas de humidade com o ambiente e pode também ser considerada, sendo matematicamente equivalente, como uma retracção adicional devido à tensão aplicada.

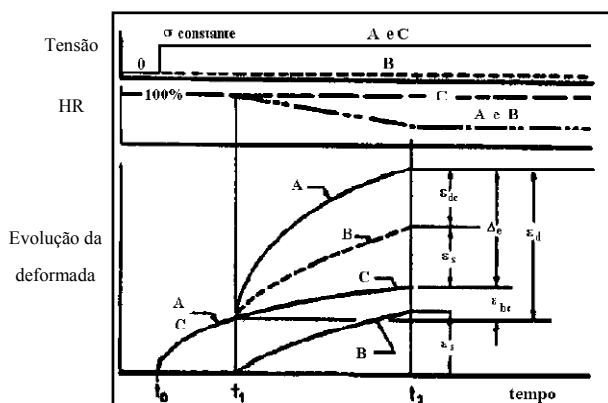


Fig.12 – Fluência de secagem (A), retracção (B) e fluência básica (C).

Como podemos observar, a conjugação da tensão com a variação da humidade, conduz a uma deformada total superior à soma das deformações devidas a cada um dos efeitos a ocorrer sozinho. Porém, tais resultados só se obtêm para peças pequenas em pelo menos uma das suas dimensões, uma vez que o fenómeno de secagem só produz efeitos consideráveis próximo da superfície (1 a 2 cm), sendo portanto desprezado no âmbito deste estudo.

Existem diversos modelos que caracterizam a evolução da fluência básica sendo a lei da dupla potência o mais utilizado na caracterização de betão jovem [5][13]:

$$J(t, t') = \frac{1}{E_0} + \frac{\phi_1}{E_0} ((t')^{-m} + \alpha_{DPL})(t - t')^n \quad (16)$$

com:

- E_0 = módulo de elasticidade assintótico;
- n = parâmetro dependente da composição do betão ($\approx 1/8$);
- m = parâmetro dependente da resistência à compressão ($\approx 1/3$);
- α = parâmetro dependente da relação a/c (≈ 0.05);
- ϕ_1 = parâmetro dependente do tipo de cimento utilizado (entre 3 e 6);
- t = idade em dias
- t' = idade do carregamento em dias.

obtendo-se a extensão total através da fórmula:

$$\varepsilon_{tot}(t, t') = J(t, t') \cdot \sigma(t') \quad (17)$$

Contudo, esta lei apresenta como desvantagens, a não aplicação para idades inferiores a um dia e não considera a evolução das propriedades elásticas do betão, impedindo a sua aplicação no presente trabalho. Considerando o forte carácter evolutivo das propriedades mecânicas do betão nas primeiras idades, associada a uma evolução relativamente lenta no valor das tensões aplicadas, o facto de se desprezar a fluência no estudo da interacção cimbra/tabuleiro, por motivos de simplificação de cálculo, não introduzirá incorrecções muito significativas nos resultados finais.

2.2.4. CARACTERIZAÇÃO DA EVOLUÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO BETÃO UTILIZADO NA PONTE DO RIO SOUSA

O betão utilizado na execução do tabuleiro da ponte do Rio Sousa pertence à classe de resistência C35/45 e apresenta a seguinte composição:

Tabela 2 – Composição do betão utilizado no tabuleiro da ponte do Rio Sousa [14].

Cimento	Areia Fina	Areia Grossa	Brita 1	Brita 2	Água	Adjuvante
(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(l)	(l)
400	214	501	540	540	168	4,8
						Glenium C313

O adjuvante Glenium C313, da marca Degussa, é um superplastificante/redutor de água de alta actividade, que tem como função secundária acelerar o endurecimento do betão para permitir a aplicação do pré-esforço mais cedo. Este betão apresenta uma relação a/c de 0,43 e uma consistência S4 obtida através do ensaio de abaixamento (NP EN 12350-2) executado em laboratório e confirmada pelo controlo de qualidade em obra com valores de abaixamento entre 160 e 210 mm.

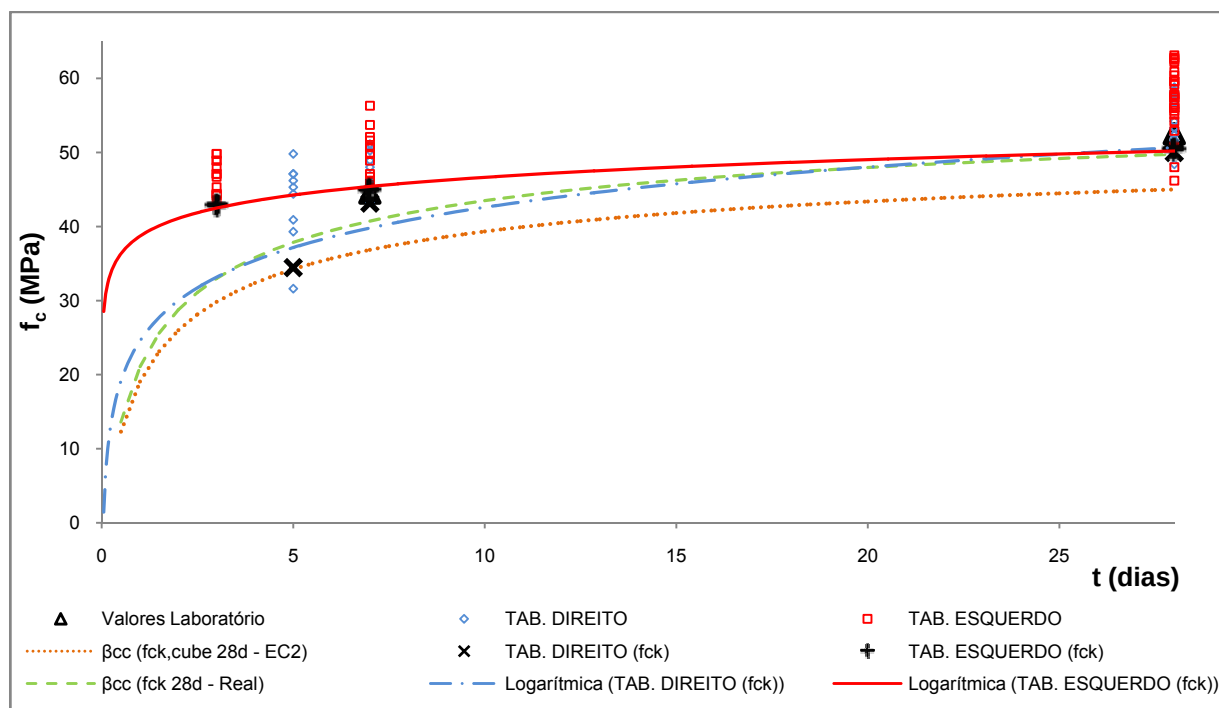


Fig.13 – Evolução da tensão de rotura à compressão do betão do tabuleiro da ponte do Rio Sousa.

Na figura 13 estão representados os valores da resistência à compressão a diferentes idades (3, 5, 7 e 28 dias) de provetes obtidos na frente de obra para cada um dos tabuleiros (esquerdo e direito), bem como os valores característicos correspondentes. Com estes valores característicos obtiveram-se linhas de tendência logarítmicas apresentando coeficientes de determinação (R^2) razoáveis (0,989 para o tabuleiro esquerdo e 0,843 para o tabuleiro direito). Podemos observar que o betão do tabuleiro esquerdo apresenta um f_{ck} aos 3 dias superior ao do tabuleiro direito aos 5 dias. Embora a elevada dispersão de resultados verificada à idade de 5 dias contribua para a diminuição do valor característico da tensão de rotura (quantilho de 5% de acordo com o EC2), esse factor não é determinante, uma vez que os valores médios cumprem o mesmo fenómeno ($f_{cm}(\text{tab. esquerdo} - 3d) = 46,6 \text{ MPa} > f_{cm}(\text{tab. direito} - 5d) = 43,5 \text{ MPa}$). Ao analisarmos os dados relativos ao betão de ambos os tabuleiros, verificamos que a temperatura e massa volúmica apresentam valores médios ligeiramente superiores para o betão que apresenta o f_{cm} mais elevado, sendo esta uma das possíveis explicações. Comparando os valores reais com as curvas de evolução da resistência previstas pelo EC2 (quer utilizando como valor de f_{ck} real aos 28 dias como o previsto no quadro 3.1 da presente norma ($f_{ck, cube}$ em correspondência com os provetes cúbicos ensaiados)), verificamos que a norma subestima os valores de resistência verificados.

No âmbito deste trabalho, considera-se que a evolução do módulo de elasticidade do betão da ponte do Rio Sousa segue a curva de endurecimento, representada na figura 9, com apenas uma correcção. Esta correcção prende-se com o facto de o início do endurecimento do betão durante a betonagem da ponte do Rio Sousa ocorrer por volta das 3 horas de idade, de acordo com observações realizadas durante a obra (ao fim de 4 horas já era possível caminhar sobre o betão sem deixar marcas), e não às 5 horas definidas na curva da figura 9. Este acelerar do início do endurecimento do betão pode ser explicado pela acção do adjuvante Glenium C313 e por uma eventual temperatura superior ao valor de referência (20°C) durante a betonagem. Devido à incerteza acerca desta evolução opta-se pela definição de um intervalo de curvas de endurecimento de betão com início de endurecimento entre as 2 e as 4 horas.

Considerando que a variação momento de início do endurecimento não afecta o processo de hidratação do betão, obtemos uma evolução do módulo de elasticidade dentro do intervalo representado na figura 13. Este intervalo é a representação gráfica da equação 6 com n de valor 0,5 e com X_f igual ao valor de E_{cm} (37 GPa), obtido de acordo com a fórmula:

$$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} \quad (18)$$

em que f_{cm} corresponde ao valor médio da resistência real aos 28 dias (56,1 MPa), e sendo o valor do grau de hidratação (α) obtido mantendo constante o valor do coeficiente C_I em -8,0 e variando o valor de t_k entre 2,0 e 4,0 na equação 11.

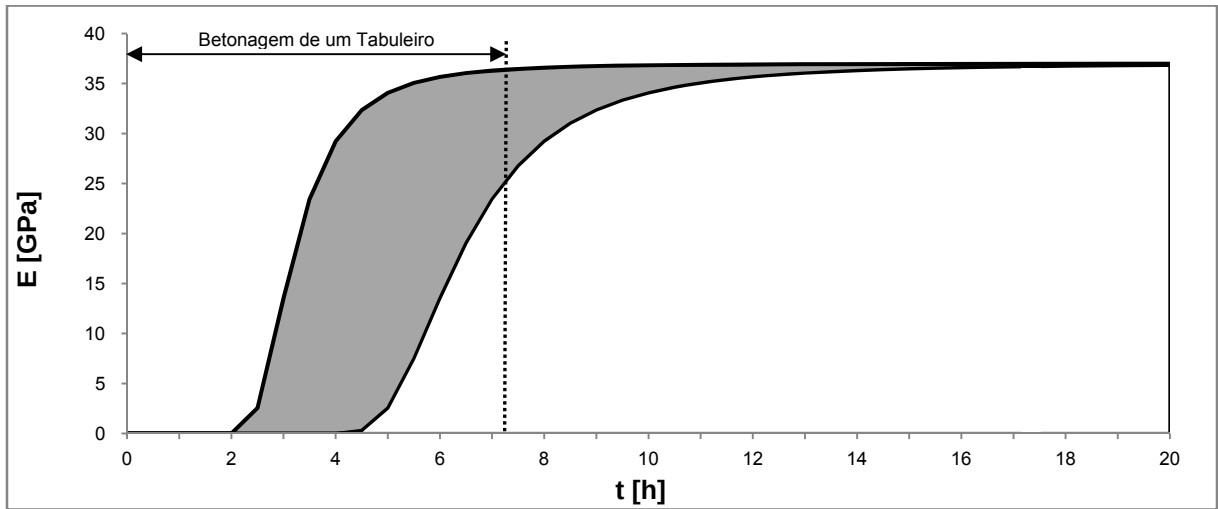


Fig.14 – Evolução do módulo de elasticidade do betão do tabuleiro da ponte do Rio Sousa.

3

CIMBRE AUTOLANÇÁVEL CONVENCIONAL E REFORÇADO COM TECNOLOGIA OPS (ORGANIC PRESTRESSING SYSTEM)

3.1. GENERALIDADES

As pontes e viadutos são das estruturas que mais admiração despertam nas populações. Este facto deve-se à sua função e forma. As pontes são construídas desde a antiguidade com o objectivo de unir povos, separados por cursos de água ou depressões do terreno antes intransponíveis. Representam assim a luta constante do ser humano para ultrapassar obstáculos que lhe são impostos pela natureza. Muitas das pontes são das maiores estruturas construídas pelo homem e algumas, são das mais antigas ainda existentes. Estruturas desta imponente e simultânea durabilidade são fruto da criatividade e do conhecimento de engenheiros, muitas vezes impulsionadoras de inovações que revolucionam a forma de olharmos para a Engenharia Civil.

O Homem é um ser com uma vontade inesgotável de transpor os limites previamente estabelecidos, procurando sempre novas formas de construir estruturas cada vez maiores, mais baratas e com maior celeridade. Sendo as pontes das estruturas em que o processo construtivo mais condiciona a sua concepção, é natural que esta demanda constante por inovação conduza ao aparecimento de novos métodos construtivos, nomeadamente os equipamentos móveis aéreos dos quais os cimbres autolançáveis (CA's) fazem parte.

3.1.1. CIBRES AUTOLANÇÁVEIS

Os cimbres autolançáveis são estruturas temporárias utilizadas na construção de pontes e viadutos tramo-a-tramo que, tal como o nome indica, possuem a capacidade de avançarem de forma autónoma para o tramo seguinte, uma vez concluído o presente. Este processo surgiu da necessidade de se proceder à construção de pontes e viadutos, sem condicionar ou ser condicionada pela actividade presente ao nível do solo, ou pela sua morfologia. Isto é conseguido graças à execução de cada um dos tramos do tabuleiro de forma integral e sem qualquer apoio intermédio, permitindo, este processo, a execução de pontes com vãos livres máximos na ordem dos 65m [15].



Fig.15 – Cimbra autolanzável na execução de um viaduto em Arco de Baulhe (Mota-Engil, 2008).

Estas estruturas são por vezes designadas, erroneamente, por vigas de lançamento, devido às semelhanças na estrutura e no modo como operam, procedendo-se ocasionalmente à conversão de vigas de lançamento em CA's. As vigas de lançamento diferenciam-se dos CA's porque, ao contrário destes em que a betonagem é executada "*in situ*", nas vigas de lançamento a construção do tabuleiro recorre à pré-fabricação, sendo este equipamento responsável por transportar as peças já betonadas (aduelas ou tramos completos) para a sua posição final [16].

Os CA's são equiparados a oficinas móveis, concentrando em si todas as operações necessárias à execução do tabuleiro e diminuindo assim a quantidade de mão-de-obra necessária. O peso deste equipamento é limitado a metade do peso de um tramo de tabuleiro, por força dos coeficientes de segurança utilizados ($\approx 1,5$), para evitar a necessidade de um sobredimensionamento dos pilares que o suportam e garantir a sua rentabilidade [15][16].

Este tipo de equipamentos torna as operações mais seguras para os operários, graças às amplas plataformas de trabalho que podem ser cobertas, protegendo-os da chuva e do sol (Fig.16).

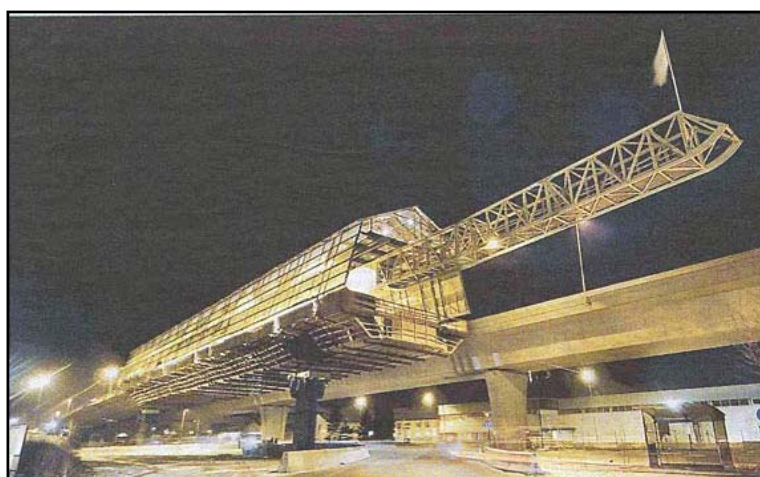


Fig.16 – Cimbra autolanzável com cobertura [17].

O ciclo de execução de um tramo é normalmente de uma semana cumprindo as seguintes fases [15][18]:

- 2ª Feira – aplicação do pré-esforço ao tabuleiro;
- 3ª Feira – descofragem, avanço do cimbra e reposicionamento das cofragens para o novo tramo;
- 4ª e 5ª Feira – colocação da armadura (se for previamente montada em estaleiro a sua colocação dura apenas um dia);
- 6ª Feira – betonagem;
- Sábado e Domingo – endurecimento do betão.

O rendimento deste equipamento é máximo quando o trabalho é repetitivo, sendo aplicado normalmente na construção de pontes e viadutos longos de secção transversal e vãos constantes.

Um CA é composto por diferentes componentes, assumindo cada um, uma função específica:

- estrutura principal: estrutura metálica de alma cheia ou treliçada que assume as principais funções de suporte da estrutura;
- narizes: colocados no(s) extremo(s) da estrutura principal, têm como função o auxílio no avanço do cimbra, possuindo uma estrutura menos rígida que secção principal visto não ser 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;
- elementos de apoio aos trabalhos e ao escoramento das cofragens.

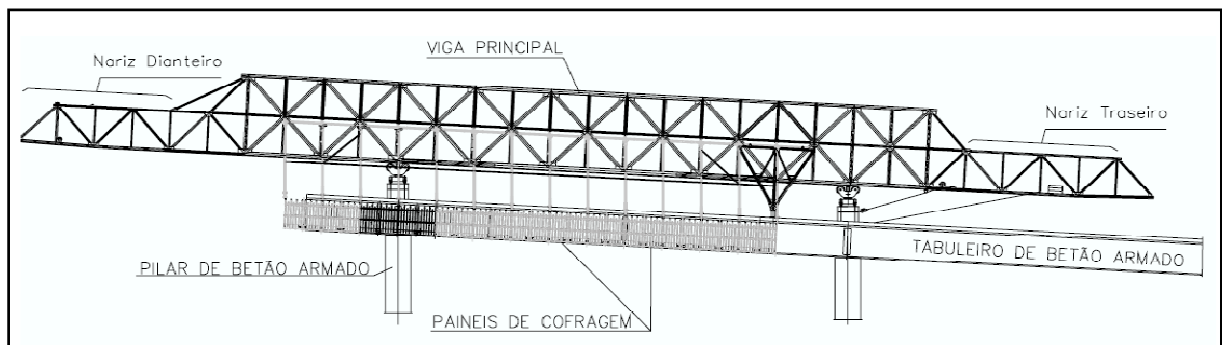


Fig.17 – Principais constituintes de um cimbra autolanzável [18].

Os CA's são altamente condicionados pelas características específicas de cada ponte, sendo normalmente construídos de propósito para a obra em que serão aplicados. Trata-se assim de um conjunto de equipamentos únicos que se podem categorizar em dois grandes grupos, consoante a sua posição relativamente ao tabuleiro:

- cimbres autolanzáveis superiores;
- cimbres autolanzáveis inferiores.

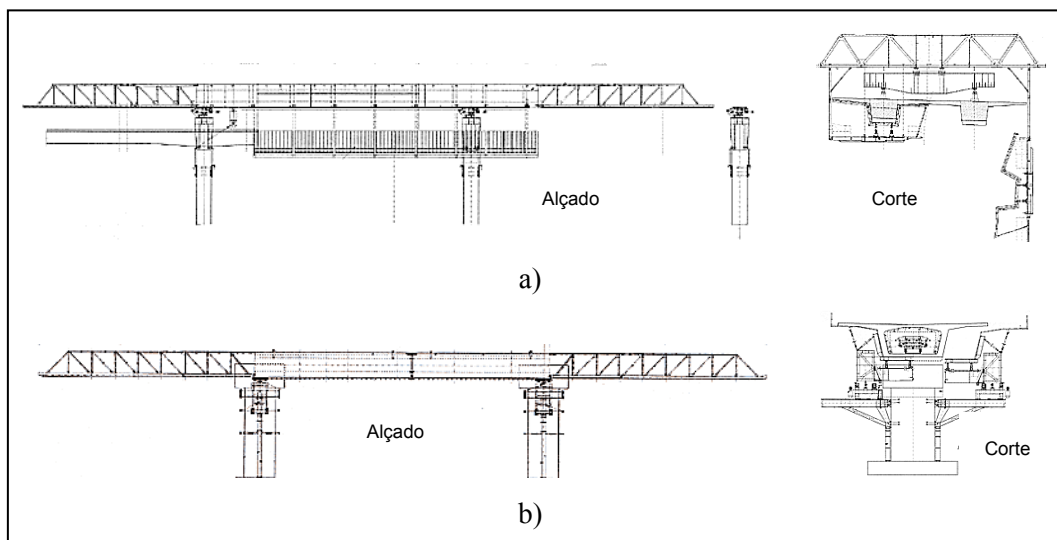


Fig.18 – Alçados e secções transversais de um CA superior (a) e inferior (b) [17].

Um CA superior é posicionado acima do nível do tabuleiro, apoia-se no último tabuleiro executado e num pórtico metálico colocado no topo do pilar seguinte (Fig.19) ou então em pórticos sobre ambos os pilares. A cofragem é suspensa através de tirantes ou de varões de alta resistência, que são desmontados após a execução do tabuleiro, para permitir a abertura das cofragens e o avanço do cimbra (Fig.20).



Fig.19 – Montagem do apoio dianteiro de um CA superior.



Fig.20 – CA superior com as cofragens em posição de avanço [18].

Esta categoria apresenta como principais vantagens:

- capacidade de executar os tramos extremos do tabuleiro, apoiando-se sobre o encontro e no primeiro pilar;
- mais espaço libertado sob o tabuleiro, excepto durante o avanço devido às cofragens abertas;
- o próprio cimbra pode ser dotado de meios de elevação que permitem o posicionamento das armaduras pré-montadas em estaleiro e transporte de outros materiais.

E também as seguintes desvantagens:

- necessidade de se proceder à abertura completa das cofragens para se proceder ao avanço do cimbra;
- obstrução das operações executadas no tabuleiro (posicionamento das armaduras e betonagem) por parte dos elementos responsáveis pela suspensão das cofragens.

Os CA's inferiores são menos versáteis do que os superiores, no que diz respeito à forma dos pilares. Os pilares surgem como um dos principais condicionantes nesta categoria, devido à obstrução que estes apresentam ao avanço do cimbra [16].

Estes CA's apoiam-se e movem-se sobre consolas fixas nos pilares anteriores e posteriores do tramo em execução. Esta fixação pode ser garantida por anéis de atrito, em que recorrendo ao pré-esforço são comprimidos contra os pilares, mobilizando o atrito entre o metal e o betão; directamente no pilar, sendo necessário deixar negativos neste para poder receber as escoras da consola; ou ainda por sistemas mistos que associam o atrito ao apoio directo no pilar [18].

As cofragens são apoiadas directamente na estrutura principal do cimbra, sendo a abertura destas para o avanço do cimbra, garantida por translação da própria estrutura do cimbra sobre os apoios nas consolas, com recurso a um sistema de roletes denominado de “*bogie*” (Fig.20). Os “*bogies*” são compostos por dois conjuntos de roletes perpendiculares entre si, sendo um dos conjuntos responsável pelo movimento longitudinal do cimbra durante a fase de avanço e o outro, responsável pelo movimento transversal do cimbra, que permite a abertura das cofragens. Podemos observar na figura 21 que o conjunto de roletes longitudinais pode variar a sua inclinação, para se ajustar a um eventual declive longitudinal que a ponte apresente. Para além de permitir a abertura dos cimbres, os roletes transversais possibilitam também uma ripagem do cimbra, no caso de o tabuleiro apresentar uma determinada curvatura em planta que, quando utilizados cimbres autolançáveis, é limitada a valores

muito modestos, salvo algumas exceções como a apresentada na figura 22 referente a uma viga de lançamento mas aplicável a um CA.

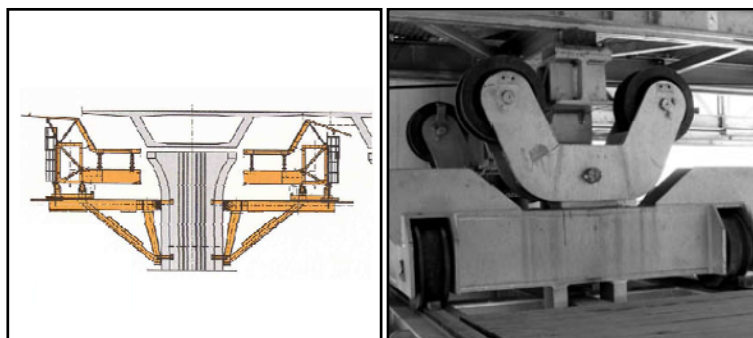


Fig.21 – Abertura das cofragens num CA inferior e um “bogie” [18][19].



Fig.22 – Viga de lançamento com sistema de articulações permitindo curvaturas com raio mínimo de 75m [17].

A estrutura principal dos cimbres inferiores pode ser exterior, interior, ou simultaneamente interior e exterior aos pilares, condicionando o número de vigas que compõe essa estrutura. Este número pode variar entre 1 e 4, sendo este mais um dos factores caracterizadores da heterogeneidade presente neste tipo de equipamentos de construção.

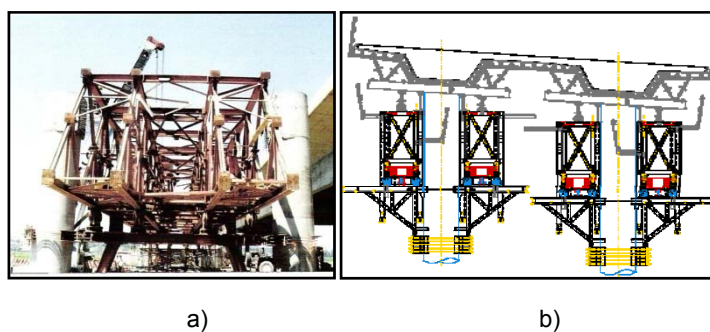


Fig.23 – Estrutura principal de um CA inferior composta por 2 (a) e 4 (b) vigas treliçadas [16][19].

Embora não seja possível dotar estes CA's de equipamentos elevatórios para transporte de materiais, tal como acontece nos superiores, este transporte bem como a colocação das armaduras no tabuleiro é executada com recurso a gruas, posicionadas no tabuleiro anterior, que têm mais espaço de manobra e vão avançando acompanhando o avanço do cimbra.

As principais vantagens deste tipo de cimbres comparando com os superiores são:

- maior facilidade e velocidade no avanço do cimbra devido à não necessidade de abertura completa das cofragens;
- área de trabalho sobre o tabuleiro desobstruída acelerando as operações em curso (colocação de armaduras, betonagem, etc.).

E as desvantagens são:

- impossibilidade de se executar os tramos extremos do tabuleiro, devido à interferência do encontro, sendo necessário recorrer a outro método construtivo para executar este primeiro segmento da estrutura;
- maior dificuldade em executar viadutos e pontes com curvatura devido à presença dos pilares que limitam fortemente a ripagem do cimbra.

Os cimbres autolanzáveis são normalmente fabricados em módulos, de modo a facilitar o seu transporte até ao local da obra, onde são montados com recurso a solda, cavilhas e/ou ligações aparafusadas pré-esforçadas, e colocados na sua posição inicial por equipamentos elevatórios de grande tonelagem.



Fig.24 – Colocação da estrutura principal de um cimbra em obra ao qual são posteriormente conectados os “narizes” [20].

As juntas de betonagem de cada tramo são localizadas próximas de zonas de momentos nulos, ou seja, entre $1/5$ [15][18] e $1/4$ [16] do vão. Isto faz com que o modelo estrutural de um cimbra corresponda ao representado na figura 25 (*a* e *b*). A diferença entre estes dois modelos prende-se principalmente com a posição do apoio traseiro do cimbra, que nos CA inferiores se situa no pilar anterior (*b*), enquanto nos superiores este apoio pode avançar ao longo do tabuleiro, já betonado até ao fim da consola, diminuindo o vão bi-apoiado do cimbra para $4/5$ do vão do tabuleiro (*a*).

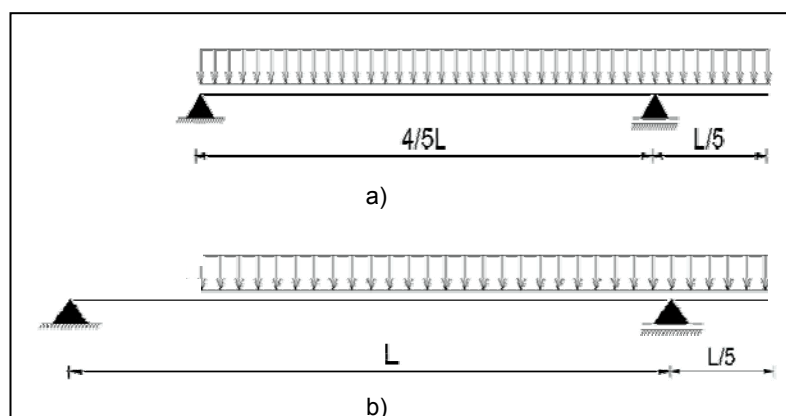


Fig.25 – Modelos estruturais de um CA superior (a) e inferior (b) e a situação de carga no final da betonagem.

A elevada relação peso do betão/peso do cimbra, associada à presença da consola de $1/5$ de vão, conduz a um comportamento estrutural do conjunto cimbra/tabuleiro significativamente diferenciado, consoante a forma como a betonagem é executada. Geralmente são utilizados um destes dois processos de betonagem:

- Tipo A: a betonagem é iniciada sobre o pilar posterior, progredindo simetricamente até se atingir o fim da consola, procedendo-se posteriormente à betonagem do restante tabuleiro;

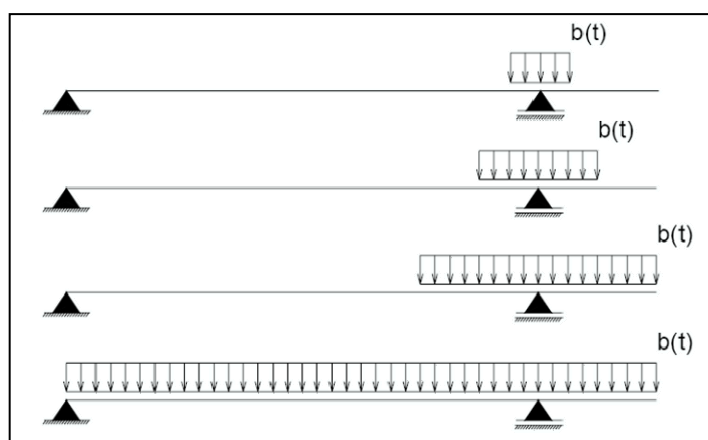


Fig.26 – Evolução da betonagem ao longo do tempo $[b(t)]$ segundo o processo de execução do Tipo A [18].

- Tipo B: a betonagem processa-se de forma contínua, do topo posterior até ao topo anterior do tabuleiro.

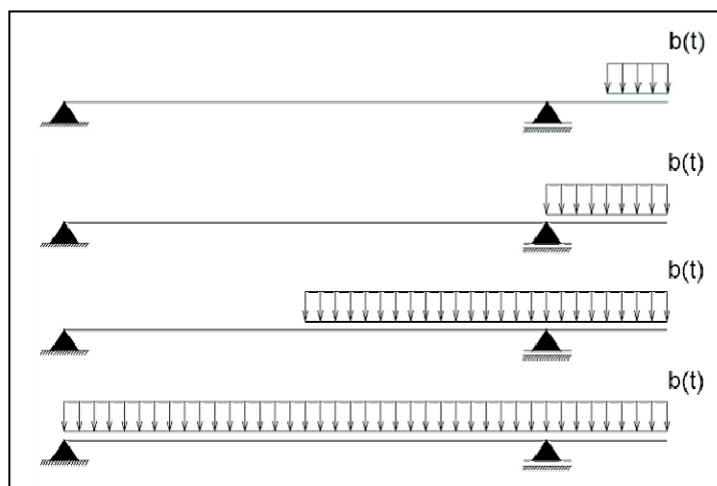


Fig.27 – Evolução da betonagem ao longo do tempo $[b(t)]$ segundo o processo de execução do Tipo B [18]

O processo A é menos utilizado uma vez que implica a existência de duas equipas de betonagem e do respectivo equipamento. Contudo, este processo é mais vantajoso para a estrutura, uma vez que leva a menores deformações (Fig.28) 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. O processo B conduz a uma variação da deformada considerável (Fig.29), implicando uma rotação elevada do tabuleiro sobre o apoio dianteiro, que poderá conduzir à fendilhação e, consequentemente, diminuir a durabilidade da estrutura.

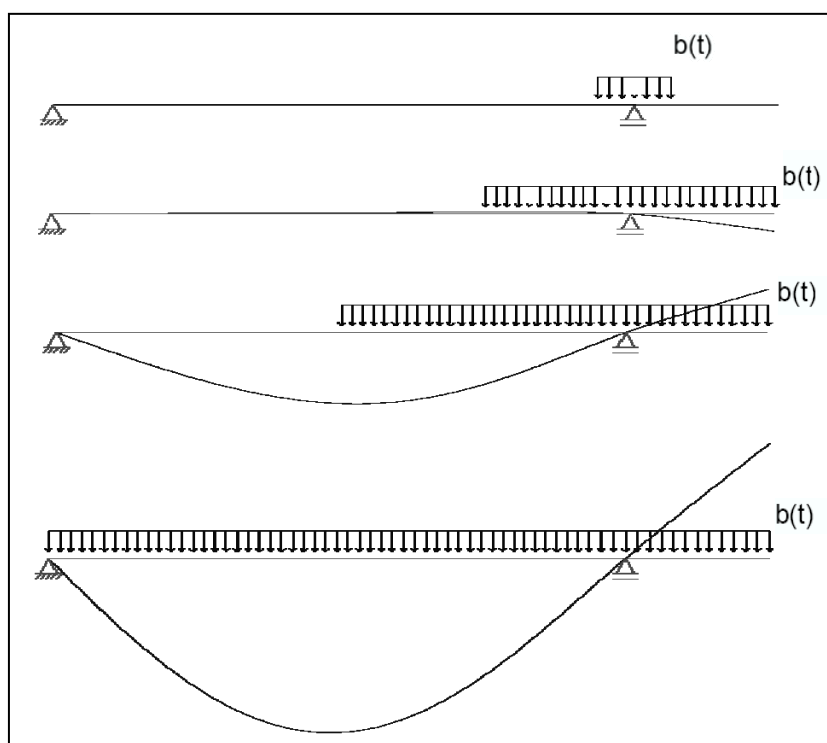


Fig.28 – Evolução da deformada do cimbra ao longo da betonagem segundo o processo de execução do Tipo A.

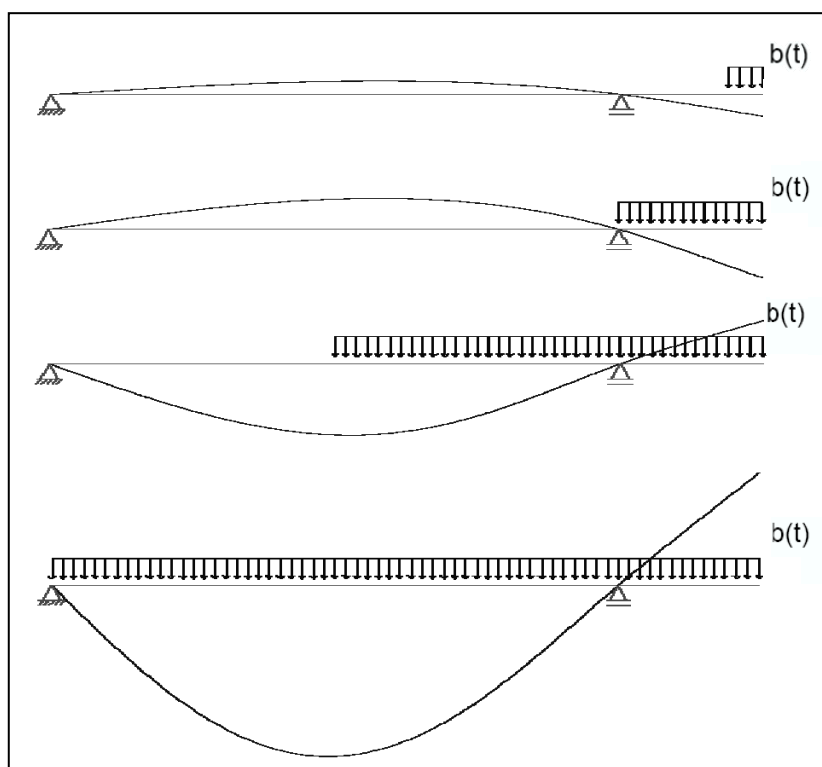


Fig.29 – Evolução da deformada do cimbra ao longo da betonagem, segundo o processo de execução do Tipo B.

Actualmente certas obras são executadas pelo processo B, utilizando 2 equipas de betonagem a trabalhar em paralelo, na mesma secção de tabuleiro (Viaduto de Arco de Baúlhe, Mota-Engil, 2008), que, pelas conclusões retiradas da observação das figuras 28 e 29, poderiam ser executadas pelo processo A, que seria mais benéfico em termos estruturais e não introduziria quaisquer custos adicionais.

Depois de aplicado o pré-esforço no tabuleiro, o cimbra avança para o tramo seguinte, deixando para trás um segmento já executado. O avanço dos CA's é uma das suas características mais singulares. Esta operação é garantida por um sistema de movimentação constituído por um sistema óleo-hidráulico (empurre do CA) ou de guinchos (puxe do CA), associado a um conjunto de “*bogies*” ou, ocasionalmente, a “*teflon*”. Durante o avanço do cimbra, os narizes deste são responsáveis pela transmissão do peso do equipamento (cimbra, cofragens, plataformas, etc.) para os apoios. De forma a garantir a isostaticidade do sistema durante o avanço, nos CA's inferiores o comprimento total do cimbra (narizes e estrutura principal) deve corresponder a pelo menos 2 vãos. Por esta razão e pelo facto de apenas 6/5 de vão serem solicitados durante a betonagem, os CA's inferiores são sempre compostos por 2 narizes acoplados nos dois extremos da estrutura principal, procedendo-se ao avanço do CA como representado na figura 30.

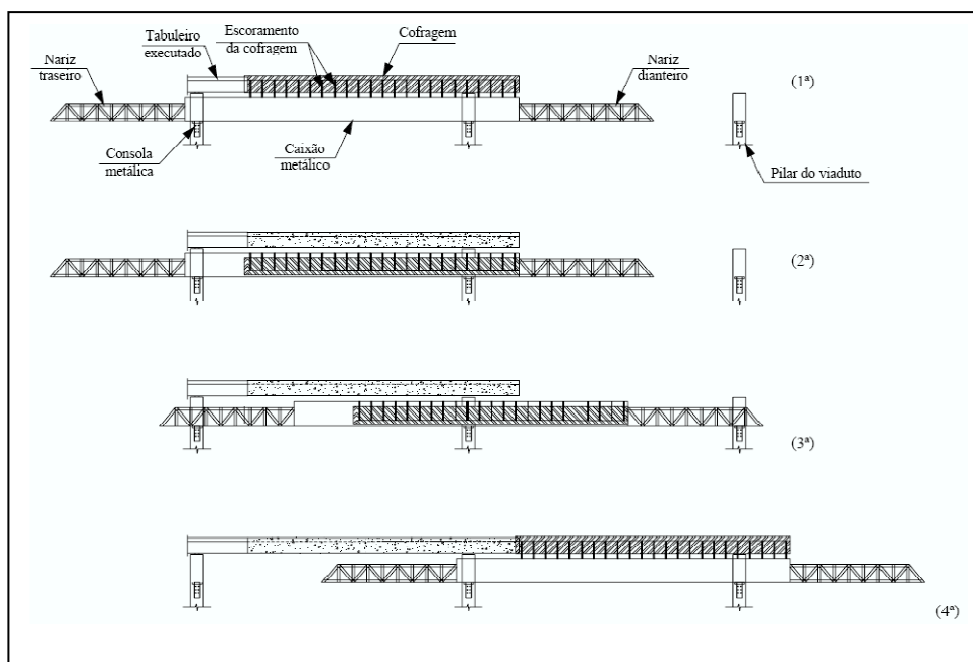


Fig.30 – Avanço de um CA inferior [18].

Por outro lado, os cimbres superiores normalmente apresentam apenas um nariz, excepto quando o apoio traseiro também se localiza sobre um pilar, na medida em que, durante o avanço, o apoio traseiro do cimbra avança no tabuleiro, sendo por isso apenas necessário, um nariz posterior para garantir que o cimbra atinge o novo apoio dianteiro (localizado sobre o pilar seguinte) antes de se tornar instável (Fig.31).

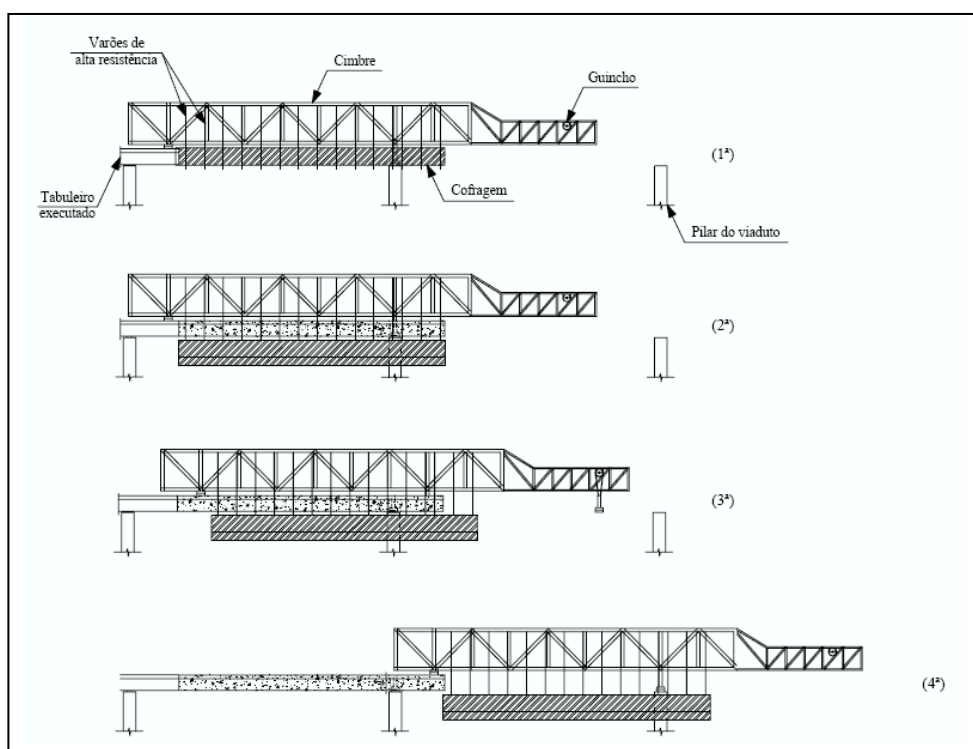


Fig.31 – Avanço de um CA superior [18].

No dimensionamento dos cimbres autolanzáveis são consideradas duas fases de carregamento: a fase de avanço e a fase de betonagem. Na primeira fase apenas são consideradas as acções permanentes associadas ao CA (peso da estrutura, cofragens e equipamento adicional), definindo-se também uma velocidade máxima do vento admissível. É normalmente aplicado um coeficiente de 1,05 ao valor do peso da estrutura, para contemplar o peso das ligações. Para monitorização da velocidade do vento é instalado um anemómetro, em local elevado e desobstruído, normalmente no nariz posterior do próprio cimbra. Na fase de betonagem são consideradas as acções referidas, desempenhando a acção do vento uma condicionante no dimensionamento, às quais se acresce a sobrecarga relativa ao peso do betão, bem como do pessoal e equipamentos utilizados durante a betonagem. Nesta fase também é imposto um limite à velocidade do vento, mas apenas por questões de segurança dos trabalhadores, havendo suspensão de trabalhos caso o limite seja ultrapassado. Os coeficientes de majoração utilizados no estado limite último (ELU) podem variar entre 1,2 e 1,5, consoante as considerações tomadas pelos projectistas. Em estado limite de utilização (ELS) é apenas considerado o limite de deformação ($L/400$), por se tratar de uma estrutura metálica de uso temporário mas sem obrigatoriedade, devido à possibilidade de se introduzirem contra-flechas nas cofragens que compensam a deformação da estrutura.

Um CA representa um investimento considerável na execução de uma ponte. Por esta razão a perspectiva de reutilização do mesmo cimbra, em diferentes obras com vãos e secções transversais diferentes, surge como um factor desejável. Efectivamente, já se procede à reutilização de cimbres, quando tal é possível, sendo normalmente necessário redimensionar a estrutura, para suportar novas cargas e se ajustar a uma nova geometria da ponte ou viaduto a executar, redimensionamento que normalmente acarreta um custo que se encontra entre 10 e 25% do investimento inicial [21].

3.1.2. SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS

A noção de controlo estrutural utilizada actualmente, teve a sua origem há mais de 100 anos quando John Milne, um professor de engenharia no Japão, construiu uma casa assente numa fundação rolante, para demonstrar que uma estrutura pode ser isolada dos movimentos gerados por actividade sísmica [22].

Contudo, foi só no final do séc. XX, graças à “revolução informática”, que se observou um desenvolvimento desta área da engenharia com vários núcleos de investigação a desenvolverem teorias de controlo estrutural, estudando as possibilidades de se melhorar a capacidade de resposta de estruturas sujeitas a acções dinâmicas, com a aplicação de diferentes tipos de actuadores. *“Era o início duma promissora área de investigação da Engenharia Estrutural – Sistemas de Controlo de Estruturas”* [23]

Embora os sistemas de controlo sejam aplicados correntemente em outras áreas da engenharia, como a mecânica, a engenharia civil sempre teve uma atitude conservadora para com os referidos sistemas, devido a diferentes aspectos. Para além do “medo” de colocar a segurança da estrutura dependente de elementos mecânicos e eventuais fontes energéticas externas, surgem também aspectos relacionados com a complexidade dos circuitos, a incompatibilidade técnica de conjugar grandes forças com frequências elevadas e, finalmente, o elevado custo associado a estes sistemas, que obstruem a aceitação generalizada de sistemas de controlo por parte da indústria da construção civil e engenharia estrutural [23].

Actualmente as aplicações de sistemas de controlo em estruturas está, na maior parte dos casos, relacionado com problemas dinâmicos (Sistemas de Controlo Dinâmico (SCD)), quer seja actividade

sísmica, acção do vento ou mesmo cargas de tráfego (especialmente pedonal) em pontes. Esta utilização visa minorar as consequências dessas acções (diminuindo o movimento das estruturas causador de desconforto e até de danos nas estruturas), quer através da permissão de deslocamentos relativos entre o solo e a estrutura (em caso de sismo), quer utilizando elementos mecânicos que contrapõem o movimento da estrutura, como é o caso dos amortecedores de massa sintonizados (TMD – Tuned Mass Dumpers).

Para além dos SCD existem também Sistemas de Controlo Estático (SCE), que podem ser considerados como um caso particular dos primeiros, por apresentarem estratégias de controlo semelhantes, mas com algoritmos mais simplificados. A principal diferença de aplicação destes dois tipos de sistemas prende-se com o facto de os SCE's, ao contrário dos SCD's, apenas permitirem o controlo de estruturas sujeitas a acções de evolução lenta, regendo-se por isso pelas *Leis da Estática*, e pelo facto da frequência de acção dos SCE's estar obrigatoriamente afastada da frequência da estrutura, de forma a garantir que as acções aplicadas têm características estáticas. No entanto, este tipo de sistemas tem carecido de investigação e desenvolvimento que fomentem a sua maior aplicabilidade [18].

Podemos também diferenciar a utilização destes sistemas em duas categorias, conforme a escala a que são aplicados: as soluções micro-estruturais e as soluções macro-estruturais. As soluções micro-estruturais estão relacionadas com materiais adaptativos, que permitem que a estrutura responda de forma óptima às solicitações a que é sujeita, atribuindo um carácter evolutivo e adaptativo às suas propriedades. No entanto, estas soluções encontram-se ainda num estado embrionário no que diz respeito à sua aplicação em casos práticos. Por outro lado, as soluções macro-estruturais de sistemas de controlo na engenharia civil já contam com uma lista considerável de aplicações em estruturas reais, encontrando-se categorizados 4 tipos de sistemas de controlo: passivo, activo, semi-activo e híbrido [23].

3.1.2.1. Sistemas de controlo passivo

O controlo estrutural passivo é desempenhado por elementos externos à estrutura, capazes de absorver a energia libertada em certas solicitações, aumentando a capacidade de amortecimento da estrutura. Forças de controlo desenvolvem-se em função da resposta da estrutura na localização do sistema de controlo passivo.

Estes sistemas não necessitam de energia exterior, tirando partido da energia (cinética ou elástica) fornecida pela estrutura durante o seu carregamento. Esta característica surge como a sua principal vantagem, à qual podemos somar o baixo custo, a estabilidade inerente e a capacidade de funcionar normalmente durante um sismo (onde poderão ocorrer falhas energéticas, comprometendo outros sistemas de controlo).

Por outro lado, estes sistemas não são “inteligentes”, pelo que, não possuindo a capacidade de “ler” o comportamento da estrutura, não se adaptam a esse comportamento e, caso a solicitação não se assemelhe à esperada, estes sistemas podem mostrar-se ineficientes.

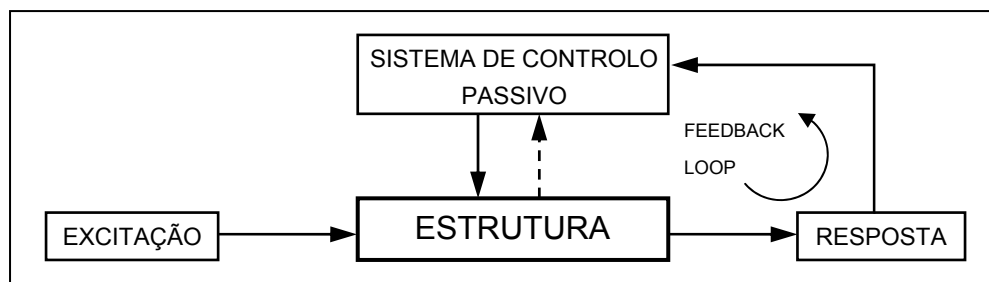


Fig.32 – Sistema de controlo passivo [24].

Alguns exemplos deste tipo de sistema de controlo são:

- *Isolamento de Base:* De acordo com o conceito de isolamento de base, o edifício (ou estrutura) é “separado” das componentes horizontais do movimento do solo, através da interposição de uma camada com baixa rigidez horizontal entre a estrutura e a fundação.

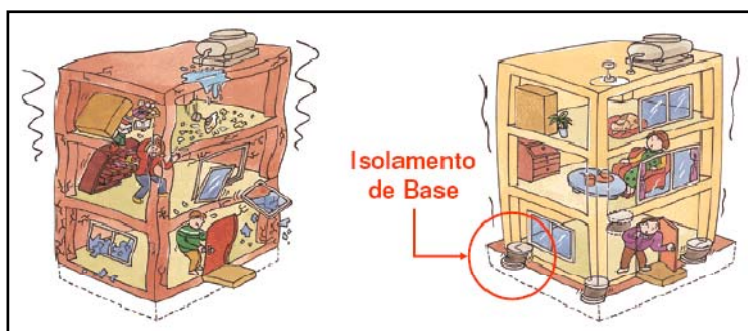


Fig.33 – Comparação de comportamento da estrutura com e sem o sistema de Isolamento de Base [25].

Numa estrutura com isolamento de base, os deslocamentos horizontais concentram-se ao nível da camada de isolamento. A restante estrutura quase não se deforma, comportando-se como um corpo rígido. Aumentam os deslocamentos, mas não a deformação. As acelerações são reduzidas [25].

Exemplos de sistemas de isolamento de base:

- Blocos de Borracha de Alto Amortecimento – HDRB
- Blocos de Borracha com Núcleo de Chumbo – LRB
- Sistema Pendular com Atrito – FPS
- *Dissipadores Visco-hidráulicos:* Dispositivos cujo comportamento se baseia nas propriedades viscosas de um fluido, que dissipa energia, forçando a passagem do fluido através de orifícios. Os dissipadores semelhantes aos amortecedores dos automóveis e motos. O seu funcionamento consiste na imposição de um movimento a um êmbolo, que força a passagem de um pistão através de um fluido (eventualmente óleo) [25].



Fig.34 – Exemplos de aplicação de dissipadores visco-hidráulicos em estruturas [25].

- *Dissipadores Visco-elásticos:* Os dissipadores visco-elásticos utilizam polímeros com características tais que dissipam energia em função do deslocamento (elástico) e da velocidade. Têm normalmente o aspecto de pequenas pastilhas rectangulares que deformam por corte.

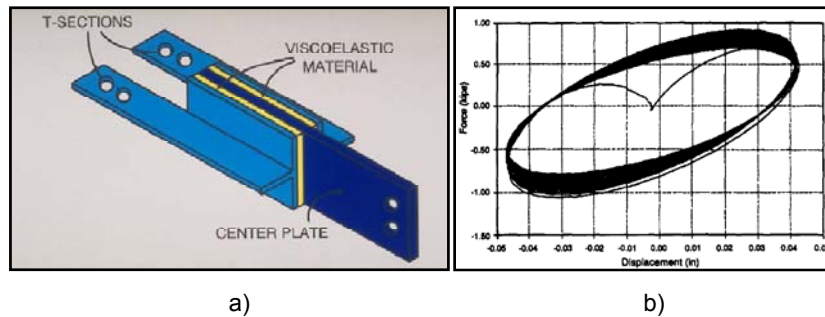


Fig.35 – Dissipador visco-elástico (a) e comportamento estrutural durante carregamento flutuante (b) [22][25].

- *Amortecedor de Massa Sintonizado (TMD):* Dos sistemas de controlo em estruturas de maior uso na actualidade, quer em edifícios como em pontes para controlo de todo o género de acções dinâmicas (sismo, vento, tráfego, etc.). É constituído por uma massa, uma mola e um amortecedor, que contraria o movimento da estrutura aumentando o seu coeficiente de amortecimento. A eficiência destes amortecedores durante um sismo depende das características do movimento do solo provocado pelo sismo, sendo mais eficiente em caso de solicitações que promovam a ressonância da estrutura, mas deixando de produzir os efeitos desejados quando a frequência da solicitação se afasta da frequência natural da estrutura, podendo a própria acção do amortecedor provocar a ressonância. Para além desta limitação, os TMD's também apresentam uma ineficiência significativa em solicitações pulsantes. Estas limitações podem ser ultrapassadas pela utilização de vários TMD's em simultâneo, sintonizados para funcionarem em diferentes frequências (MTMD) [22][25].

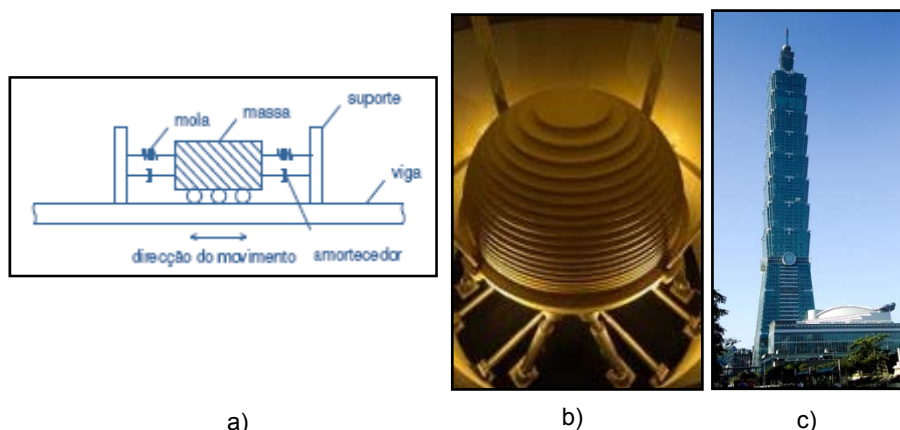


Fig.36 – Princípio de funcionamento de um TMD (a) e exemplo de um TMD com 730 ton (b) aplicado no edifício Taipei 101 com 509,2 m (c) [25].

- *Materiais com memória de forma (SMA):* Os SMA's apresentam propriedades muito particulares: podem recuperar de grandes deformações por variação de temperatura (efeito de memória) (controlo activo ou semi-activo) ou por descarga (efeito superelástico) (passivo). SMA's apresentam grande capacidade de dissipação de energia, permitem a imposição de grandes deformações e excelente capacidade para suportar elevado número de ciclos de carga/descarga (resistência à fadiga). A capacidade de recuperação na fase superelástica é a característica com maior potencial para aplicações em engenharia sísmica [25].

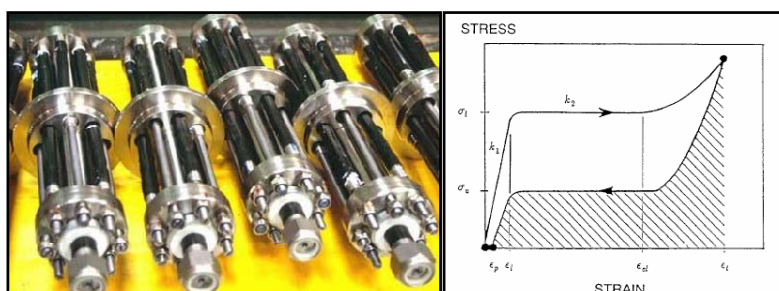


Fig.37 – Exemplo de um SMA (a) e o seu comportamento estrutural numa situação de carga/descarga (b) [25].

3.1.2.2. Sistemas de controlo activo

Um sistema de controlo activo pode ser definido como um sistema, que consome uma grande quantidade de energia na operação de actuadores electrohidráulicos ou electromecânicos, que introduzem forças de controlo na estrutura. Estas forças de controlo são definidas por um controlador, em função da resposta desejada e da resposta medida na estrutura, através de sensores ou da medição da própria excitação. Os sensores podem-se localizar em qualquer ponto da estrutura, estando ligados ao controlador remotamente, sendo esta uma das vantagens deste tipo de sistema, face aos sistemas de controlo passivo [24].

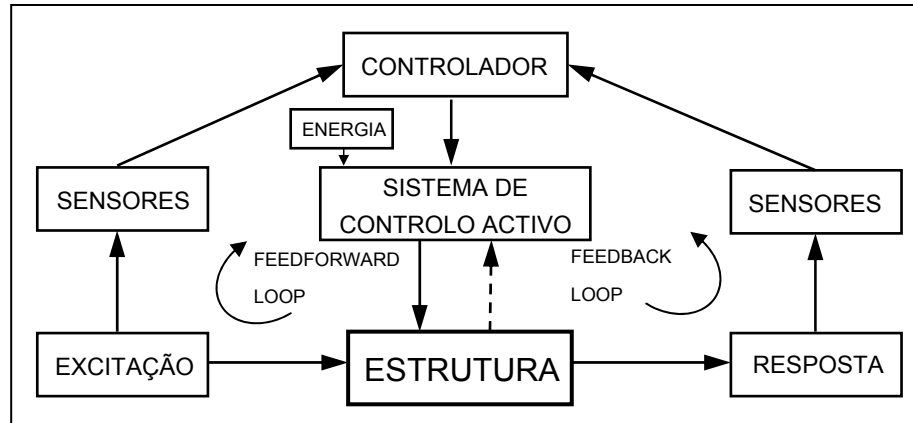


Fig.38 – Sistema de controlo activo [24].

As medições da resposta da estrutura ou da excitação são monitorizados pelo controlador que, baseado num algoritmo pré-definido, gera sinais para os actuadores aplicarem na estrutura forças de controlo, consumindo desde dezenas de quilowatts para pequenas estruturas e até megawatts para grandes estruturas [24].

Apesar da desvantagem deste tipo de sistemas depender de fontes de energia externas que tendem a falhar em caso de sismo, altura em que o sistema é normalmente necessário; o controlo activo surge como uma solução “inteligente”, que se adapta à situação presente, regulando a sua acção com base nas características da solicitação e no comportamento da estrutura, mantendo sempre um nível de eficiência bastante aceitável para solicitações de grandeza variável.

O controlador é projectado com base numa *estratégia de controlo* que serve de base à formulação da *lei de controlo*, que corresponde à relação entre a medição da resposta da estrutura (ou da excitação) e o sinal gerado e enviado ao actuador. O controlador pode ser digital ou analógico, obrigando o primeiro à introdução de conversores de sinal no sistema, mas facilitando alterações à lei de controlo e aumentando a eficiência do sistema [23].

Alguns exemplos deste género de sistemas são:

- *Sistemas de rigidez variável (AVS)*: Os mecanismos incorporados nos actuadores (Variable stiffness device – VSD) fazem variar o grau de rigidez das ligações de barras, geralmente inactivas, à estrutura. Esta alteração de rigidez modifica a frequência própria da estrutura o que, ponderadamente controlado, poderá minorar efeitos dinâmicos sob solicitações dinâmicas [18].

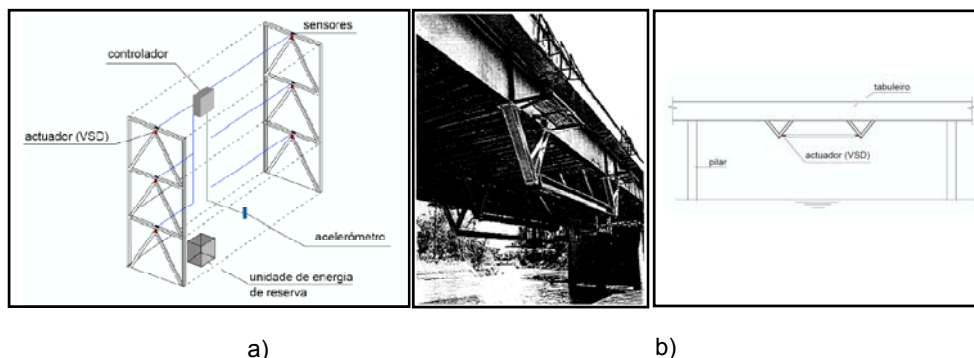


Fig.39 – Aplicação de sistemas AVS num edifício em Chofu (Japão) (a) e numa ponte da I-35 em Oklahoma (EUA) (b) [18][22].

- *Sistemas de cabos activos (ATS)*: a aplicação destes sistemas na Engenharia Sísmica tem sido alvo de muitos trabalhos de investigação, existindo alguns já em funcionamento. A acção de controlo é aplicada através de actuadores com cabos activos, e transmitida à estrutura através de inserções e roldanas criteriosamente localizadas [18].

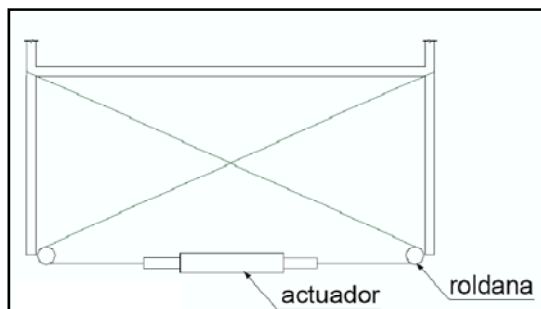


Fig.40 – Exemplo de aplicação de cabos activos de foram a aumentar a rigidez de um pórtico [18].

- *Deflectores aerodinâmicos de geometria variável*: Com algumas aplicações em edifícios até à data, foi proposto por Larsen a sua aplicação numa suspensão na Dinamarca em 1991 [23]. Conforme as condições eólicas presentes no momento, um controlador obriga o actuador a adaptar os deflectores para minorar a acção prejudicial do vento sobre a estrutura.

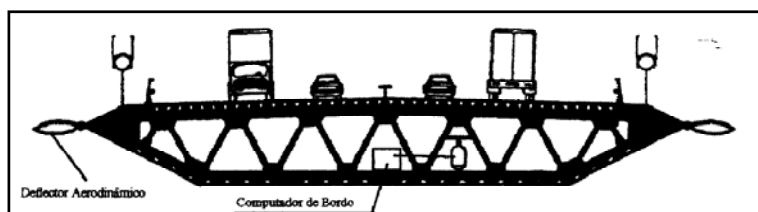


Fig.41 – Sistema de controlo activo com deflectores aerodinâmicos de geometria variável [23].

- *Amortecedores de Massa Sintonizados Activos (ATMD)*: Os TMD's activos (ATMD's) vêm o conjunto mola/amortecedor ser substituído por um actuador que liga a massa rolante à estrutura, passando a ser necessária uma fonte energética externa para alimentar o sistema. É criada uma estratégia de controlo que define, com base na medição do comportamento da estrutura, uma força de controlo ($f_a(t)$) que é aplicada pelo actuador sobre uma massa (m_d), contrariando o movimento da estrutura e diminuindo as consequências da solicitação dinâmica [18][26].

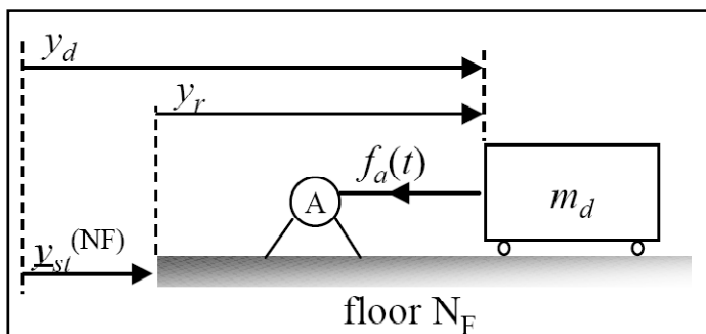


Fig.42 – Modelo de um ATMD [26].

3.1.2.3. Sistemas de controlo semi-activo ou híbrido

Um sistema de controlo semi-activo ou híbrido pode ser definido como um sistema que utiliza uma quantidade reduzida de energia, possivelmente proveniente de uma bateria, utilizando a movimentação da estrutura, para gerar as forças de controlo, cuja intensidade pode ser ajustada por actuadores, alimentados pela referida fonte energética. Ou seja, pode ser considerado como uma união entre sistemas de controlo passivo e activo. Tal como no controlo activo, as forças de controlo são definidas por um sinal gerado pelo controlador, com base nas medições da excitação e/ou resposta da estrutura através de sensores.

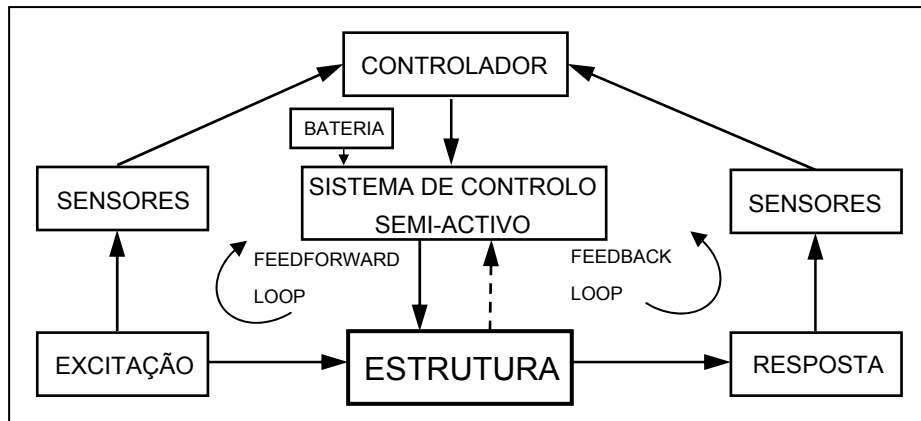


Fig.43 – Sistema de controlo semi-activo [24].

A utilização de fontes energéticas de pequenas dimensões permite a autonomia deste tipo de sistemas, em relação às infra-estruturas externas, passíveis de falhar em caso de sismo. Esta surge como a principal vantagem deste tipo de sistema de controlo, que no entanto perde alguma eficiência, face ao controlo activo, devido à menor permissividade na discrepância entre a grandeza das solicitações reais e a das expectáveis.

Um exemplo deste tipo de sistemas:

- *Amortecedores de Massa Sintonizados Semi-Activos ou Híbridos (HMD)*: Os HMD's correspondem à associação de TMD's com ATMD's. É mantido o conjunto mola/amortecedor, permitindo o aproveitamento da energia disponibilizada pelo movimento da estrutura, e é adicionado um actuador de pequenas dimensões (comparado com o actuador dos ATMD's), que tem como objectivo impedir que o sistema provoque a ressonância da estrutura [22]. São amplamente utilizados na engenharia sísmica e para controlo eólico, dada a sua autonomia energética (funcionando a baterias) e boa relação custo/performance, quando comparado com outras soluções.

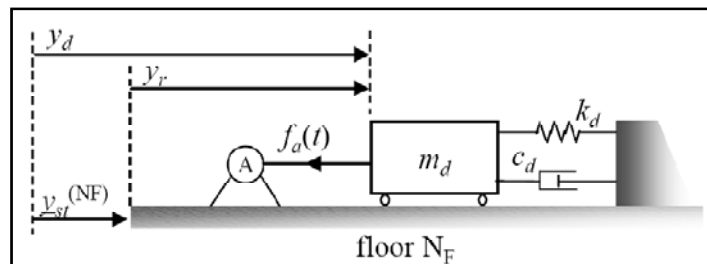


Fig.44 – Modelo de um HMD [26].

Para além deste exemplo, existem outros sistemas de controlo estrutural semi-activo, normalmente equivalentes ao controlo activo, mas que consomem menos energia, permitindo que estes funcionem autonomamente.

3.1.2.4. Sistemas efectores

Um sistema efector pode ser definido como a aplicação do conceito de um músculo orgânico na engenharia estrutural.

Como foi já referido, o controlo estrutural é normalmente aplicado no controlo de solicitações dinâmicas, tendo-se até hoje negligenciado a aplicabilidade deste género de sistemas em situações estáticas ou *quasi-estáticas*. Para além disso, 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 características que mais diferenciam os sistemas de controlo activo comuns do “músculo orgânico” e dos sistemas efectores, como podemos verificar na figura 45 (a e b).

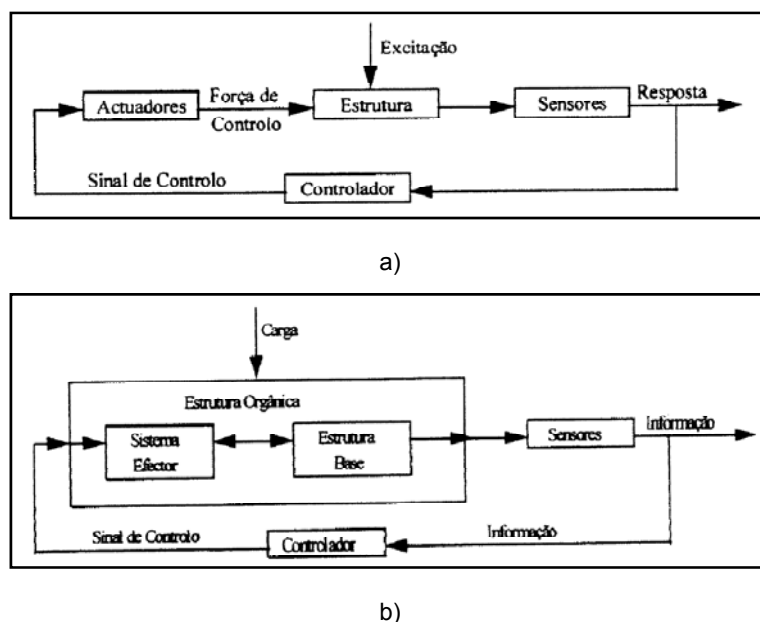


Fig.45 – Circuito de controlo de um sistema de controlo activo (a) e de um sistema efector (b) [23].

Assim podemos verificar a integração do sistema efector na estrutura, que transforma esta numa *estrutura orgânica*, conferindo-lhe a capacidade de alterar a sua atitude estrutural, em função da solicitação, podendo até influenciar a própria solicitação [23].

As diferenças entre os sistemas de controlo activo e os sistemas efectores estendem-se ao próprio processo de dimensionamento da estrutura (Fig. 46 e 47).

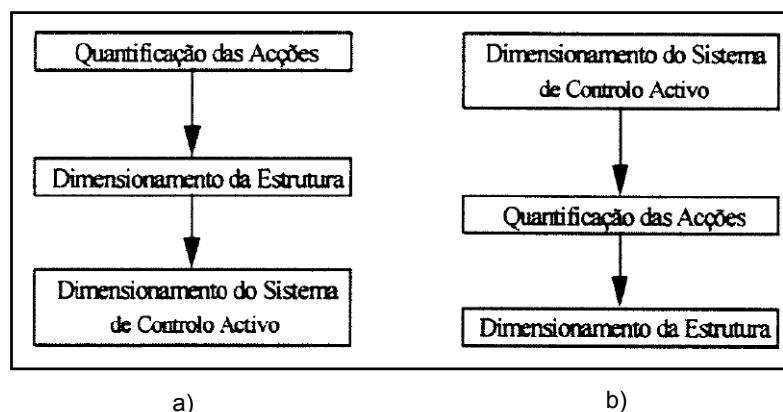


Fig.46 – Dimensionamento de uma estrutura dotada de um sistema de controlo activo (de vibrações (a) e de geometria (b) [23].

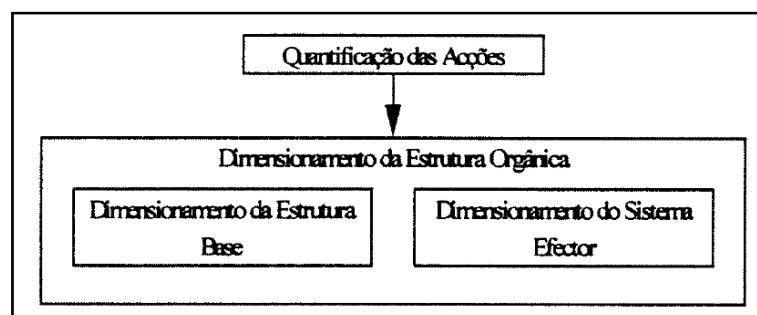


Fig.47 – Dimensionamento de uma estrutura orgânica (com sistema efector) [23].

Apesar de o conceito de sistemas efectores surgir num estado de desenvolvimento do controlo estrutural mais avançado, o controlo através destes sistemas pode ser menos exigente, devido às estratégias de controlo mais simples, aplicadas ao controlo estático, face às aplicadas ao controlo dinâmico dos sistemas activos correntes.

Em conclusão, resta referir que um exemplo da aplicação de sistemas efectores é o conceito de Pré-esforço Orgânico (OPS) que, devido à sua aplicação no presente trabalho, será pormenorizadamente descrito seguidamente.

3.1.3. ORGANIC PRESTRESSING SYSTEM (OPS)

“O pré-esforço orgânico (OPS) é um sistema de pré-esforço auto-ajustável, o qual recebeu a designação de orgânico pelo facto da sua concepção ser baseada no funcionamento de estruturas orgânicas existentes na natureza – as bio-estruturas” [18]

São muitos os exemplos de elementos encontrados na natureza que assumem funções estruturais e que podem ser associados a elementos utilizados, de forma rotineira, na engenharia civil.

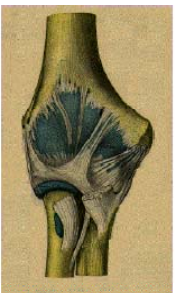
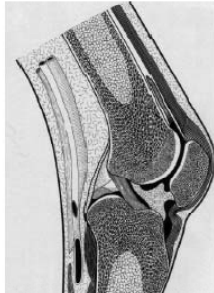
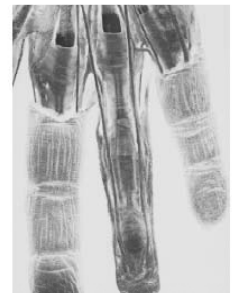
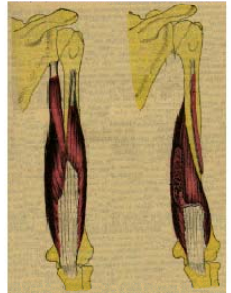
				
Ossos	Ligamentos	Cartilagem articular	Tendões	Músculos
Escoras, tirantes, vigas, pilares e cascas	Conectores	Aparelhos de apoio	Tirantes e cabos	Sistemas efectores

Fig.48 – Bio-estruturas e comparação com elementos utilizados na Engenharia Estrutural [18].

Durante o processo de dimensionamento de uma estrutura são consideradas diferentes combinações de acções, contudo a solução final é única. Este facto conduz, normalmente, a que a estrutura apenas apresente um rendimento óptimo para certas solicitações, sendo sobredimensionada para as restantes.

Este problema é evidente na aplicação de pré-esforço em estruturas de betão. O pré-esforço é introduzido para permitir a essas estruturas suportar condições mais exigentes (carga ou vão). Contudo, a aplicação de pré-esforço implica a submissão da estrutura a um estado de tensões relativamente elevadas, presente mesmo em períodos em que o carregamento exterior não existe. Isto conduz à necessidade de um eventual redimensionamento de determinados elementos da estrutura, para suportar o referido estado de tensões.

O conceito OPS, em analogia com o funcionamento de um músculo, corrige esta situação ao variar a tensão introduzida na estrutura em função da solicitação. Desta forma, a estrutura encontra-se sempre sujeita a um estado de tensões tal que o seu rendimento estrutural é mais próximo do óptimo [23].

A capacidade deste sistema variar a intensidade do pré-esforço introduzido na estrutura, em concordância com a evolução do carregamento, torna-o mais eficiente quando existe uma relação elevada entre as cargas variáveis e as cargas permanentes.

Este sistema apresenta também a vantagem de poder anular as perdas de pré-esforço, características dos sistemas convencionais, na medida em que essas eventuais perdas serão compensadas, com contracções adicionadas, caso conduzam a valores de tensões ou deformações não admissíveis. Por outro lado, os constantes ciclos de carga-descarga poderão provocar a fadiga dos cabos orgânicos, pelo que é necessário proceder a um estudo cuidado deste fenómeno previamente à aplicação do sistema.

3.1.3.1. Descrição do sistema

Um elemento reforçado com o sistema OPS em pouco se distingue, à primeira vista, de uma peça pré-esforçada por um sistema não aderente ordinário. A principal diferença prende-se com a capacidade já referida de auto-ajuste do pré-esforço às cargas exteriores.

O sistema OPS é composto por elementos tecnologicamente bem desenvolvidos dos quais podemos destacar os seguintes [18][23]:

- Cabos de pré-esforço não aderentes;
- *Ancoragens orgânicas*;
- Circuito eléctrico.

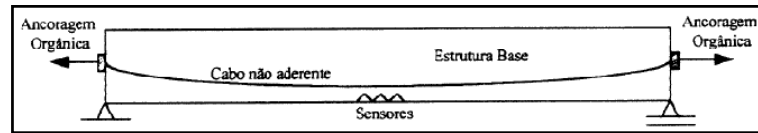


Fig.49 – Esquema de uma viga simplesmente apoiada dotada de um sistema de pré-esforço orgânico interior [23]

Este sistema surge de uma comunhão da tecnologia de base da aplicação de pré-esforço na engenharia civil, com os sistemas de controlo estrutural activo, embora possa ser dispensado o controlador devido à simplicidade da estratégia de controlo [23].

O circuito de controlo do sistema OPS baseia-se no diagrama da figura 45, relativo a estruturas orgânicas, em que assume o papel de sistema efector associado à estrutura base. Na figura 50 podemos comparar este diagrama com o diagrama de funcionamento do sistema OPS, no qual o conjunto ancoragens orgânicas e cabos não aderentes correspondem ao actuador, que é considerado como parte integrante da estrutura, devido à sua influência no valor da rigidez e resistência da estrutura, mesmo sem o sistema estar em funcionamento [23].

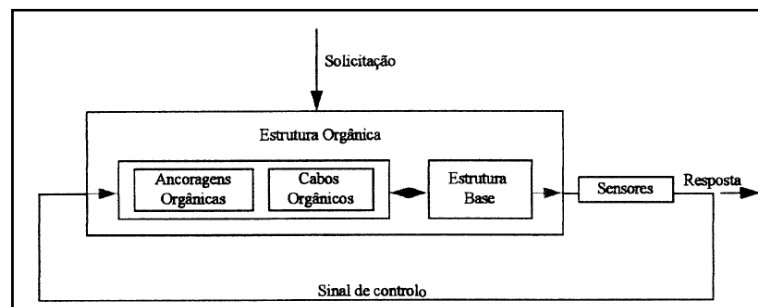


Fig.50 – Circuito de controlo do sistema OPS [23]

A utilização de cabos não aderentes está relacionada com o facto de ser necessário variar o valor de tensão aplicada nos cabos que, pela *lei de Hooke*, é acompanhada por uma variação de comprimento proporcional, que seria impedida caso os cabos estivessem rigidamente ligados à estrutura ao longo de todo o seu desenvolvimento.

Embora no exemplo da figura 49 estejam representadas duas ancoragens orgânicas, é possível, e até lógico do ponto de vista de custos, a aplicação de apenas uma ancoragem orgânica em conjunto com uma ancoragem passiva corrente no extremo oposto. As “ancoragens orgânicas” são compostas por sistemas servo-hidráulicos que se posicionam entre ancoragens correntes e a estrutura base. Assim, quando comandadas pelo controlador, as ancoragens afastam-se ou aproximam-se da estrutura base, conduzindo a contracções (aumento de pré-esforço) ou descon contracções (diminuição de pré-esforço), respectivamente.

“A definição de uma estrutura orgânica pressupõe o dimensionamento da estrutura base, a concepção do traçado dos cabos, a implementação dos sensores, a concepção da estratégia de controlo e o dimensionamento do sistema mecânico. ...o processo de dimensionamento da estrutura orgânica é um procedimento interactivo entre estes cinco sub-processos, no qual, a definição da estratégia de controlo se assume como fundamental.” [23].

3.1.3.2. Metodologia e formulação

O sistema OPS tem como principal objectivo manter os valores das tensões e/ou deformações dentro de um determinado predefinido, sobretudo os esforços de tracção em estruturas de betão.

Apesar do controlo estático se aplicar na realidade a carregamentos evolutivos, a previsibilidade desta evolução permite-nos facilmente relacionar a acção de controlo com o estado da tensão da estrutura. Assim, determinamos directamente a acção de controlo, sem ser necessária a intervenção de um controlador. Por outro lado, devido ao facto de o actuador ser parte integrante da estrutura, torna imperativo um esforço incremental na verificação de segurança da estrutura, em relação aos estados limites impostos previamente.

A estratégia de controlo do sistema OPS pode ser, como já foi referido, de extrema simplicidade. Um primeiro algoritmo de controlo foi desenvolvido assumindo um papel semelhante aos modelos “on-off”, que, quando o limite para a medição de um determinado sensor é ultrapassado, faz disparar o actuador, obrigando este a contrair ou relaxar os cabos, consoante o limite ultrapassado [18]. Na seguinte equação (Eq. 19) está representada a formulação matemática do algoritmo referido [27]:

$$\begin{cases} \Delta_{ai} < \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc(t_i) \times \bar{\sigma}_{Sci}^{OPS} < \Delta_{ci} \Rightarrow nc(t_i + \Delta t) = nc(t_i) \\ \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc(t_i) \times \bar{\sigma}_{Sci}^{OPS} > \Delta_{ci} \Rightarrow nc(t_i + \Delta t) = nc(t_i) + 1 \\ \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc(t_i) \times \bar{\sigma}_{Sci}^{OPS} < \Delta_{ai} \Rightarrow nc(t_i + \Delta t) = nc(t_i) - 1 \end{cases} \quad (19)$$

com:

- $\sigma_{Sci}(G)$ = tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido às cargas permanentes;
- $\sigma_{Sci}^t(Q)$ = tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido às cargas variáveis no instante t_i ;
- $\bar{\sigma}_{Sci}^{OPS}$ = incremento de tensão na fibra relevante da secção de controlo i produzido por uma contracção;
- $nc(t_i)$ e $nc(t_i + \Delta t)$ = número de contracções activas nos instantes t_i e $t_i + \Delta t$;
- $nc_t \times \bar{\sigma}_{Sci}^{OPS}$ = tensão na fibra relevante da secção de controlo i devido a acção do sistema OPS no instante t_i ;
- Δ_{ci} e Δ_{ai} = margens de compressão e de actividade do sistema orgânico; (são os níveis de tensão para os quais os sensores são programados para emitirem sinais de actividade);

Existem dois fenómenos nocivos que podem ocorrer na estratégia de controlo do sistema OPS: Instabilidade e Hiperactividade. A instabilidade surge quando o sistema entra em ciclos de actividade alternada, com contracções e descon contracções sucessivas (Fig.51). Esta instabilidade pode ocorrer, caso o incremento de tensão devido à actuação do sistema ($\bar{\sigma}_{Sci}^{OPS}$) seja grande, em comparação com a

amplitude do intervalo de valores admissíveis ($|\Delta_{ai} - \Delta_{ci}|$). Este fenómeno é facilmente controlado através da imposição da seguinte condição [27]:

$$|\bar{\sigma}_{Sci}^{OPS}| < |\Delta_{ai} - \Delta_{ci}| - \sum |\delta_i| \quad (20)$$

com δ_i correspondendo ao valor da incerteza i .

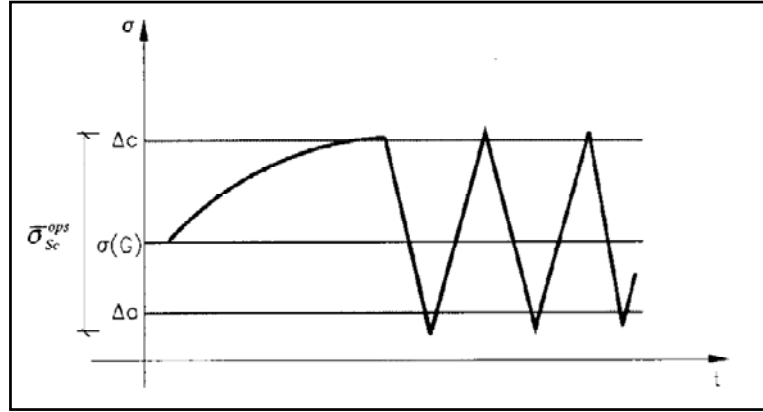


Fig.51 – Instabilidade no sistema OPS [27]

O fenómeno de hiperactividade apenas ocorre em situações onde temos presentes mais de um conjunto ancoragem e cabo orgânico, em que a actuação de um dos conjuntos pode provocar a actuação de outro e assim sucessivamente (Fig.52). A hiperactividade pode ser controlada com recurso a técnicas algébricas bem desenvolvidas [27].

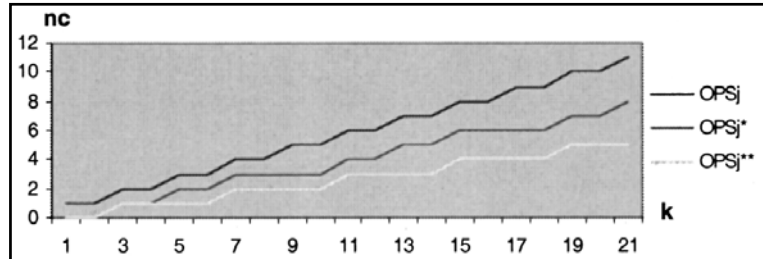


Fig.52 – Hiperactividade de três sistemas OPS [27].

Para além do estado de tensão da estrutura, também as deformações podem ser utilizadas como balizas de funcionamento do sistema OPS, como podemos observar no seguinte algoritmo [28]:

$$\begin{cases} \bar{\Delta}(t_i) > \Delta c \Rightarrow nc(t_i + \Delta t) = nc(t_i) + 1 \times \xi(t_i) \\ \bar{\Delta}(t_i) \leq \Delta c \Rightarrow nc(t_i + \Delta t) = nc(t_i) \end{cases} \quad (21)$$

em que:

- $\bar{\Delta}(t_i)$ = é a flecha na secção controlo no instante t_i ;
- Δc = valor limite para a flecha;

- Δt = “time step” do algoritmo;
- $nc(t_i)$ e $nc(t_i + \Delta t)$ = número de contracções activas nos instantes t e $t+\Delta t$;
- $\xi(t_i)$ =função de validação no instante t_i (pode assumir o valor de 0 ou 1).

A introdução de uma função de validação ($\xi(t_i)$) no algoritmo, assegura uma verificação contínua da integridade dos diferentes constituintes do sistema. Se esta verificação detectar anormalidade, o actuador bloqueia e soa um alarme. Isto é garantido pela multiplicação de qualquer contracção pela função de validação que estabelece, no instante t_i , se todos os subsistemas cumprem os requisitos de integridade e operacionalidade ($\xi(t_i) = 1$) ou não ($\xi(t_i) = 0$) [28]. Para além deste controlo por software, podem também ser introduzidos elementos físicos, que garantam a segurança da estrutura orgânica, em caso de falha no sistema efectivo.

3.1.3.3. Aplicação do sistema OPS num caso real – projecto-piloto – Cimbra da ponte do Rio Sousa

Como já foi mencionado, a aplicação do sistema OPS apresenta um maior rendimento, quando aplicado em estruturas sujeitas a carregamentos lentos e com relações cargas variáveis/cargas permanentes elevadas. Um exemplo de estruturas em que estes requisitos são cumpridos, são os cimbres autolanzáveis referidos no capítulo anterior. De facto, a primeira aplicação do sistema OPS à escala real, materializou-se no reforço de um CA para a execução do tabuleiro da ponte de Rio Sousa.

O cimbra da ponte do Rio Sousa é um cimbra autolanzável inferior, constituído por quatro vigas metálicas treliçadas.

Com uma distância entre apoios de 30 m, cada viga tem um comprimento total de 64 m, dividindo-se em 40 m de estrutura principal e os restantes 24 igualmente distribuídos pelos 2 narizes (posterior e anterior). A estrutura principal da viga apresenta uma secção transversal de 1,25 m x 2,00 m [19].

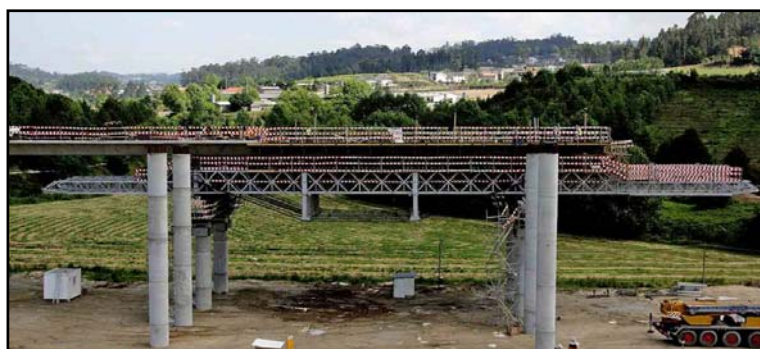


Fig.53 – Alçado do cimbra durante a fase de betonagem [20].

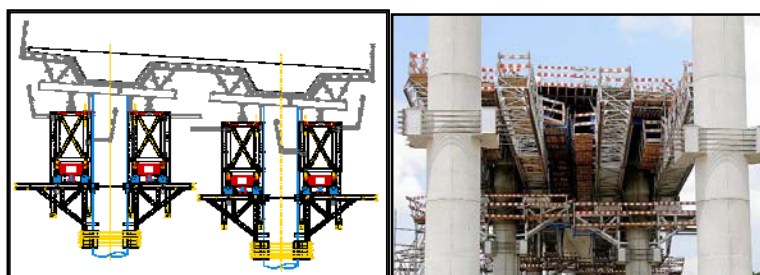


Fig.54 – Corte transversal do cimbra e vista frente do cimbra [20].

Os apoios são constituídos por “*bogies*” associados a consolas, que se apoiam inferiormente em colares de atrito, e superiormente são ligadas entre si por barras pré-esforçadas. Os roletes superiores do “*bogie*” estão ligados ao “chassis” através de dois eixos, em que um é responsável pela adaptação da viga às inclinações longitudinais do tabuleiro (máximo de 2%), e o outro assegura a compatibilização da não perpendicularidade entre a viga e o “*bogie*” [19].

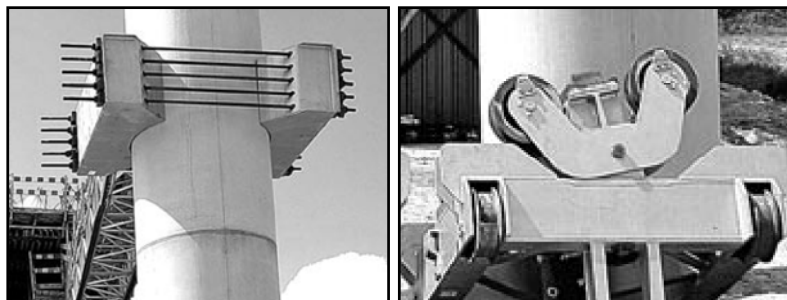


Fig.55 – Colar de atrito e “*bogie*” [19].

Para impedir a movimentação do cimbra durante a fase de betonagem, a viga é desligada dos “*bogies*” através da acção de uma viga de elevação que, pela actuação de macacos hidráulicos, eleva o cimbra para a sua posição final. Depois de aplicado o pré-esforço no tabuleiro, o cimbra volta à sua posição inicial, promovendo a descofragem.

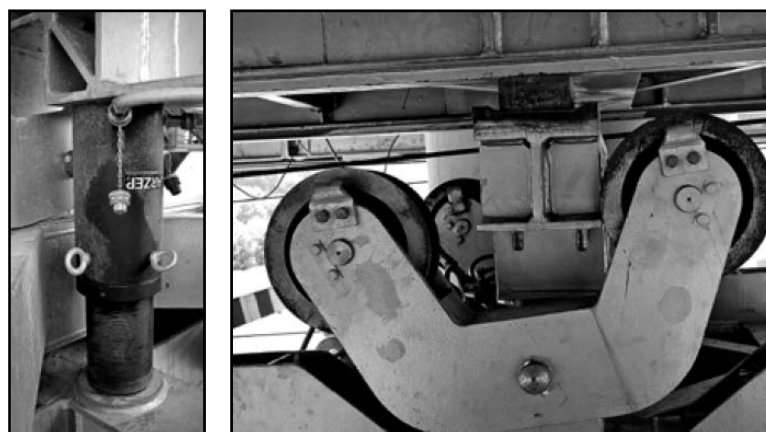


Fig.56 – Macaco hidráulico e viga de elevação [19].

Para além da elevação do cimbra, é também utilizado um sistema de travamento, para garantir a imobilização de cada viga durante a betonagem do tabuleiro, e endurecimento do betão. Este sistema de travamento é composto por um conjunto de duas barras de comprimento variável, que ligam o tabuleiro a cada uma das vigas, impedindo o movimento longitudinal do cimbra. Transversalmente, o cimbra é travado com recurso a calços de madeira e varões roscados, que ajustam a posição das vigas em relação aos pilares. [19].

A movimentação do cimbra, durante a fase de avanço, é executada através de dois sistemas independentes. O movimento transversal das vigas permite que estas ultrapassem os pilares, sem que haja interferência destes com as cofragens, e é garantida por cilindros hidráulicos, que promovem o deslocamento dos “*bogies*” sobre a consola. O movimento longitudinal do cimbra é promovido por um

guincho, associado a um motor eléctrico posicionado no apoio posterior do cembre, puxando o cembre e forçando-o a avançar em direcção ao tramo seguinte [19].

Para que seja garantida a segurança durante o avanço, é introduzido um “cabo de travamento” associado a um guincho manual, bem como sistemas anti-levantamento entre os narizes e os “*bogies*” e entre estes e as consolas, impedindo o derrube do cembre durante o avanço [19].

A característica mais particular deste CA é, sem dúvida, a implementação do sistema OPS. A integração do sistema no reforço do cembre do Rio Sousa é aplicada em cada uma das vigas e capaz de funcionar de forma independente. Esta integração é descrita na figura 57, onde se representa a posição de cada um dos constituintes do sistema, numa das vigas do cembre.

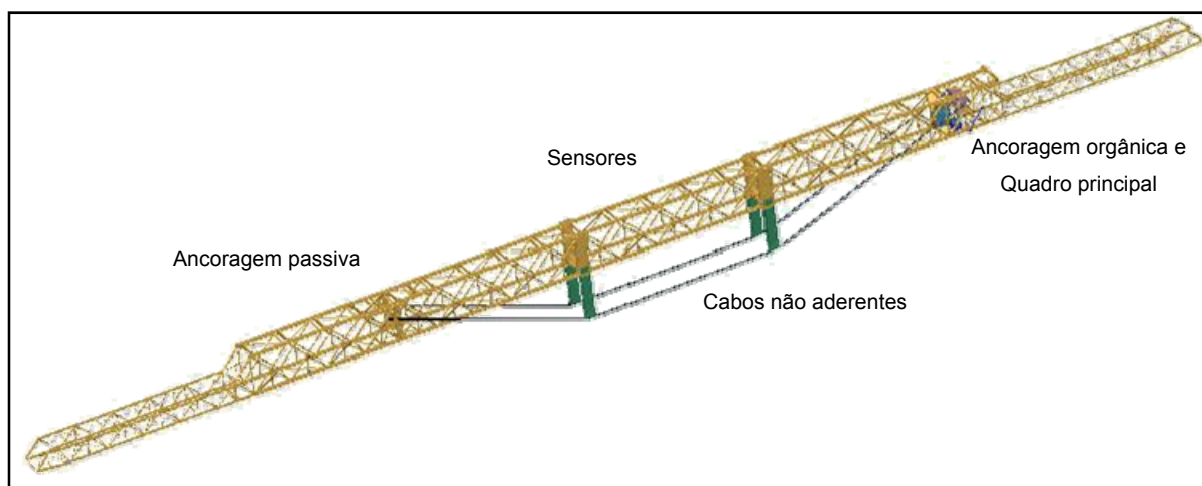


Fig.57 – Esquema do sistema OPS integrado numa viga do cembre do Rio Sousa [28].

O funcionamento do sistema OPS segue a estratégia de controlo, caracterizada pelo algoritmo descrito na equação 21, sendo a flecha a meio do vão bi-apoiado, a grandeza controlada.

Cada viga é reforçada com dois cabos de pré-esforço, constituídos por 12 cordões cada um. O pré-esforço é aplicado numa configuração tri-linear, garantida pela introdução de escoras de desvio e posicionamento das ancoragens sobre os apoios (Fig.58).

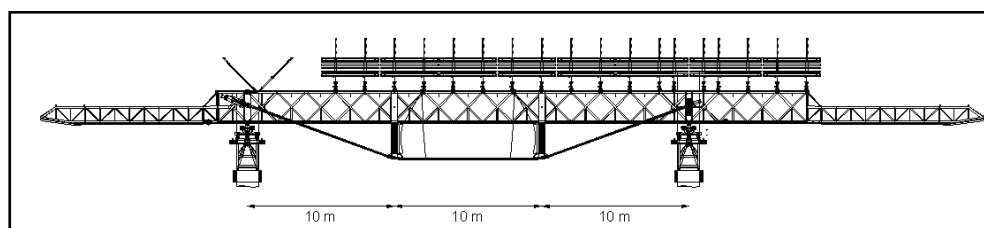


Fig.58 – Configuração tri-linear dos cabos de pré-esforço

As escoras de desvio são perfis metálicos rectangulares (RHS), responsáveis pela transmissão das forças de desvio para a estrutura. São providas de um sistema que permite a sua recolha, em conjunto com os cabos, de forma a ser possível a viga avançar sobre as consolas de apoio [20].



Fig.59 – Sistema de recolha das escoras de desvio [20].

De forma a impedir o “ferimento” dos cabos, são introduzidas, nos extremos das escoras, selas de desvio revestidas PTFE (Politetrafluoretileno) nos pontos de contacto com os cordões. Estas selas permitem uma curvatura suave dos cabos nos pontos e quebra de declive e são dotadas de um sistema de abertura, de forma a permitir uma compatibilidade entre o movimento de recolha com a rigidez dos cordões [20].

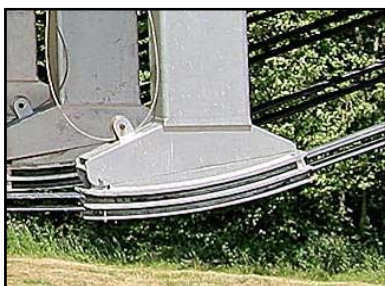


Fig.60 – Selas de desvio e sistema de abertura [20].

Como foi referido anteriormente, a ancoragem orgânica corresponde a uma ancoragem corrente com a introdução de um actuador (cilindro hidráulico) entre esta e a estrutura. No cimbra do Rio Sousa, ambas as ancoragens (activa e passiva) permitem que a transmissão de esforços entre a estrutura base e os cabos de pré-esforço seja simultânea para ambos os cabos. Este fenómeno deve-se ao uso de vigas que suportam as cabeças ancoragens de ambos os cabos, ligando os cabos ao cilindro hidráulico (extremidade activa) ou directamente à estrutura base (extremidade passiva) [19][20].



Fig.61 – Ancoragem orgânica (a) e ancoragem passiva (b) [20].

O cilindro hidráulico, que assume o papel de actuador no sistema OPS, é semelhante aos utilizados noutras aplicações de Engenharia Civil. São introduzidas medidas de segurança que se prendem com o limite de curso do actuador, tanto fisicamente como por software, e pela aplicação de dois fusos e respectivas fêmeas, que impedem a diminuição da força de pré-esforço em caso de avaria do actuador.

A medição da flecha a meio vão é garantida por transdutores de pressão. É colocado um reservatório num ponto com cota constante ao longo da betonagem (perto de um dos apoios) e é medida a variação da pressão hidrostática, sendo convertida posteriormente em variações de deformada [19].

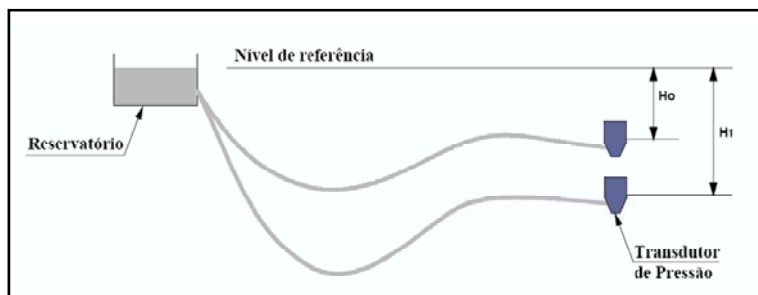


Fig.62 – Medição da pressão hidrostática [18].

O dimensionamento do CA é feito em conjunto com o sistema OPS, que permite um melhor aproveitamento do sistema, atingindo-se um comportamento óptimo da estrutura.

Tabela 3 – Esforços no cimbra na fase de betonagem [20][28].

	Esforços Axiais	Momentos Flectores	Esforços Transversos
Cargas permanentes			
Cargas variáveis			
Pré-esforço			
Combinação das acções anteriores			

Como podemos observar na tabela 3, a consola do cimbra com um comprimento equivalente a 1/5 de vão não é reforçada com o sistema OPS. Isto é justificado, não só pelos esforços equivalerem aos gerados na fase de avanço (onde o sistema OPS não funciona), mas também pela deformada máxima de valor admissível ($\approx L/1000$) e, sobretudo, pela simplificação na materialização do sistema [20].

A aplicação do reforço OPS conduz a uma diminuição muito significativa dos momentos flectores (80%) e esforços transversos (60%). Embora a redução seja acompanhada de uma introdução de esforço axial significativa (2000 kN), esta não compromete a redução de esforços já que a tensão das cordas superiores (compressão) sofre uma redução de 60%, e nas cordas inferiores assistimos a uma inversão de tensão (tracção para compressão), acompanhada de uma redução de 40% em termos absolutos [20].

Para além da redução de esforços, a intervenção do sistema OPS conduziu a uma diminuição drástica da flecha máxima na secção de controlo. Com um valor máximo imposto na estratégia de controlo de 2,5 mm, verificou-se uma redução de 96% quando comparado com o valor de 64 mm obtido, utilizando apenas cabos passivos, sem aplicação de pré-esforço. A retirada dos cabos elevava o valor da flecha para 120 mm, sendo necessário proceder a um aumento da rigidez do cimbra considerável e consequente aumento do volume de aço utilizado (cerca de 30%) [28].

A intervenção humana no funcionamento do sistema OPS é simples e intuitiva. É apenas informar o sistema das transições de fase na obra. Estas acções podem ser de quatro tipos:

- Posicionamento das escoras de desvio – este processo é realizado com recurso a um comando simples com duas opções: “armar escoras” e “recolher escoras” utilizado antes da betonagem e do avanço, respectivamente;
- Aplicação de pré-esforço inicial para anulação da flecha, devido às cargas permanentes e, eventualmente, para definição de uma contra-flecha se assim desejado;

- Activação 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 acções exteriores;
- Relaxação completa do cabo de pré-esforço para permitir a recolha das escoras.

A intervenção do operador é feita através de um comando táctil (HMI) presente no cockpit que, para além de permitir a selecção do modo de operação (comum a todas as vigas), fornece informações sobre o estado do sistema. Para além desta consola central, existem também em cada uma das vigas, comandos manuais que permitem a activação de cada um dos modos de operação acima descritos, de forma independente [19].

Este projecto-piloto veio confirmar a viabilidade e os benefícios da aplicação do sistema OPS em casos reais, tendo-se verificado diversas vantagens estruturais e económicas, na aplicação de pré-esforço orgânico no reforço de cimbres autolanzáveis [20]:

3.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UM CIMBRE AUTOLANÇÁVEL

No contexto da presente dissertação, pretende-se comparar a influência do endurecimento do tabuleiro durante a betonagem, no comportamento de um CA reforçado com o sistema OPS, semelhante ao utilizado na execução da ponte sobre o Rio Sousa e de um CA convencional equivalente. Para esse efeito, foram modelados em elementos finitos, com recurso ao programa *Robot Millennium*, o cimbra do Rio Sousa bem como um cimbra convencional equivalente dimensionado por critérios e com solicitações semelhantes ao primeiro (e também composto por 4 vigas iguais).

Neste capítulo é descrito o processo de dimensionamento do CA convencional e do modelo correspondente, seguido de uma caracterização do CA reforçado com OPS e da sua modelação em elementos finitos. Finalmente, procede-se a uma comparação entre o comportamento e rendimento estrutural dos dois cimbres, quando sujeitos a cargas semelhantes.

A modelação numérica dos CA restringem-se apenas a uma das 4 vigas idênticas, que compõem cada cimbra. A estrutura principal das vigas é reproduzida como um elemento barra, por razões de simplificação de cálculo que é efectuado apenas em duas dimensões. Este elemento barra possui uma secção transversal com inércia equivalente à estrutura da viga correspondente, assegurando desta forma, um comportamento estrutural semelhante. O cálculo da inércia equivalente é explicado nos próximos subcapítulos.

3.2.1. CARACTERIZAÇÃO DE UM CIMBRE REFORÇADO COM TECNOLOGIA OPS

O cimbra do Rio Sousa é composto, como já foi referido, por 4 vigas treliçadas. Durante a betonagem apenas a estrutura principal das vigas é solicitada pelos carregamentos exteriores. Por essa razão, nos modelos numéricos, apenas essa porção da estrutura principal é considerada. Nas figuras seguintes (Fig.63 e 64) podemos comparar a estrutura de uma viga constituinte do cimbra do Rio Sousa com o seu modelo numérico equivalente, utilizado neste estudo.

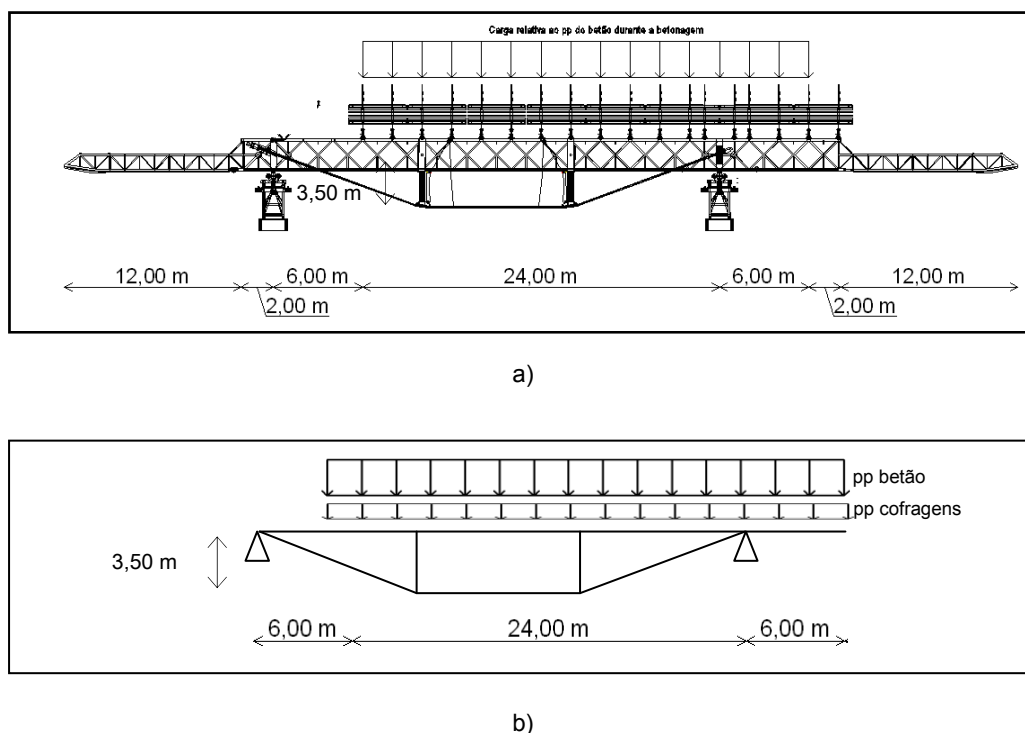


Fig.63 – Estrutura real (a) e o correspondente modelo numérico (b) de uma viga do CA do Rio Sousa.

Como podemos observar, uma parte considerável da estrutura (narizes + 4 m de estrutura principal) é desprezada no cálculo estrutural realizado no decorrer deste trabalho. Este facto poderia incorrer em discrepâncias entre os valores obtidos a partir dos modelos numéricos e os valores reais obtidos em obra. Contudo, neste trabalho, apenas tem relevância a evolução do comportamento do cimbra durante a betonagem, sendo a influência das cargas permanentes anulada, aquando da calibração dos valores iniciais, nomeadamente o curso do actuador e a flecha a meio vão, pelos valores reais obtidos em obra. Assim, quando comparados os valores numéricos com os valores reais, a consideração tomada anteriormente não introduz erros nessa comparação.

A treliça que compõe a estrutura principal tem as cordas superiores e inferiores constituídas por perfis HEB 180, contraventadas verticalmente e horizontalmente por perfis tubulares de dimensão variável. Na figura 64 está representada uma porção tipo da treliça com identificação dos perfis utilizados. A treliça é localmente reforçada nos pontos onde são aplicados esforços transversos consideráveis, como é o caso dos apoios e das ligações das escoras de desvio à estrutura principal.

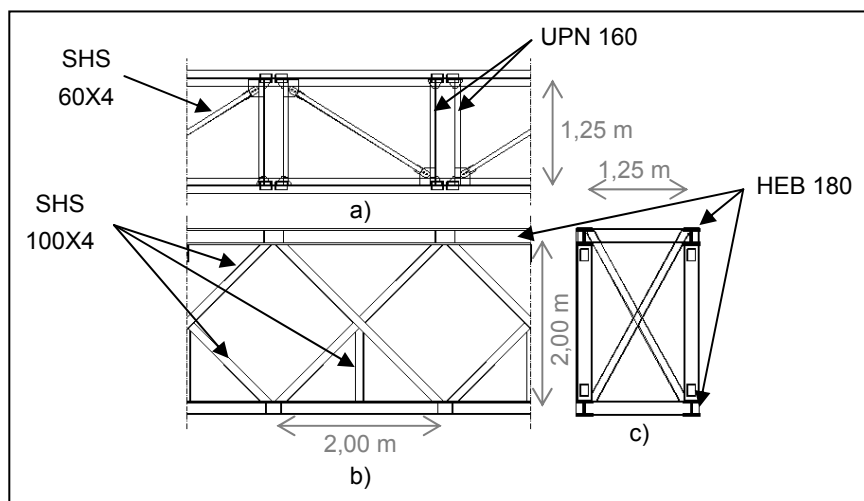


Fig.64 – Planta (a), alçado (b) e corte transversal (c) de parte da estrutura principal de uma viga do CA de Rio Sousa.

Apesar de a rigidez variar ao longo do comprimento da viga devido aos reforços pontuais, o elemento barra utilizado no modelo numérico apresenta uma rigidez constante, caracterizado pelas propriedades dos materiais, neste caso aço da classe S355, e da secção transversal, nomeadamente o valor da área, inércia e altura da secção. A determinação das propriedades da secção a aplicar no elemento barra são obtidas de formas distintas.

O valor da altura da secção é obtido directamente da secção real, ou seja, 2,00 m.

O valor da área da secção transversal foi obtido através da definição da carga distribuída, que conduziu a uma flecha igual à correspondente às cargas permanentes, num modelo tridimensional detalhado do cimbra do Rio Sousa, sem escoras de desvio ou cabos ou cabos de pré-esforço. O valor dessa carga associado ao peso próprio do aço (77kN/m^3) permitiu determinar a área de aço na secção transversal (597 cm^2).

O valor do momento de inércia equivalente foi obtido, de modo a que o modelo numérico apresentasse uma flecha semelhante ao cimbra real, quando solicitado pelas mesmas acções. Assim, obteve-se uma inércia de 2410000 cm^4 com valores de flechas representados na tabela seguinte:

Tabela 4 – Comparação de flechas teóricas e reais para determinação do momento de inércia equivalente.

Caso de Carga	Flecha Real [28]	Flecha do Modelo Numérico
Carga permanente e variável sem cabos	120 mm	120,579 mm
Carga permanente e variável com cabos passivos	64 mm	68,206 mm
Carga permanente com cabos passivos	12 ± 1 mm	10,555 mm

Para além da estrutura principal, o modelo numérico representativo do CA do Rio Sousa é também constituído pelas escoras de desvio e cabo de pré-esforço. Visto ser um modelo 2D, apenas possui um cabo e um par de escoras, que terão necessariamente de ver a sua rigidez dobrada, de forma a compatibilizar o comportamento estrutural do modelo numérico com a realidade.

Tabela 5 – Propriedades geométricas das escoras e cabo de pré-esforço.

	Modelo Numérico	Realidade
Cabo de pré-esforço	$A = 36 \text{ cm}^2$	(12 monocórdões ($A=1,5 \text{ cm}^2$)) $A = 18 \text{ cm}^2$
Escora de desvio	$A = 286 \text{ cm}^2$ $I_y = 58820 \text{ cm}^4$	(RHS 400x200x12,5) $A = 143 \text{ cm}^2$ $I_y = 29410 \text{ cm}^4$

Em adição às propriedades geométricas dos diferentes elementos, é necessário definir as propriedades dos materiais que os constituem, para se determinar a sua rigidez e assim conhecer-se o comportamento estrutural de cada elemento, bem como da estrutura completa. Na tabela seguinte são referidos os materiais constituintes dos diferentes elementos da estrutura e descritas as propriedades correspondentes.

Tabela 6 – Propriedades dos materiais utilizados no modelo numérico.

Elemento	Material	Módulo de Young E [GPa]	Coeficiente de Poisson ν	Módulo de Distorção G [GPa]	Peso Volúmico γ [kN/m ³]	Coeficiente de expansão térmica α [1/°C]
Estrutura principal	Aço S355	210	0,3	81	77	0,000012
Escoras de desvio	Aço S355	210	0,3	81	77	0,000012
Cabo de pré-esforço	Aço de alta Resistência	195	0,3	80,8	84,7*	0,000012

* - este valor inclui um acréscimo de 10% em relação ao peso volúmico do aço, de modo a ter em conta o peso da bainha dos monocordões e da massa consistente

No modelo numérico o cabo é constituído por 3 bielas (1 para cada troço rectilíneo) de forma a evitar a análise não-linear imposta no uso de elementos de cabo no programa de cálculo. A aplicação de pré-esforço é garantida por uma acção de encurtamento relativo ($\approx 3,2\%$) de cada uma das 3 barras, de forma a perfazer um total de 1 m de encurtamento no cabo:

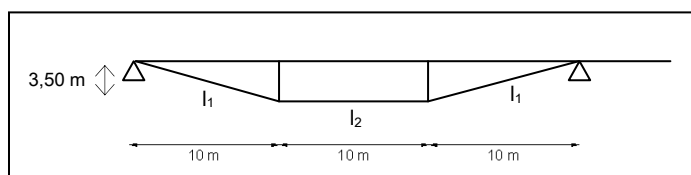


Fig.65 – Vista lateral do modelo numérico.

$$\begin{cases} l_1 = \sqrt{10^2 + 3,5^2} \\ l_2 = 10 \\ x \cdot (2l_1 + l_2) = 1 \end{cases} \Leftrightarrow \{x = 0,03206 \quad (22)$$

Esta acção é associada às restantes solicitações, multiplicada por um factor que representa o encurtamento real desejado, e que varia de acordo com as solicitações. Resta referir que, no cimbra do Rio Sousa, uma contracção corresponde a um curso de 2 mm no actuador, por essa razão, o factor referido anteriormente irá sofrer incrementos múltiplos de 0,002.

De forma a garantir que a força instalada em todos os troços de cabo é aproximadamente igual, foram colocadas bielas (bi-articuladas) incompressíveis com 2 cm de comprimento, entre as escoras de desvio e os cabos com a direcção da bissectriz. Este artifício permite que as forças instaladas em todos os troços dos cabos sejam aproximadamente iguais (Fig.64).

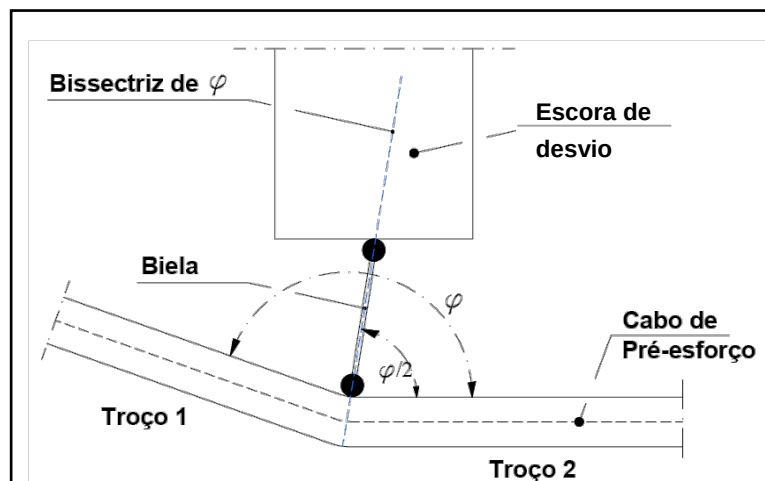


Fig.66 – Representação esquemática da localização das selas de desvio no modelo numérico.

$$\begin{aligned}\varphi &= 90^\circ + \operatorname{atan}\left(\frac{10}{3,5}\right) = 160,71^\circ \\ \varphi/2 &= 80,355^\circ\end{aligned}\quad (23)$$

De forma a garantir a isostaticidade da estrutura com o exterior, as condições de apoio são análogas a uma viga simplesmente apoiada, com um apoio na extremidade anterior do modelo e outro a uma distância de 30 m do primeiro. Assim, obtemos um vão bi-apoiado de 30 m onde se aplica o pré-esforço orgânico e uma consola de 6m no extremo posterior.

3.2.2. DIMENSIONAMENTO DE UM CIMBRE CONVENCIONAL

Tal como no cimbra caracterizado anteriormente, o estudo do comportamento e dimensionamento do CA convencional restringe-se a uma das suas vigas. O CA convencional partilha com o cimbra OPS o tipo de estrutura (treliçada), condições de apoio, solicitações e materiais utilizados.

O CA convencional foi dimensionado, de forma a apresentar uma proporcionalidade com o CA do Rio Sousa, em termos de dimensões da secção transversal e das rigidezes dos perfis utilizados. Assim, procedeu-se ao dimensionamento das cordas superior e inferior da treliça, e considerou-se posteriormente, uma proporcionalidade entre as restantes propriedades (altura da secção e perfis de contraventamento) comandada pela razão entre a área das cordas em ambos os CA's.

Este dimensionamento realizou-se em regime elástico e apenas se consideraram os casos de carga relativos à fase de betonagem, tendo sido utilizados os seguintes critérios:

- Estado limite último de resistência (esforço axial);
- Encurvadura (varejamento e bambeamento);
- Estado limite de deformação (flecha limitada a 4cm a meio vão e a 1,6 cm na consola);

As acções consideradas no cálculo dos esforços na estrutura foram:

- Peso próprio da estrutura (valor inicial arbitrado como 130% do peso próprio da estrutura do cimbra OPS) (G): $1,3 \times 0,0597 \times 77 = 5,98 \text{ kN/m} \cong 6,0 \text{ kN/m}$;
- Peso das cofragens (S_c): 4 kN/m [19];
- Peso próprio do betão (S_b): 62 kN/m [19].

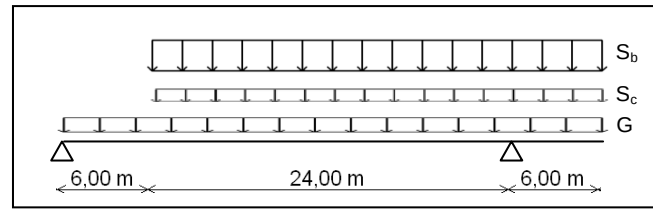


Fig.67 – Acções consideradas no dimensionamento do CA convencional.

Com as solicitações referidas anteriormente obteve-se o seguinte diagrama de momentos flectores:

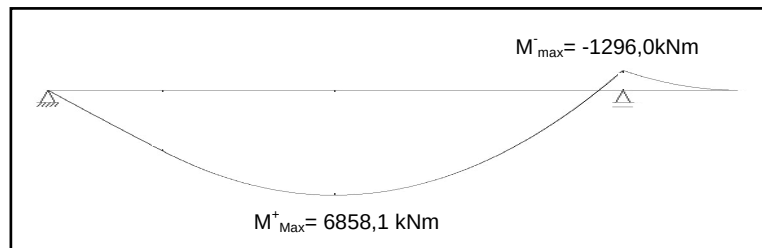


Fig.68 – Diagrama de momentos flectores no dimensionamento do CA convencional.

Os esforços axiais em cada corda foram obtidos pela fórmula:

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{2h} = \frac{1,5 \times M_{max}}{2h} \quad (24)$$

Considerando a proporcionalidade com o CA do Rio Sousa referida anteriormente, obtemos a seguinte relação entre a altura da secção (h) e a área da corda (A_{cord}):

$$\frac{A_{cord}}{h} = \frac{A_{cord}^{OPS}[HEB180]}{h^{OPS}} = \frac{7,4351 \times 10^{-3}}{2,0} = 3,71755 \times 10^{-3} \quad (25)$$

Considerando as relações expostas, obtém-se assim a seguinte relação de segurança aos estados limites últimos de resistência:

$$\frac{1,5 \times M_{max}}{537,99 \times A_{cord}^2} \leq f_y \quad (26)$$

com f_y a representar a tensão de cedência do aço, que neste caso será 355 MPa (Classe S355).

Nos estados limites de serviço, a deformação foi obtida pelo método da unidade fictícia de carga (UFC):

$$\delta = \int_0^x \frac{M \cdot \bar{M}}{EI} dz \quad (27)$$

O valor do momento de inércia (I) utilizado na determinação da flecha, foi obtido tendo em conta unicamente a presença das cordas nas posições previstas, e não considerou a deformabilidade dos elementos de contraventamento vertical (diagonais). Por esta razão, a deformada real poderá ultrapassar o valor esperado, pelo que é necessário verificar o valor da flecha depois de dimensionada a estrutura. Esta verificação foi realizada no programa de cálculo *Ftool*, tendo em conta apenas um plano vertical da treliça com cordas e diagonais, sujeito a metade da carga a que a estrutura está sujeita.

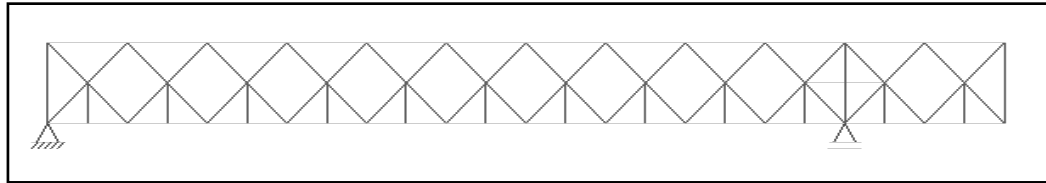


Fig.69 – Pano vertical da treliça para determinação da flecha final.

Como podemos observar pela figura, procedeu-se a um reforço local sobre o apoio da direita, para aproximar o comportamento desta treliça com a estrutura do cimbra do Rio Sousa. Neste reforço são introduzidos perfis similares aos utilizados nas diagonais.

As verificações aos estados limites últimos de encurvadura, seguiram o disposto na norma europeia Eurocódigo 3, referente ao encurvamento por varejamento e bambeamento [29].

Com as considerações tomadas, o estado limite de deformação provou ser condicionante neste dimensionamento, conduzindo à solução final apresentada na figura 70.

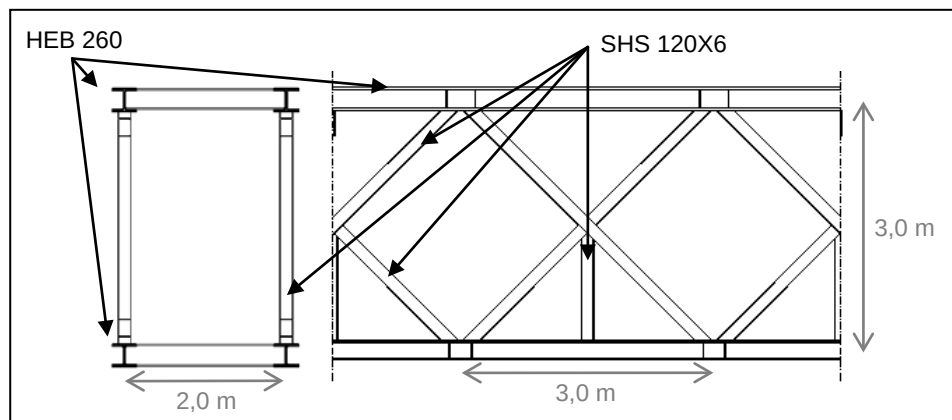


Fig.70 – Corte transversal e vista lateral da estrutura do CA convencional.

Tabela 7 – Propriedades geométricas dos perfis metálicos utilizados no CA convencional.

Elemento estrutural	Perfil metálico utilizado	Momento de Inércia [cm ⁴]	Área de secção transversal [cm ²]
Cordas (superior e inferior)	HEB 260	14290	118,4
Elementos de contraventamento vertical (diagonais)	SHS 120x6	26,4	562

Com esta solução final o cimbra apresenta a deformada representada na figura 71, apresentando flechas máximas de valor admissível pelos critérios de dimensionamento ($\delta_{\text{meio-vão}} < 4\text{cm}$; $\delta_{\text{consola}} < 1,6\text{ cm}$).

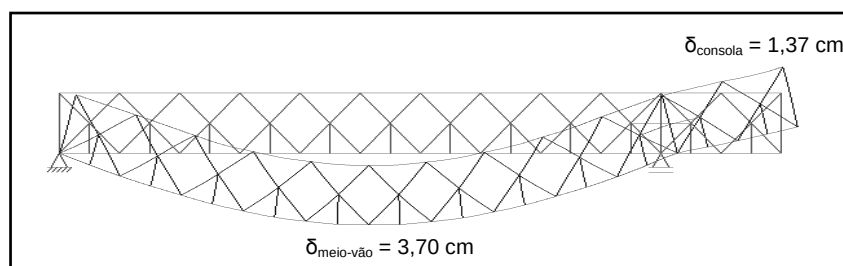


Fig.71 – Deformada final e representação das flechas a meio vão e na consola.

Para se obter o valor da inércia equivalente, utilizou-se a treliça representada na figura 69, mas com o apoio da direita movido para o extremo direito da treliça, e compatibilizou-se a flecha obtida no programa de cálculo com a inércia equivalente, através da fórmula:

$$\delta = \frac{5 p l^4}{384 E I} \quad (28)$$

O momento de inércia equivalente, a aplicar no modelo numérico para estudo da interacção com o tabuleiro, assume então o valor de 8855685 cm⁴. O valor da área de aço na secção transversal é obtido por proporcionalidade com o cimbra do Rio Sousa, tendo como base a relação entre a área das cordas de cada um dos cimbres. Tendo em conta esta consideração, o valor da área da secção transversal é de 950 cm² o que equivale a uma carga permanente de 7,3 kN/m em toda a estrutura.

4

ESTUDO DE INTERACÇÃO CIMBRE/TABULEIRO DURANTE A BETONAGEM TENDO EM CONTA O ENDURECIMENTO DO BETÃO

4.1. MODELO ESTRUTURAL E PROCEDIMENTO DE CÁLCULO

Neste capítulo procede-se ao estudo da influência do endurecimento do betão, e consequente aumento de rigidez, no comportamento estrutural do conjunto CA e tabuleiro em execução. Este estudo é baseado na comparação dos resultados do cálculo estrutural obtidos a partir dos modelos com e sem consideração do fenómeno de endurecimento do betão. Por comodidade os modelos referidos passam a ser designados por modelo com endurecimento (CE) e modelo sem endurecimento (SE), respectivamente. As grandezas comparadas resumem-se à deformada, momentos flectores e tensões normais no cimbra e, complementarmente, a esforços transversos e momentos flectores no tabuleiro endurecido.

A evolução da carga relativa ao peso do betão fresco, ao longo da betonagem, dá-se de acordo com o processo de betonagem do tipo B, descrito no subcapítulo 3.1.1 (Fig.27), e é dividida em 24 fracções designadas por *fases*. Entre a fase 1 e 6, cada uma corresponde à betonagem de 2 m de tabuleiro, 1 m para cada lado do apoio posterior, nas restantes fases (7 a 24) procede-se à betonagem do restante tabuleiro sobre o vão bi-apoiado (1m em cada fase).

Nos modelos CE, o tabuleiro é introduzido no modelo, por elementos barra com 1 m de comprimento, com uma secção transversal de características geométricas semelhantes à porção de tabuleiro apoiado numa das vigas do CA do Rio Sousa. Estes elementos barra são conectados ao cimbra pelo seu ponto médio, por perfis quadrangulares ocos ($l = 5 \text{ cm}$ e $t = 7 \text{ mm}$) e articulados nas extremidade. É introduzido um apoio na extremidade direita, de forma a evitar a formação de um mecanismo devido ao uso de bielas paralelas, para ligar o tabuleiro ao cimbra. O material constituinte dos elementos representativos do tabuleiro possui um valor de E crescente ao longo das diversas fases, simulando desse modo o endurecimento do betão. Esta evolução do módulo de elasticidade está de acordo com as curvas de endurecimento definidas no capítulo 2. Na figura 72 podemos observar o modo como o betão vai endurecendo nas diversas fases, em que E_i é o módulo de elasticidade do betão na porção de tabuleiro assinalada e $E_3 > E_2 > E_1$.

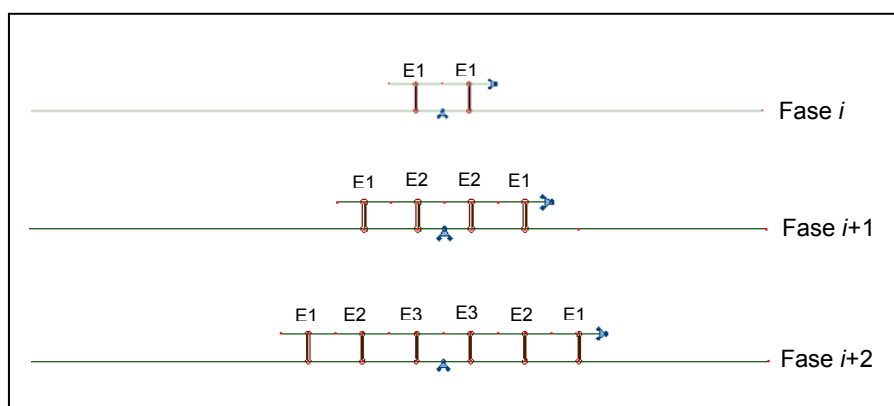


Fig.72 – Evolução do endurecimento do betão ao longo das diferentes fases nos modelos CE.

Este estudo contempla várias curvas de endurecimento (início de endurecimento às 2, 3 e 4h), de forma a obtermos uma gama de resultados razoável, o que leva a que o betão adquira rigidez em diferentes fases. Na tabela 8 estão representados os valores do módulo de elasticidade para cada fase, segundo as diferentes curvas de endurecimento, representadas na figura 73. Esta relação é válida considerando um ritmo de betonagem constante de 4 m/h. Esta consideração obriga a que, após a betonagem da consola, a equipa responsável por essa operação se agregue à outra equipa na betonagem do tramo bi-apoiado.

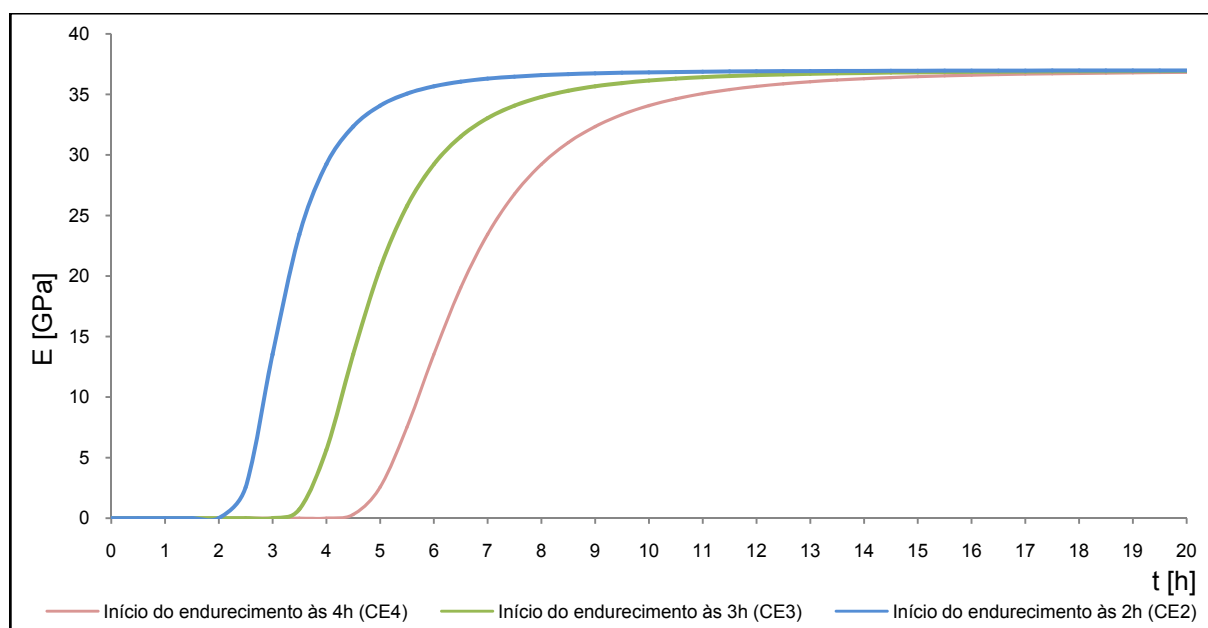


Fig.73 – Curvas de endurecimento do betão.

Tabela 8 – Evolução do módulo de elasticidade segundo as diferentes curvas de endurecimento.

	Tempo de cura [h]	Módulo de elasticidade [GPa]		
		Modelo CE2	Modelo CE3	Modelo CE4
E1	0,5	0,000	0,000	0,000
E2	1	0,000	0,000	0,000
E3	1,5	0,000	0,000	0,000
E4	2	0,000	0,000	0,000
E5	2,5	2,553	0,000	0,000
E6	3	13,527	0,000	0,000
E7	3,25	19,039	0,098	0,000
E8	3,5	23,453	0,738	0,000
E9	3,75	26,781	2,553	0,000
E10	4	29,233	5,633	0,000
E11	4,25	31,030	9,492	0,049
E12	4,5	32,352	13,527	0,305
E13	4,75	33,335	17,312	1,065
E14	5	34,073	20,639	2,553
E15	5,25	34,634	23,453	4,765
E16	5,5	35,066	25,781	7,505
E17	5,75	35,403	27,684	10,505
E18	6	35,668	29,233	13,527
E19	6,25	35,880	30,491	16,404
E20	6,5	36,049	31,516	19,039
E21	6,75	36,187	32,352	21,390
E22	7	36,300	33,038	23,453
E23	7,25	36,394	33,604	25,241

As denominações CE2, CE3, CE4 aplicam-se aos diferentes modelos que consideram o endurecimento do betão, sendo os índices 2, 3 e 4 representativos da curva de endurecimento correspondente (Fig.73).

Como podemos observar pela tabela 8, a partir de E6 cada incremento passa a ser apenas de 15 min (entre E1 e E6 os incrementos são de 30 min), o que corresponde à transição da betonagem simétrica em relação ao apoio (Fase 1 a 6), com betonagem de 2 m em cada fase para a betonagem dos restantes 18 m de tabuleiro no vão bi-apoiado, em que cada fase passa a corresponder à betonagem de 1 m.

O procedimento de cálculo difere entre os modelos SE e CE. Enquanto no primeiro caso o cálculo estrutural é directo, representando-se em cada fase, o carregamento correspondente à totalidade de

betão já lançado sobre os moldes, bem como às cargas permanentes (Fig.74 (a)); no segundo caso o cálculo estrutural realiza-se em cada uma das fases, considerando um carregamento referente apenas ao incremento de carga relativo à betonagem nessa fase, e obtém-se os resultados de cada uma das grandezas desejadas, de uma determinada fase, somando-se os valores obtidos nessa fase aos obtidos em todas as fases anteriores (incluindo uma fase 0 relativa às cargas permanentes) (Fig.74 (b)). Esta consideração deve-se ao facto de o betão endurecer com uma forma compatível com a deformada, apresentada pela estrutura, no momento em que este passa a apresentar uma determinada rigidez. Assim, é garantido que o betão só será solicitado por carregamentos posteriores ao seu endurecimento e que forçam o betão a alterar a sua forma.

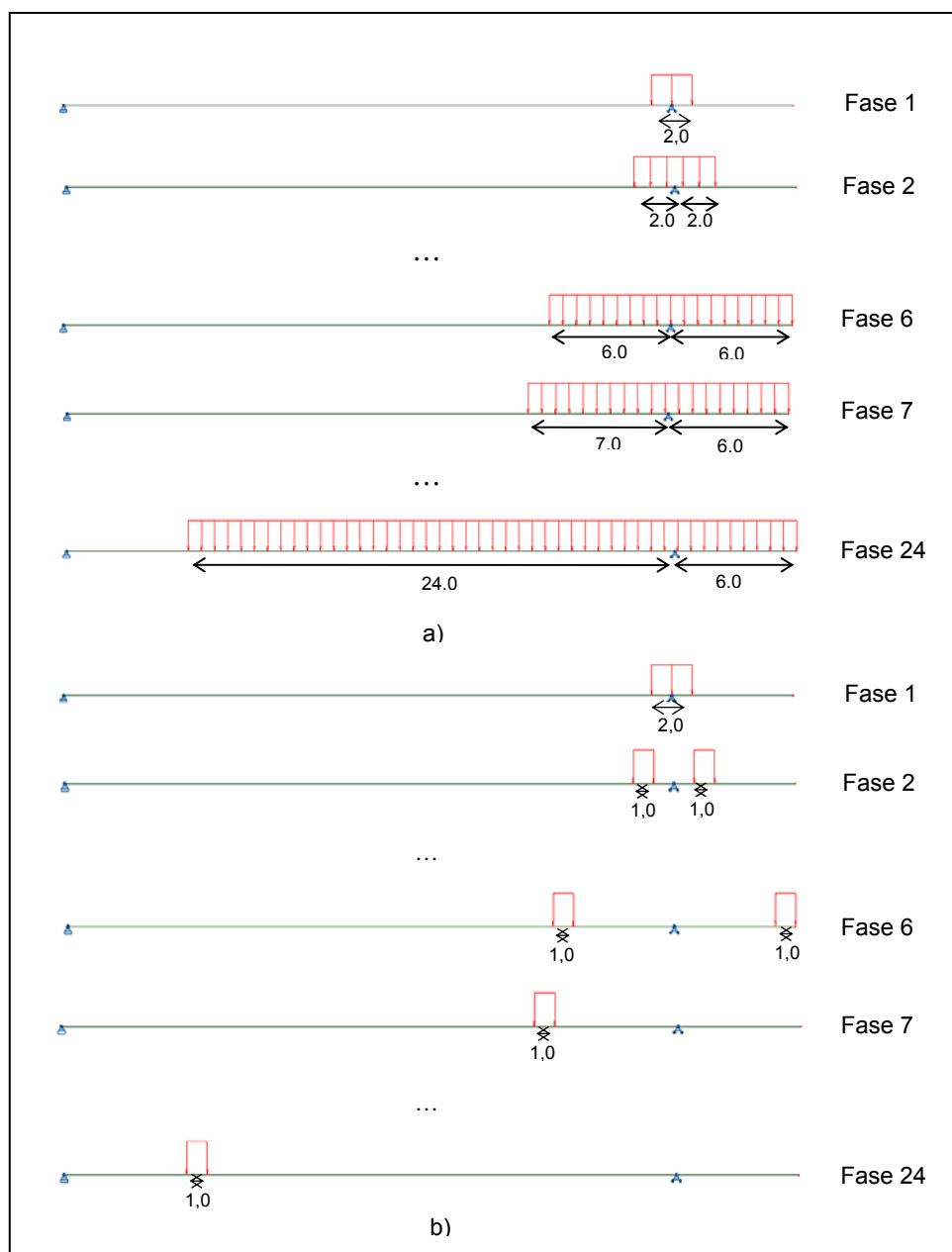


Fig.74 – Evolução da carga relativa ao peso do betão nos modelos SE (a) e CE (b)

Depois de apresentadas as considerações gerais, tomadas no estudo de interacção cimbra/tabuleiro, são apresentados, nos subcapítulos seguintes, alguns dos resultados mais importantes, acompanhados de uma análise desses resultados. Os restantes resultados obtidos deste estudo são compilados em anexo.

4.2. COMPORTAMENTO DO CIMBRE CONVENCIONAL

O estudo efectuado permitiu obter uma evolução dos resultados ao longo das diferentes fases, para os diferentes modelos. Os resultados a seguir apresentados, referem-se à última fase (fase 24) correspondendo ao final da betonagem do tabuleiro, assim é possível observar a acção total do endurecimento do betão, no comportamento da estrutura.

Em primeiro lugar, são expostos os resultados relativos aos esforços flectores do cimbra, obtidos nos diferentes modelos (Fig.75). São também comparados os resultados obtidos nos modelos CE, com os resultados do modelo SE, através da apresentação de um gráfico representativo da redução de momento flector ao longo do cimbra, em cada um dos modelos CE, face aos valores do modelo SE (Fig.76), obtida pela relação:

$$\Delta M = |M_{SE}| - |M_{CEi}| \quad (29)$$

em que $|M_{SE}|$ e $|M_{CEi}|$ são os valores de momento flector no modelo SE e nos modelos CE em valor absoluto.

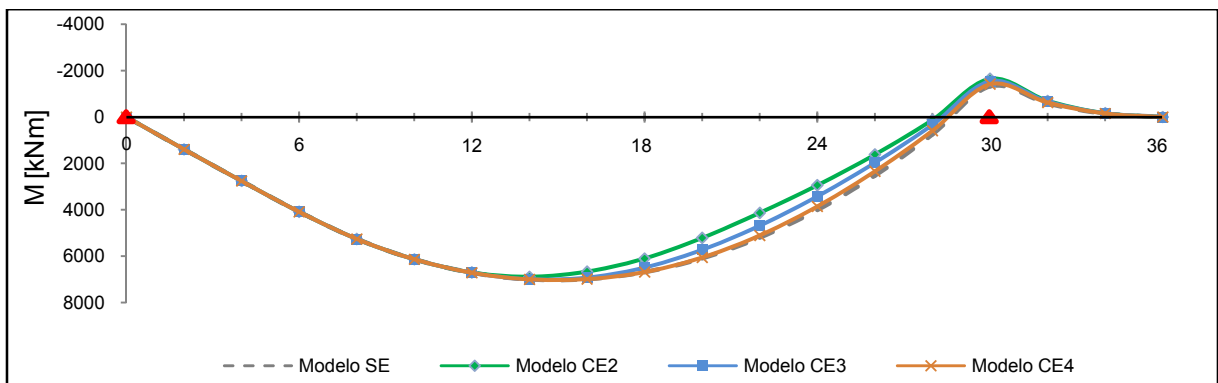


Fig.75 – Diagrama de momentos flectores nos diversos modelos do CA convencional.

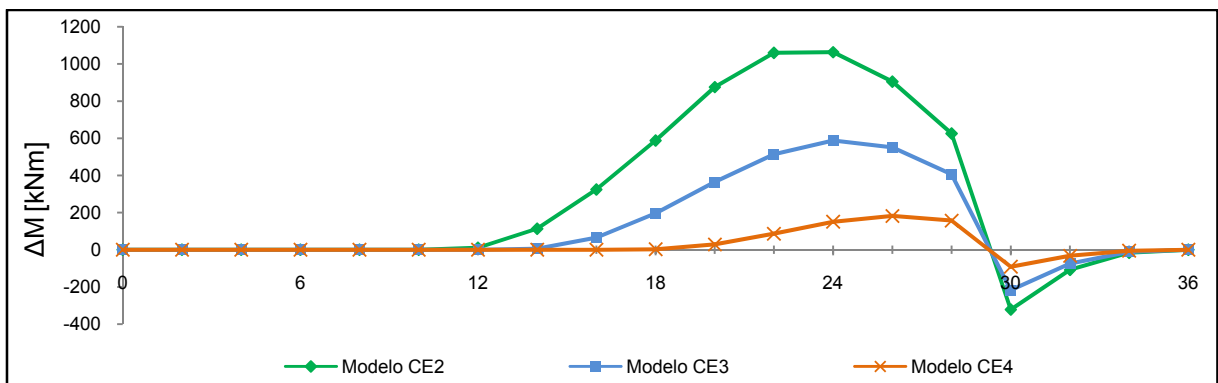


Fig.76 – Comparação dos momentos flectores entre os Modelos CE e SE no CA convencional (Eq. 29).

A redução de momentos flectores no cimbra deve-se ao facto de o betão, ao ganhar rigidez, passar a suportar carga e assim, parte dos esforços flectores a que o cimbra estava sujeito, são transferidos para o tabuleiro. Como podemos observar pelas figuras 75 e 76 o modelo CE2 exibe uma redução de esforços face ao modelo SE, maior do que nos outros modelos CE, tal como era esperado. Este fenómeno é facilmente atribuído ao facto deste modelo apresentar um endurecimento do betão mais precoce, e um consequente aumento da sua acção sobre o comportamento estrutural do CA. O modelo CE2 apresenta uma redução máxima dos momentos flectores de cerca de 1060 kNm, o que corresponde a uma redução de aproximadamente 25% nessa secção e a cerca de 14% do valor do momento máximo, utilizado no dimensionamento do cimbra no capítulo 3. Esta redução desce drasticamente, quando analisamos os resultados relativos os modelos CE3 e CE4, obtendo valores máximos de apenas 590 e 180 kNm, respectivamente. Apesar de reduções significativas nos esforços, estas restringem-se a uma determinada porção do cimbra, como podemos observar pela figura 76. Esta restrição, deve-se ao facto de a redução de esforços, apenas se fazer sentir na porção do cimbra, sujeita a uma flexão positiva e que suporta betão já endurecido na fase em estudo. Como é óbvio, esta restrição é mais “aberta” nos modelos com um endurecimento do betão mais precoce, já que isso conduz a uma maior porção de betão endurecido. Podemos também observar, que para momentos negativos, o endurecimento do betão é prejudicial, conduzindo a aumentos de esforços no cimbra.

Seguidamente é analisado o comportamento estrutural do cimbra, em termos de deformada, e são comparados os resultados dos modelos CE com o modelo SE. A comparação de valores em termos de deformada é feita em termos absolutos e também em termos relativos. Em termos absolutos ($\Delta\delta_{z\ abs}$) esta comparação é idêntica à realizada nos esforços flectores (Eq. 29). Em termos relativos a comparação entre os modelos CE e SE é feita através da fórmula:

$$\Delta\delta_{z\ rel} = 1 - \frac{\delta_{z\ CEi}}{\delta_{z\ SE}} \quad (30)$$

em que δ_{CEi} e δ_{SE} são os valores de deformação do cimbra nos modelos CE (2, 3 e 4) e SE, respectivamente, e $\Delta\delta_{z\ rel}$ representa uma redução relativa dos valores de deformada de cada modelo CE, em face ao modelo SE e é apresentado em percentagem (Fig.77).

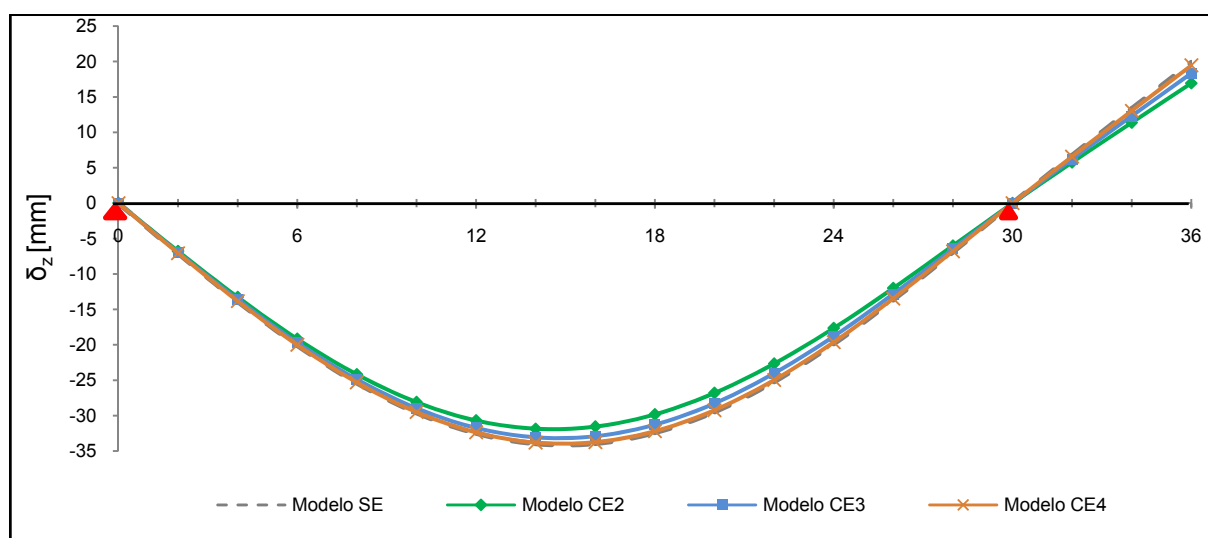


Fig.77 – Deformada nos diversos modelos do CA convencional.

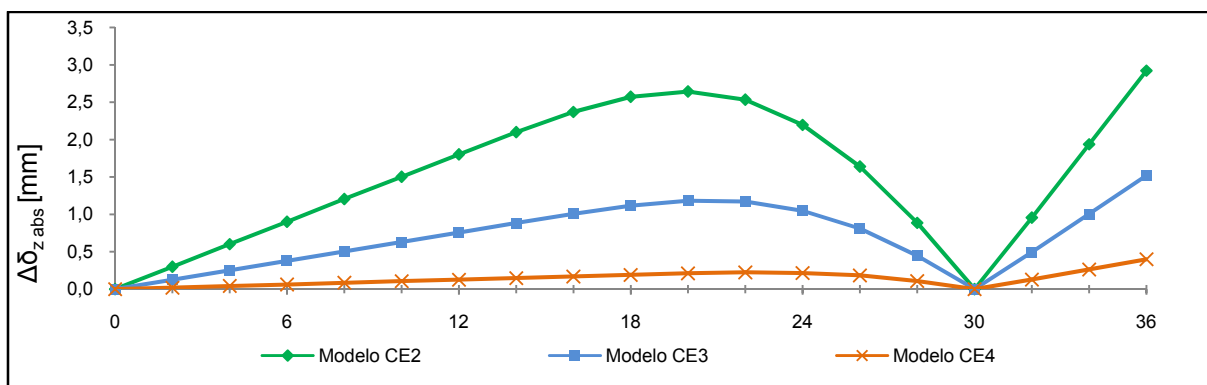


Fig.78 – Comparação das deformadas entre os modelos CE e SE em termos absolutos.

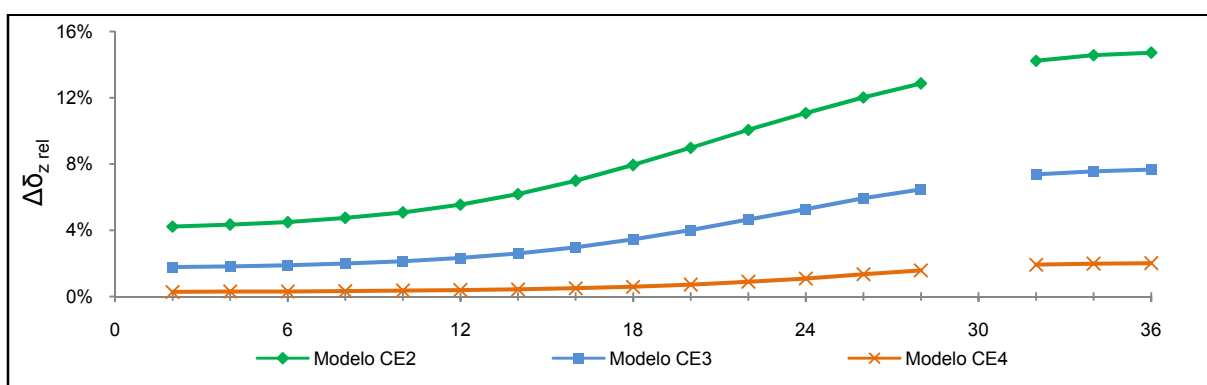


Fig.79 – Comparação das deformadas entre os modelos CE e SE em termos relativos (Eq. 30).

Com base nos gráficos apresentados em Fig.77, 78 e 79 podemos, mais uma vez, concluir que a influência do endurecimento do betão sobre o comportamento estrutural do conjunto cimbra/tabuleiro, cresce com o acelerar de presa, pelas mesmas razões expostas anteriormente. Nas figuras 78 e 79 é visível a diferença considerável na acção da rigidez do betão na deformada do cimbra, para diferentes idades de início de endurecimento. Enquanto no modelo CE2 se obtém reduções entre os 4 e os 15% ao longo da estrutura, no modelo CE4 o valor máximo é de 2%. Obtemos assim um intervalo de valores bastante alargado, desde variações praticamente desprezáveis, até valores que podem permitir um aligeiramento da estrutura e assim, menos custos associados à construção, transporte e avanço desse CA.

Depois de analisado o comportamento estrutural do cimbra e a influência do endurecimento do betão nesse comportamento, irão ser analisados de seguida os esforços que são introduzidos no tabuleiro, devido à interacção cimbra/tabuleiro em cada modelo CE.

Nas figuras 80 e 81 são apresentados os valores relativos ao esforço transversal e momentos flectores respectivamente.

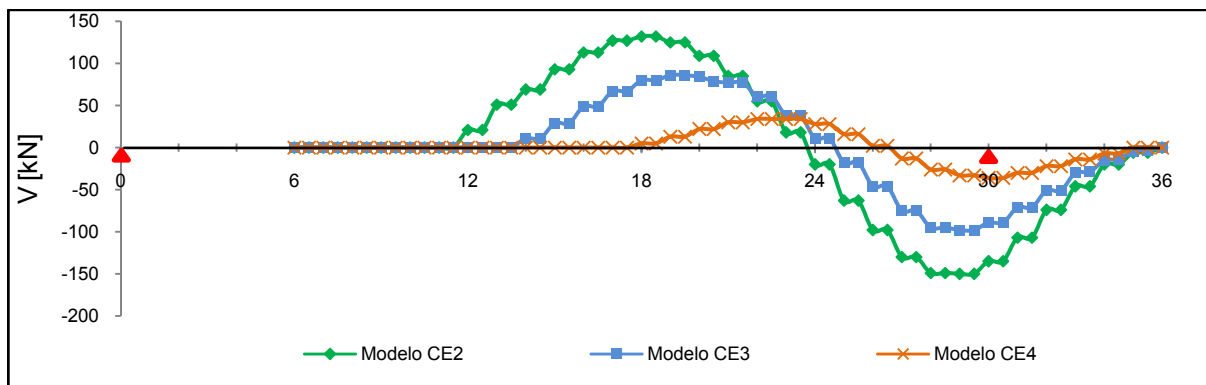


Fig.80 – Diagrama de esforços transversos no tabuleiro em cada modelo CE do CA convencional.

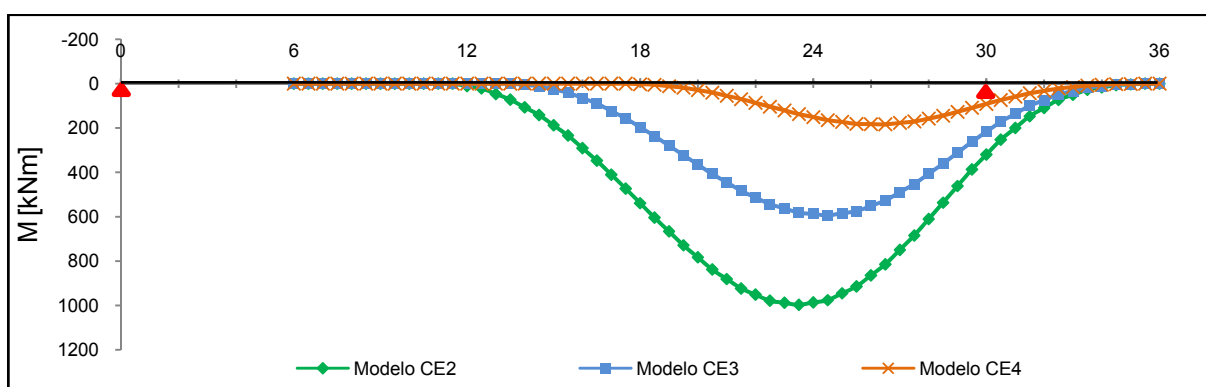


Fig.81 – Diagrama de momentos flectores no tabuleiro em cada modelo CE do CA convencional.

Ao contrário do que se passa no cimbra, o endurecimento precoce do betão tem um efeito prejudicial no tabuleiro em execução. A redução de esforços no CA conduz obrigatoriamente ao aumento dos mesmos esforços no tabuleiro devido à evolução da sua rigidez. Este aumento de esforços pode originar defeitos no tabuleiro como a fissuração. Embora os esforços apresentem valores muito inferiores aos valores a que o tabuleiro estará permanentemente sujeito depois de concluído, a resistência do betão durante a betonagem também assume valores muito baixos, não sendo capaz de acompanhar a evolução do módulo de elasticidade. As forças de pré-esforço, condicionantes na resistência da estrutura depois de concluída, não estão presentes. Assim a reacção do betão aos esforços de tracção depende da sua capacidade de transmitir esses esforços à armadura ordinária já presente.

4.3. COMPORTAMENTO DO CIMBRE REFORÇADO COM OPS

O estudo do comportamento do cimbra, reforçado com o sistema de pré-esforço orgânico, apresenta algumas diferenças face ao CA convencional. Estas diferenças prendem-se com a aplicação do pré-esforço à estrutura e pela monitorização das flechas na secção de controlo, que decretam a sua intensidade. Para além disso, é necessária a definição de uma contra-flecha inicial, semelhante à aplicada no cimbra do Rio Sousa, com o valor de 13 mm.

A metodologia utilizada neste estudo segue os seguintes passos de cálculo:

- Aplicação das solicitações permanentes no modelo numérico e aplicação de um coeficiente de pré-esforço de 0,31, de forma a garantir uma contra-flecha inicial de 13,5 mm (Fase 0);
- No modelo SE:
 - aplicação da solicitação total em cada fase;
 - determinação do pré-esforço necessário (se necessário), para se obter uma flecha não superior a 2,5 mm;
 - obtenção dos resultados relativos a essa combinação de carga (pré-esforço + solicitações permanentes + solicitações variáveis);
- Nos modelos CE:
 - duplicação dos resultados do modelo SE até à fase em que o tabuleiro apresenta uma rigidez diferente da nula (fase 6 para modelo CE2, fase 8 para o CE3 e fase 12 para o CE4);
 - aplicação da solicitação relativa ao peso próprio da porção de tabuleiro betonada numa determinada fase;
 - determinação do pré-esforço necessário (se necessário), para se obter um incremento de flecha que, quando somado à flecha final da fase anterior, não ultrapasse o valor limite de 2,5 mm;
 - obtenção dos resultados relativos aos esforços e deformada incremental para cada fase;
 - determinação dos resultados finais de cada fase, somando os valores incrementais de todas as fase anteriores.

Com base nesta metodologia, obtiveram-se os resultados para as diferentes grandezas em estudo. Para além das grandezas estudadas no CA convencional, teve-se em conta a aplicação do pré-esforço orgânico (curso do actuador, tensão no cabo e evolução da flecha na secção de controlo) e determinou-se a evolução das tensões normais no cimbra metálico. A consideração pelas tensões normais no CA com OPS é devida ao facto de se introduzir uma tensão de compressão pela acção do pré-esforço, que impede a determinação da tensão normal directamente através do momento flector, como acontece no CA convencional. Como a ligação entre o tabuleiro e o cimbra é assegurada por barras bi-articuladas verticais, não existe transmissão de esforços axiais (horizontais) do cimbra para o tabuleiro, não sendo necessário o estudo das tensões normais no tabuleiro no presente estudo.

Em coerência com a metodologia de cálculo, os primeiros resultados a serem analisados serão relativos à aplicação de pré-esforço: evolução do curso do actuador e número de contracções em cada fase (Fig.82), evolução do valor de tensão de tracção no cabo ao longo da betonagem (Fig.83) e evolução da flecha na secção de controlo antes e depois da aplicação do pré-esforço em cada fase (Fig.84).

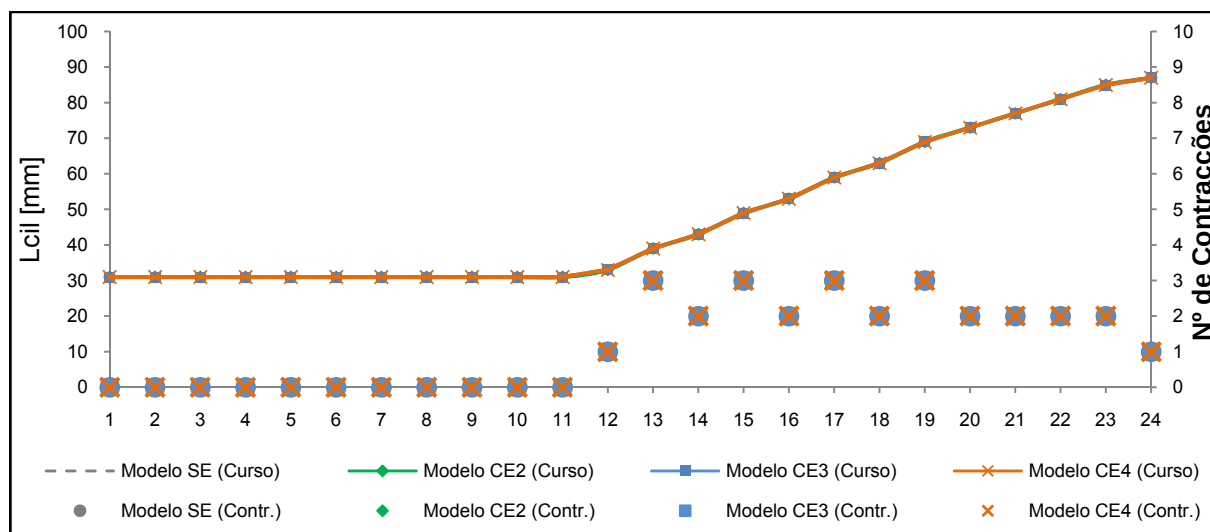


Fig.82 – Curso acumulado do actuador e número de contracções em cada fase.

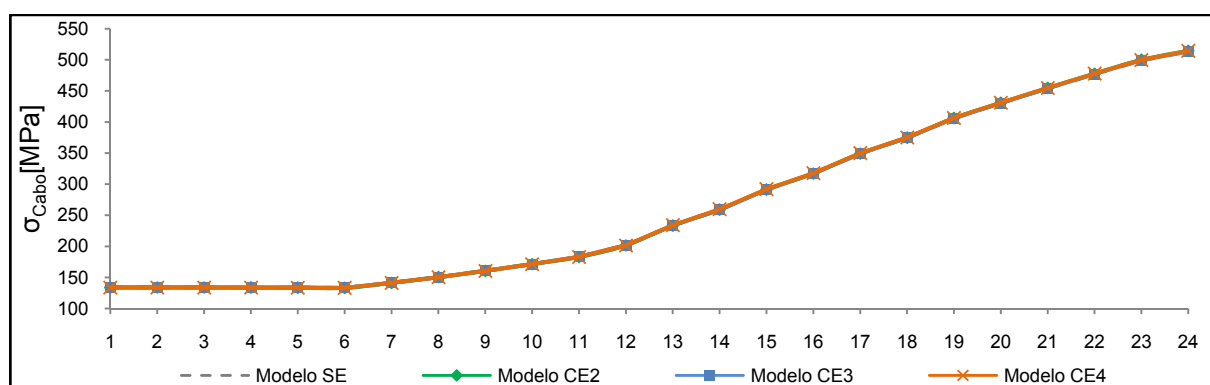


Fig.83 – Tensão normal acumulada no cabo em cada fase.

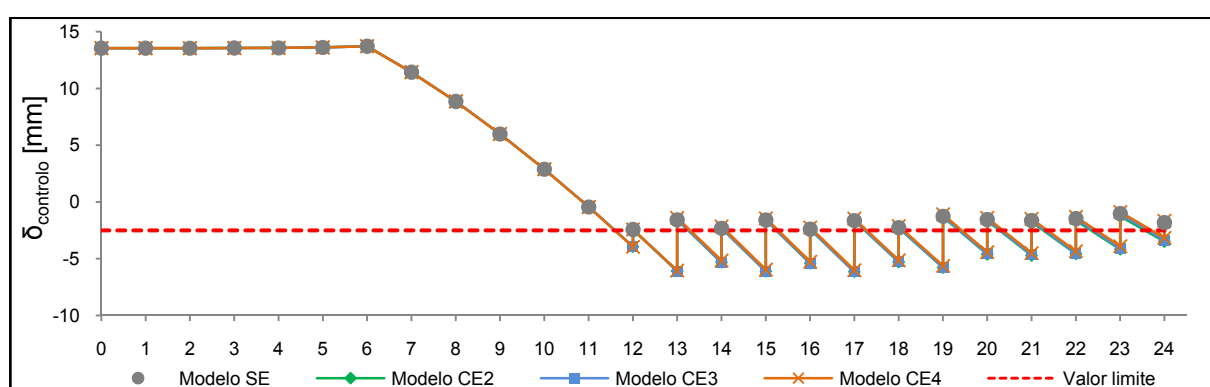


Fig.84 – Evolução da flecha na secção de controlo nos diferentes modelos e comparação com o valor limite.

Observando os diferentes gráficos (Fig.82, 83 e 84), conclui-se que o endurecimento do betão, durante a betonagem, não produz qualquer alteração no que diz respeito à aplicação de pré-esforço. Prevê-se também um comportamento estrutural por parte do cimbra não influenciável pelo endurecimento do

betão, durante a betonagem, devido à evolução da flecha na secção de controlo, idêntica nos diferentes modelos. Mais adiante, com a análise dos esforços e deformada do cimbra e esforços no tabuleiro, será confirmada esta muito fraca perturbação no comportamento da estrutura, por parte da crescente rigidez do tabuleiro em execução.

Tal como no estudo do CA convencional, a apresentação dos resultados relativos aos esforços e deformada, será restringida à última fase (Fase 24), remetendo-se para anexo a compilação dos resultados das restantes fases.

Seguidamente é representada a distribuição de esforços, tanto em termos de momentos flectores como de tensões axiais, ao longo de todo o desenvolvimento do CA e respectivas comparações entre os resultados dos modelos CE e SE, através da relação exposta em Eq. 29.

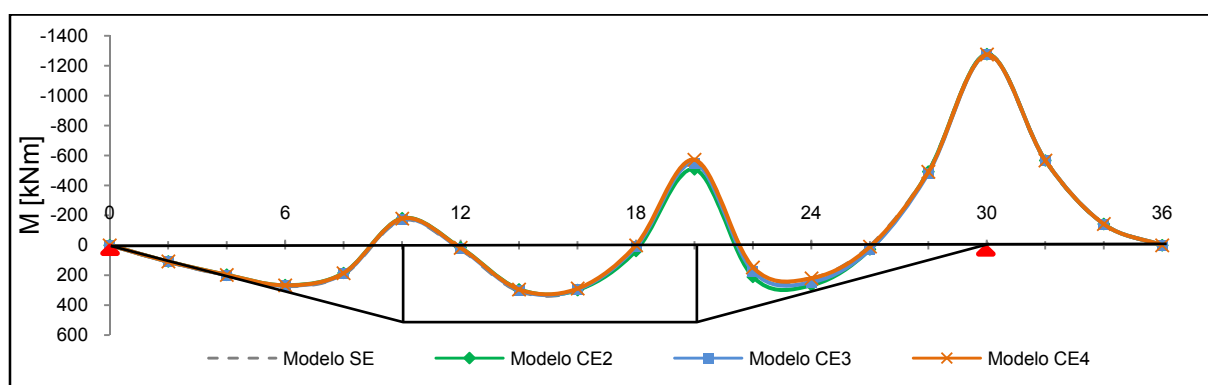


Fig.85 – Diagrama de momentos flectores nos diversos modelos do CA reforçado com OPS.

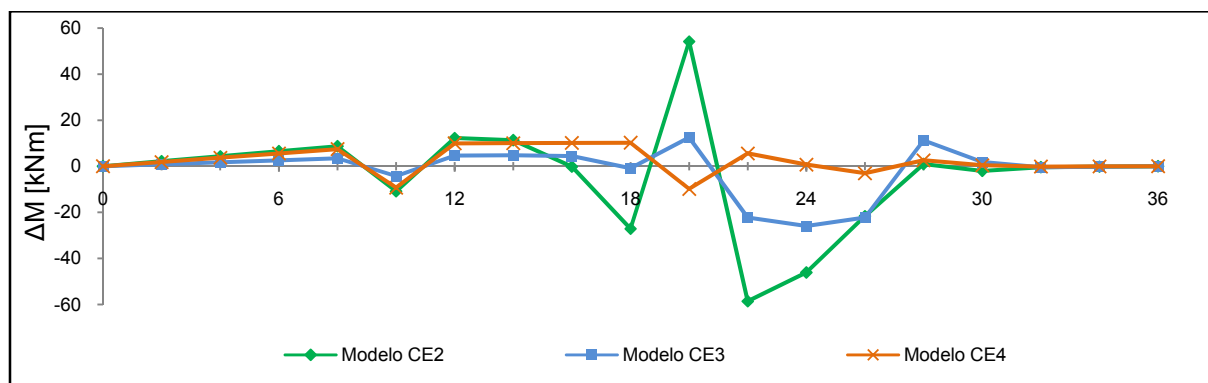


Fig.86 – Comparação dos momentos flectores entre os Modelos CE e SE no CA reforçado com OPS.

Observando a figura 85 verifica-se que a distribuição dos momentos flectores assemelha-se à de uma viga contínua, com apoios nas posições das escoras de desvio. Podemos confirmar, então, a redução muito significativa de momentos que se verifica quando passamos de um CA convencional para a aplicação do sistema OPS, já referida no capítulo anterior.

Verifica-se também, que a influência da interacção cimbra/tabuleiro na distribuição de momentos pela estrutura, não é estável ao longo de toda a estrutura, podendo conduzir a reduções no valor absoluto do momento flector, em determinadas secções e a aumentos noutras. Pode-se observar que existe um equilíbrio entre as referidas reduções e aumentos. Estas reduções e aumentos atingem valores máximos próximos de 60 kNm, o que equivale a cerca de 5% do valor de momento máximo presente

no CA. Mais uma vez, confirma-se uma maior amplitude nas alterações produzidas pelo modelo CE2, comparando com os modelos CE com inícios de endurecimento mais tardios.

Depois de analisados os dados referentes aos momentos flectores, apresentam-se de seguida o diagrama de tensões axiais no cimbra metálico no final da betonagem (Fase 24) (Fig.87).

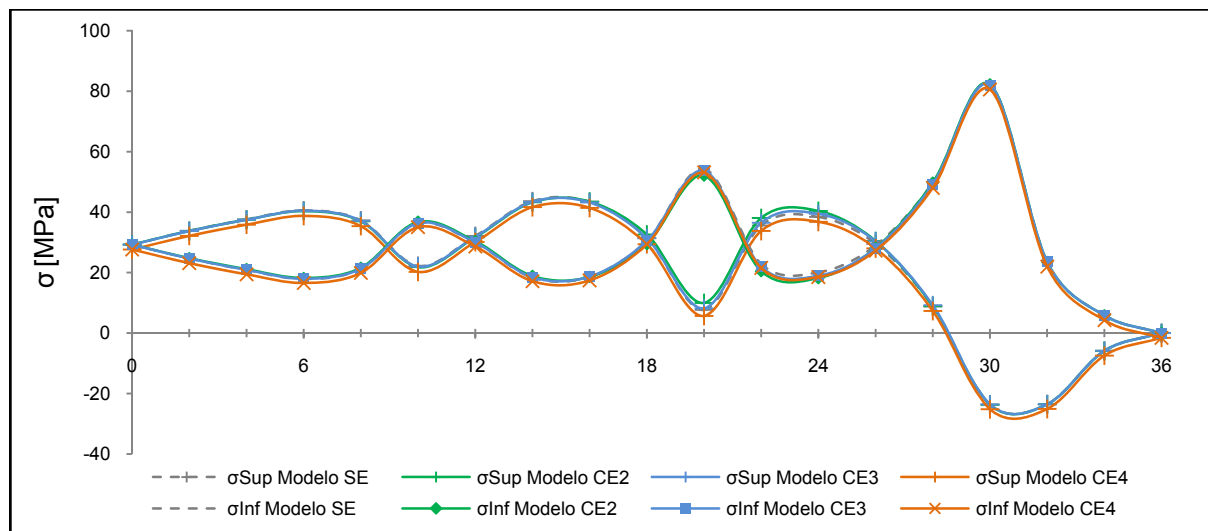


Fig.87 – Tensões axiais nas fibras superior e inferior do cimbra nos diversos modelos do CA reforçado com OPS.

No diagrama de tensões apresentado na figura 87, assume-se a convenção de compressões positivas e tracções negativas. Assim, podemos verificar que a aplicação de pré-esforço, introduz uma compressão de valor próximo dos 30 MPa na porção do cimbra entre os apoios. Pode-se observar, tal como no diagrama dos momentos flectores, que a interacção cimbra/tabuleiro produz uma maior perturbação entre os 18 e os 30 m de distância do apoio esquerdo, que corresponde a uma porção da estrutura em que o tabuleiro apresenta rigidez, e está sujeito à acção do pré-esforço (apenas em termos de curvatura).

Os cruzamentos entre as curvas, relativas às tensões nas fibras superiores e inferiores, permitem-nos antever 5 pontos de inflexão na curvatura da estrutura, que são visíveis na representação da deformada na figura 88:

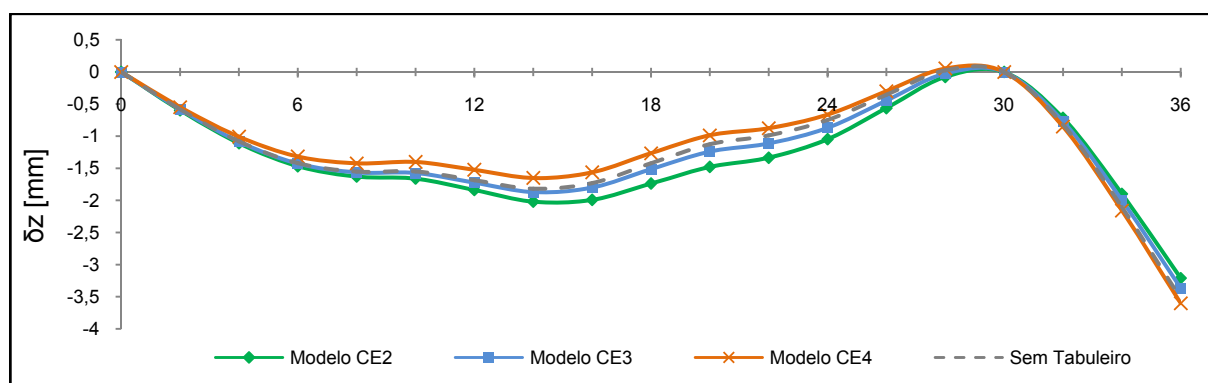


Fig.88 – Deformada dos diversos modelos do CA reforçado com OPS.

Ao observarmos a figura 88 verifica-se que, ao contrário do que se sucedeu nos modelos do CA convencional, o modelo CE2 conduz a uma deformada superior (entre apoios) aos restantes modelos CE e ao modelo SE. Verifica-se também, que o modelo CE4 é o único a produzir uma deformada inferior ao modelo SE entre apoios. A causa para este comportamento, contrário ao esperado e verificado no modelo do CA convencional, em que a interacção cimbra/tabuleiro conduzia a maiores reduções face ao modelo SE, quanto mais cedo se inicia-se o endurecimento, pode residir na oposição que a rigidez do tabuleiro faz à variação de flecha positiva, gerada pela aplicação do pré-esforço. O facto de haver um modelo CE, cuja acção conduziu a uma deformada menor que o modelo SE (CE2), enquanto outros conduzem ao caso contrário (CE3 e CE4), leva-nos a concluir a existência de um ponto de transição na idade de início do endurecimento do betão, que separa uma situação em que a rigidez do tabuleiro produz, durante toda a betonagem, uma maior diminuição na variação de flecha, devido às acções exteriores (peso do betão) do que ao pré-esforço, da situação oposta.

O facto de a deformada do modelo CE2 ser a que apresenta valores mais reduzidos na consola, não se deve à sua maior rigidez mas sim ao efeito alavanca produzido pela deformada no vão bi-apoiado.

Tal como no CA convencional, também nestes modelos se procedeu à análise dos esforços no tabuleiro nos modelos CE.

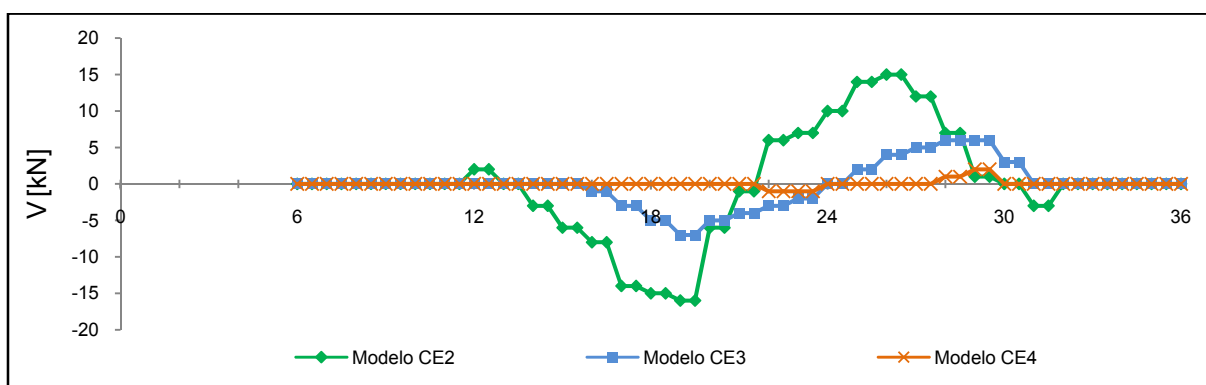


Fig.89 – Diagrama de esforços transversos no tabuleiro em cada modelo CE do CA reforçado com OPS.

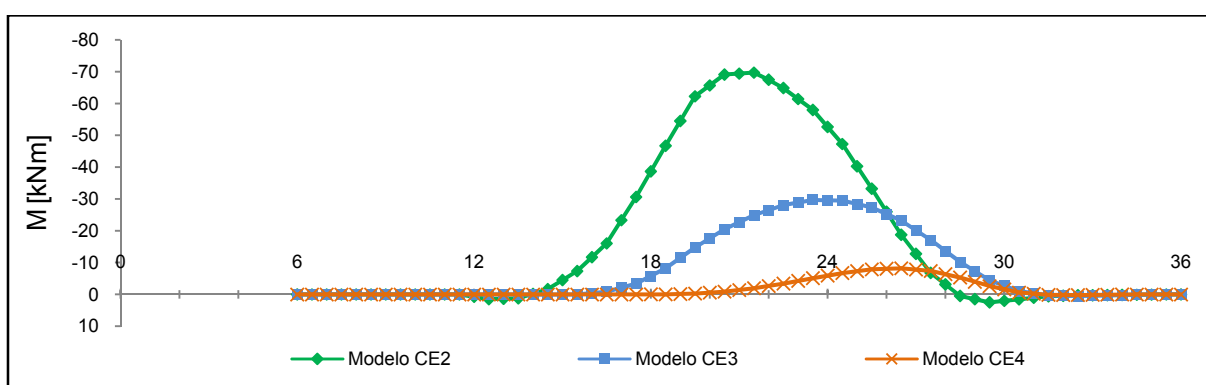


Fig.90 – Diagrama de momentos flectores no tabuleiro em cada modelo CE do CA reforçado com OPS.

Analisando-se os esforços que surgem no tabuleiro por acção do aumento de rigidez do betão durante a betonagem, conclui-se que são característicos da imposição de uma “curvatura negativa” ao tabuleiro (Fig.91). Assim podemos afirmar que os esforços do cimbra “absorvidos” pelo tabuleiro endurecido,

devem-se maioritariamente à aplicação de acções de pré-esforço. Este fenómeno assume maior amplitude para idades de início de endurecimento inferiores, permitindo assim explicar a razão pela qual o modelo CE2 conduz a deformadas superiores aos restantes, já que a acção do tabuleiro endurecido, como referido anteriormente, opõe-se à variação da flecha promovida pelo sistema OPS.

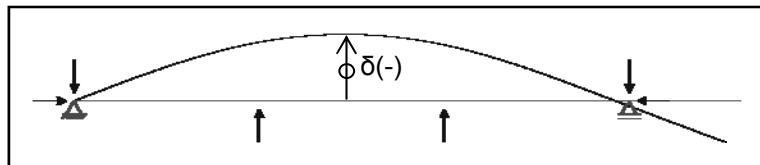


Fig.91 – Curvatura negativa introduzida na estrutura pelas acções de pré-esforço.

Convém também salientar que, parte dos momentos negativos que o tabuleiro suporta durante a betonagem (Fig.90), surgem em zonas onde o tabuleiro foi dimensionado para momentos positivos, podendo esta situação conduzir ao aparecimento de defeitos na estrutura. Contudo, a ordem de grandeza destes esforços é mínima ($< 1\%$), quando comparada com os esforços máximos a que a estrutura estará sujeita depois de concluída.

4.4. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS NO ESTUDO ESTRUTURAL DA INTERACÇÃO CIMBRE/TABULEIRO NO CA CONVENCIONAL E REFORÇADO COM OPS

Depois de apresentados os resultados relativos ao estudo do comportamento estrutural do conjunto cimbra/tabuleiro em ambos os cimbres auto-lançáveis (convencional e reforçado com o sistema OPS), procede-se à comparação destes valores e são retiradas algumas conclusões acerca das semelhanças e disparidades que possam surgir entre estes.

Analisando os dados apontados anteriormente, podemos concluir que as disparidades encontradas no comportamento dos dois CA's restringem-se a estes dois pontos:

- Resposta contrária dos dois cimbres face ao aumento da rigidez do tabuleiro, promovido pela precocidade do início do endurecimento do betão.
- Menor amplitude nos valores absolutos das alterações provocadas pela acção da crescente rigidez do tabuleiro sobre o CA reforçado com OPS comparado com o CA convencional.

O primeiro ponto já foi parcialmente explicado no subcapítulo anterior, e deve-se à introdução de uma curvatura negativa no vão bi-apoiado pela acção de pré-esforço (Fig.91). Seguidamente, são comparados os diagramas dos momentos flectores, relativos ao modelo CE2 em cada um dos CA's nas fases 9, 12, 17 e 24. Recorre-se aos momentos flectores no tabuleiro por ser simples a relação directa entre a evolução destes esforços e a acção do tabuleiro sobre o comportamento da estrutura. A comparação é baseada nos modelos com início de endurecimento às 2 horas (modelos CE2), por ser nestes modelos que a interacção entre o cimbra e o tabuleiro é mais sentida, pelo facto de haver uma maior porção do tabuleiro endurecido no final da betonagem.

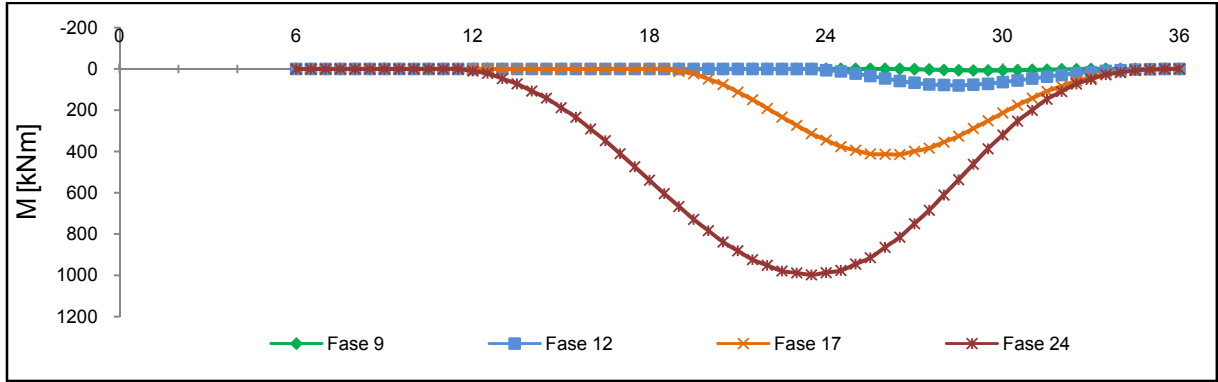


Fig.92 – Diagrama de momentos flectores do tabuleiro no **CA convencional** em diferentes fases.

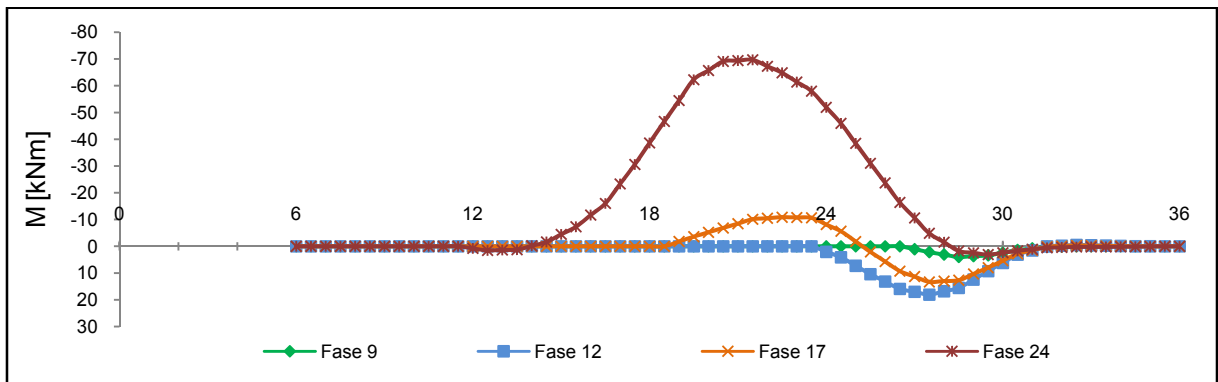


Fig.93 – Diagrama de momentos flectores do tabuleiro no **CA reforçado com OPS** em diferentes fases.

Observando e comparando os diferentes diagramas, verifica-se que o comportamento passa a ser diferente entre os dois CA's nas fases posteriores à fase 12. Isto deve-se ao facto, de a primeira actuação do sistema OPS (após as actuações iniciais para definição da contra-flecha) ocorrer na fase 12, iniciando-se nessa fase a alteração de comportamento entre os modelos de ambos os cimbres, devido a um crescimento contínuo dos momentos negativos por acção das forças de pré-esforço. Nestes diagramas, é também perceptível a diferente grandeza no valor absoluto dos momentos flectores no tabuleiro, contudo, esta disparidade de valores, não define a maior ou menor influência do tabuleiro sobre o comportamento de qualquer um dos CA's, devido à diferente ordem de grandeza do valor dos momentos flectores no cimbra, no modelo SE de cada um dos CA's.

A comparação entre a amplitude das alterações provocadas no comportamento do conjunto cimbra/tabuleiro, é baseada na comparação da redução relativa nos valores das deformações de cada CA. Devido à instabilidade da deformada dos modelos do CA reforçado com OPS (vários pontos de deformada nula), que conduziria a muitas descontinuidades no diagrama correspondente à redução relativa; optou-se por fazer uma comparação assente na relação:

$$\Delta A_{\delta_{rel}} = 1 - \frac{\int_0^{36} |\delta_{CEI}|}{\int_0^{36} |\delta_{SE}|} \quad (31)$$

Esta relação (Eq. 31) representa a redução relativa na área entre a deformada da estrutura e o eixo das abcissas. A utilização de valores em módulo deve-se à intenção de indiferenciar a deformada negativa da positiva. Assim, um valor baixo no cálculo dos integrais corresponde directamente a uma deformada mais próxima do zero, e não de uma deformada “ondulada” em que os valores positivos e negativos se equilibram.

Aplicando a equação 31 a todas as fases, obtiveram-se as evoluções de redução de deformada ao longo da betonagem para o cimbra convencional (Fig.94) e para o cimbra reforçado com OPS (Fig.95).

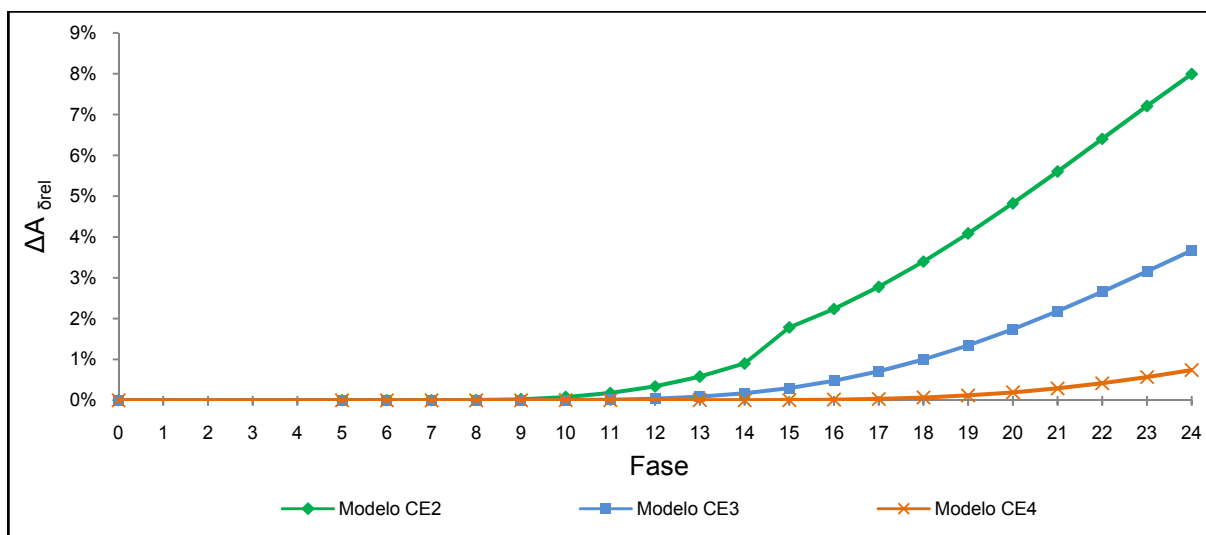


Fig.94 – Evolução da área provocada pela deformada no **CA convencional** ao longo das diferentes fases.

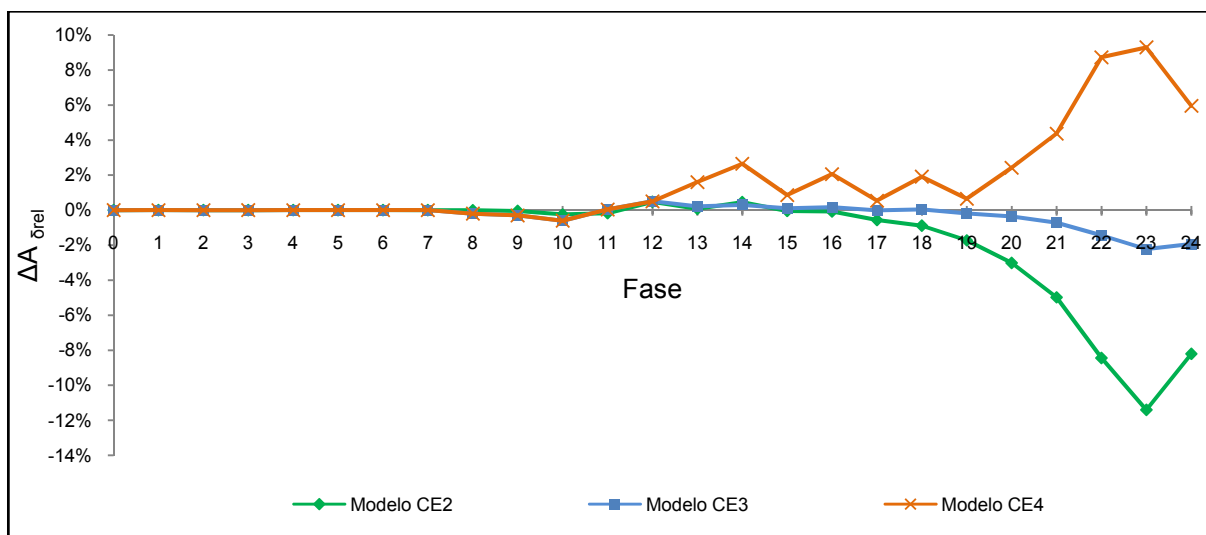


Fig.95 – Evolução da área provocada pela deformada no **CA reforçado com OPS** ao longo das diferentes fases.

Comparando os valores das figuras 94 e 95, observa-se que o modelo CE2 conduz a alterações de grandezas semelhantes em ambos os CA's, mas de sinais contrários, conduzindo a uma redução de 8,0% da deformada no CA convencional e a um aumento final de 8,2% (e máximo de 11,4% na fase 23) no CA reforçado com OPS. Ao analisarmos o modelo CE3 verifica-se um maior efeito do endurecimento do tabuleiro no CA convencional (redução de 3,7%), quando comparado com o efeito

contrário provocado no CA reforçado com OPS (aumento final de 1,9% e máximo de 2,2% na fase 23). O modelo CE2 é o único cujos efeitos consequentes da crescente rigidez do tabuleiro sobre o comportamento da estrutura apresentam o mesmo sinal em ambos os cimbres. Contudo, esta semelhança no sinal não se reproduz na amplitude, apresentado uma acção mais influente no CA dotado do sistema OPS (redução final de 6,0% e máxima de 9,3%), quando comparado com o convencional (redução final de 0,7%). As quebras no valor de $\Delta A_{\delta_{rel}}$ entre a fase 23 e 24 no diagrama referente ao cimbra com OPS (Fig. 91) acompanham a redução no número de contracções efectuadas em cada fase (4 na fase 23 para 2 na fase 24 (Fig.79)).

Comparados os resultados obtidos na análise dos diversos modelos em cada CA, permite concluir que a interacção cimbra/tabuleiro conduz a alterações parcialmente opostas no comportamento da estrutura em ambos os CA's, devido à introdução de acções de sinal contrário às solicitações externas no CA provido de pré-esforço orgânico. Apesar da diferente ordem de grandeza nos valores absolutos das variações de esforços consequentes do efeito da rigidez do tabuleiro no comportamento do cimbra, quando analisados em termos relativos estes valores aproximam-se variando entre -11% e 9% para todos os modelos.

4.5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS COM O CASO REAL DA PONTE DO RIO SOUSA

Terminada a análise dos resultados numéricos, obtidos no estudo da interacção entre o tabuleiro em execução com uma rigidez crescente, e o cimbra metálico que o suporta, é agora validado esse estudo, por comparação dos resultados teóricos obtidos dos modelos do CA reforçado com OPS, com os valores reais, medidos durante a obra da ponte do Rio Sousa, entre os meses de Abril e Setembro de 2005.

Para se proceder a esta comparação, foram analisados os dados relativos à betonagem de um dos troços do tabuleiro da referida ponte. Foi seleccionada a betonagem realizada no dia 18 de Maio de 2005, para servir de base nesta comparação. Esta betonagem corresponde à execução do 7º tramo do tabuleiro de intradorso, que suporta a via com sentido de Guimarães (Fig.96)

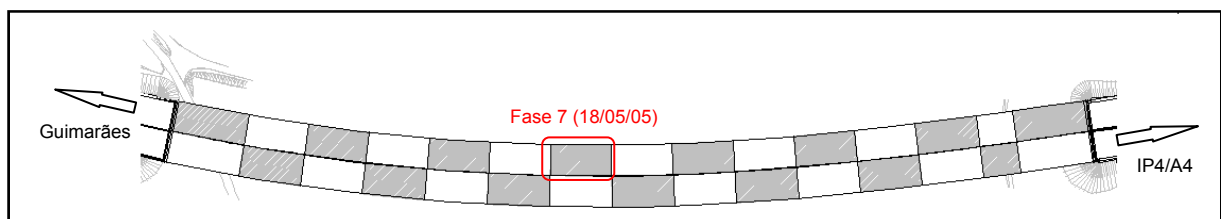


Fig.96 – Planta da ponte sobre o Rio Sousa com individualização dos diferentes tramos de tabuleiro.

Apesar do tabuleiro apresentar uma determinada curvatura, as nervuras são rectas entre pilares, pelo que a carga sobre cada uma das vigas do cimbra poderá variar de tramo para tramo, devido à variação de raio das curvas de transição para a curva circular. Para além da variação de curvatura da laje do tabuleiro entre pilares, também as inclinações longitudinais e transversais introduzem diferenças no valor de carga suportada por cada uma das quatro vigas que compõem o cimbra. Na análise numérica realizada anteriormente, apenas foi tida em conta a inclinação transversal para efeitos da distribuição da carga do tabuleiro para cada uma das vigas. A viga analisada numericamente corresponde à viga V1, localizada no intradorso da curva (Fig.97).

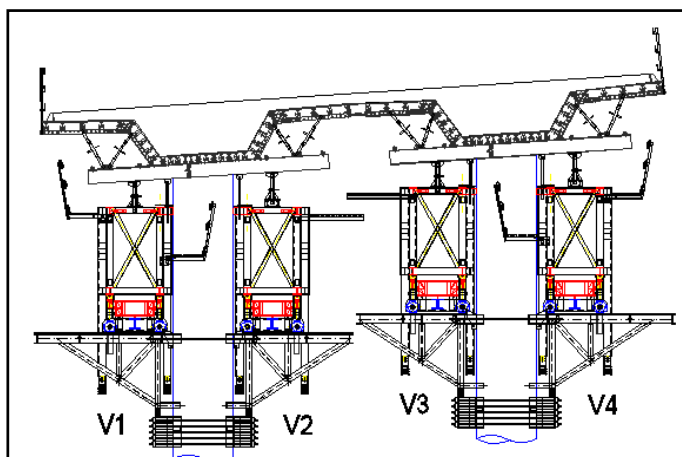


Fig.97 – Corte transversal de um tabuleiro com identificação das vigas do cimbra.

No tramo 7 a inclinação transversal varia entre 6,3 e 6,5%, tendo sido utilizado o valor médio de 6,4% na análise da distribuição de carga pelas diferentes vigas. Esta análise foi efectuada no programa *Ftool* com base num modelo simplificado, representado na figura 98.

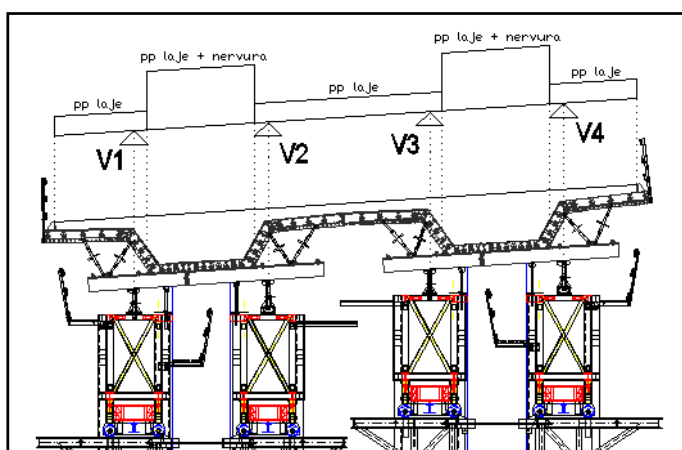


Fig.98 – Modelo estrutural simplificado utilizado na determinação distribuição da carga do tabuleiro por cada uma das vigas do cimbra.

Com base neste modelo, o valor das cargas lineares representadas na figura 98 por *pp laje* e *pp laje + nervura*, são obtidos, multiplicando o peso próprio do betão fresco e armaduras (26 kN/m^3), pela espessura média da laje ($0,25 \text{ m}$) e do conjunto da nervura com a laje ($1,25$), respectivamente. Assim obtêm-se os valores de *pp laje* = $6,5 \text{ kN/m}^2$ e *pp laje + nervura* = $32,5 \text{ kN/m}^2$. Tendo por base estas considerações, obteve-se um valor final para o valor da carga sobre a viga V1 de $62,7 \text{ kN/m}$. No entanto, pela proximidade entre este valor e o valor considerado no dimensionamento do cimbra convencional (62 kN/m) e pela majoração do valor da acção correspondente ao peso das cofragens ($3,75$ para 4 kN/m), optou-se por manter o valor de 62 kN/m para a solicitação referente ao peso próprio do betão no estudo da interacção cimbra/tabuleiro realizado neste capítulo.

O comportamento real da estrutura em obra foi monitorizado pelo próprio sistema OPS, tendo os dados relativos ao curso do actuador e variação da flecha na secção de controlo ficado armazenados para posterior consulta. Para efeito da presente comparação, foram recolhidos os dados referentes à viga V1 durante a betonagem do dia 18 de Maio de 2005. Para além dos valores reais, foram também consultados dados relativos à análise sobre o comportamento espectável do sistema OPS, realizada antes do início da obra.

Com base nas informações reais disponíveis, a comparação entre estas e os resultados obtidos no estudo executado nesta dissertação restringe-se apenas à evolução do curso do actuador e da flecha na secção de controlo ao longo da betonagem. Os dados recolhidos pelo sistema OPS, durante a execução da obra, fornecem valores associados à hora a que foram medidos, portanto, é necessário relacionar cada fase dos modelos numéricos com a hora correspondente. Esta correspondência é baseada em dados relativos a medições efectuadas pelo operador do sistema OPS, ao longo da betonagem, dos quais podemos retirar informações acerca do volume de betão já utilizado, a hora da medição e o curso do actuador. Com esta relação entre a hora e o volume de betão, e considerando um ritmo de betonagem constante entre medições, é possível determinar a fase correspondente por dedução directa a partir do volume de betão (Eq. 32).

$$\begin{cases} Vol_{Bet\tilde{a}o}[Fase\ i] = 2 \cdot i \cdot A_{tab}, i \leq 7 \\ Vol_{Bet\tilde{a}o}[Fase\ i] = Vol_{Bet\tilde{a}o}[Fase\ i-1] + A_{tab}, i > 7 \end{cases} \quad (32)$$

em que:

- $Vol_{Bet\tilde{a}o}[Fase\ i]$ = volume de betão;
- i = número da fase;
- A_{tab} = área da secção transversal do tabuleiro (9,52 m²);
- $Vol_{Bet\tilde{a}o}[Fase\ i-1]$ = volume de betão na fase anterior.

Seguidamente é comparada a evolução da flecha na secção de controlo dos diversos modelos teóricos com os valores reais (Fig.99).

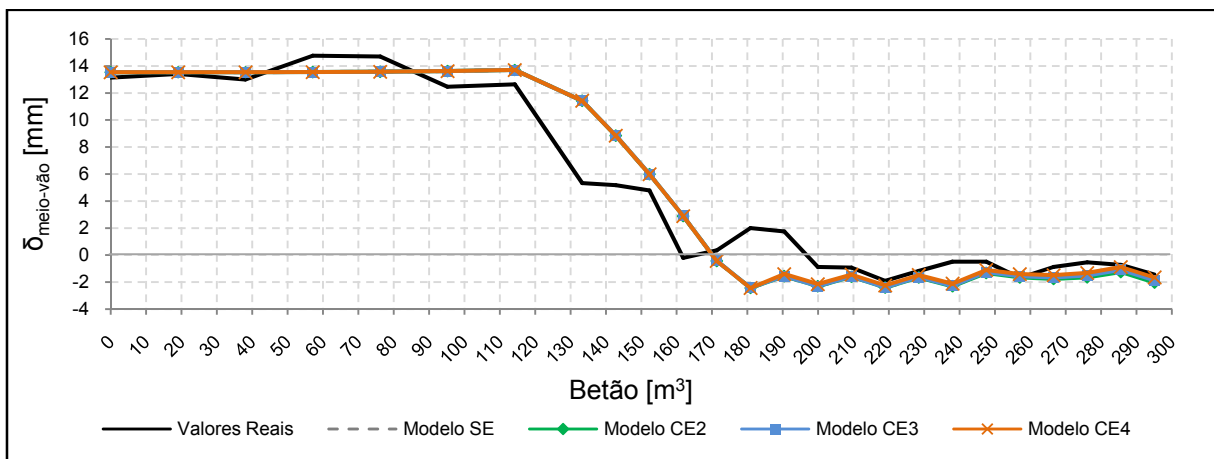


Fig.99 – Evolução do valor da flecha na secção de controlo nos modelos numéricos e os valores reais.

Comparando a evolução do valor da flecha na secção de controlo nos diversos modelos teóricos com os valores reais, é possível observar uma coerência razoável entre os valores teóricos e os reais. A evolução descontínua, verificada na realidade, deve-se, principalmente, ao facto de a betonagem não ser um processo contínuo, mas sim um conjunto de lançamentos de quantidades semelhantes de betão, e dependentes da capacidade das autobetoneiras, intervalados por períodos de espera não desprezáveis.

Posteriormente à comparação da evolução das flechas nos diferentes modelos, procede-se com a análise do curso do actuador nos diversos modelos e da sua evolução ao longo da betonagem. Na figura 100 são apresentadas as evoluções do curso do actuador em função do crescente volume de betão lançado sobre as cofragens. Como os resultados teóricos dos diversos modelos relativos a esta propriedade são idênticos, estes são condensados e apresentados nesta comparação como pertencentes à categoria *Modelo teórico*. Para além dos resultados relativos aos modelos teóricos, são apresentados também os valores reais e os valores esperados, determinados analiticamente durante a fase de projecto da ponte do Rio Sousa. Para possibilitar esta comparação os valores teóricos são calibrados com os valores reais ajustando o valor inicial do curso do actuador para o valor real de 94 mm.

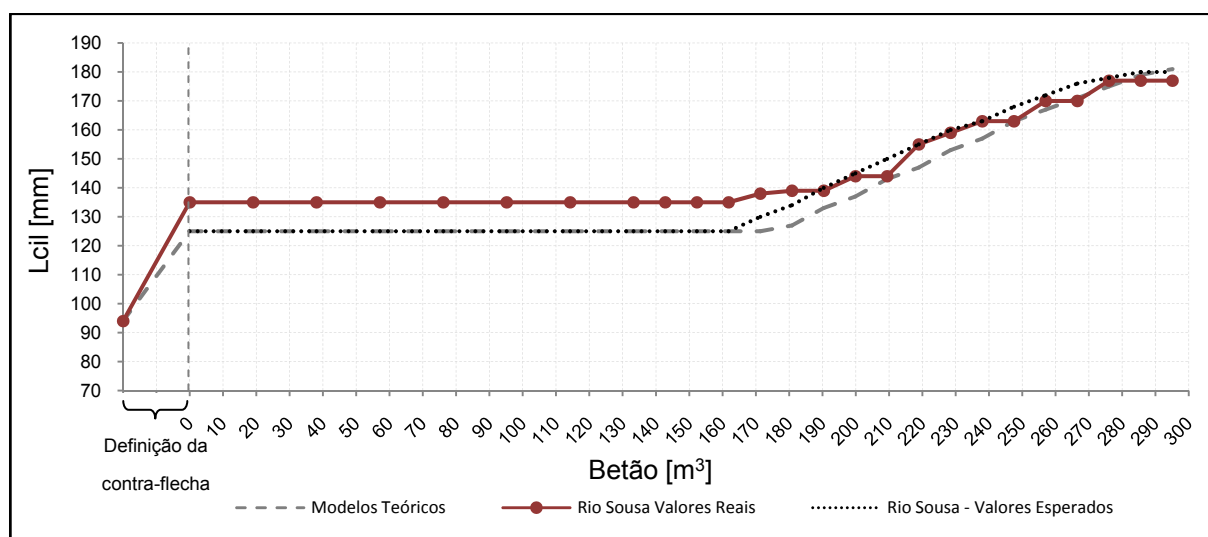


Fig.100 – Evolução do curso do actuador ao longo da betonagem.

Como é possível observar na figura 100, é necessário um menor número de actuações para a definição da contra-flecha de 13 mm nos modelos teóricos e valores esperados face à realidade. Este fenómeno pode ser explicado por diferentes razões:

- a não linearidade dos cabos no que diz respeito ao módulo de elasticidade, que foi desprezada nos modelos numéricos e que ocorre na realidade, quando estes são tensionados a partir de um estado inicial “folgado”;
- o aumento da rigidez da treliça metálica que compõe o cimbra, quando submetida a um estado de compressão axial promovido pela aplicação do pré-esforço, devido à redução de eventuais folgas presentes nas ligações entre os diversos perfis metálicos.

Contudo, após a primeira actuação do sistema OPS durante a betonagem, o valor de L_{cil} (curso do actuador) nos modelos teóricos evolui de forma mais pronunciada do que na realidade, ultrapassando esta antes da conclusão do tabuleiro. A curva referente aos modelos teóricos e aos valores esperados partilham valores iniciais e finais semelhantes, verifica-se, no entanto, um afastamento entre estes valores por volta dos 170 m^3 de volume de betão, promovido pelo atrasar do início da aplicação de

pré-esforço nos modelo teóricos face aos valores esperados, sendo este afastamento, posteriormente, compensado pela maior taxa de aplicação de contracções, verificada nos modelos teóricos. No final, verifica-se que o cálculo estrutural, executado ao longo deste trabalho, conduz a um maior curso do actuator, ultrapassando o valor esperado em 1 mm e o real em 4 mm.

Posteriormente a esta análise alterou-se as características relativas às barras responsáveis pela ligação entre o cimbra e o tabuleiro. Nos modelos numéricos, estas barras são consideradas bi-articuladas, anulando a transmissão directa de momentos do cimbra para o tabuleiro, sendo os momentos flectores presentes no tabuleiro fruto unicamente da curvatura provocada sobre a estrutura. No entanto, na realidade, a rotação nos extremos destas barras não é totalmente livre (Fig.101).

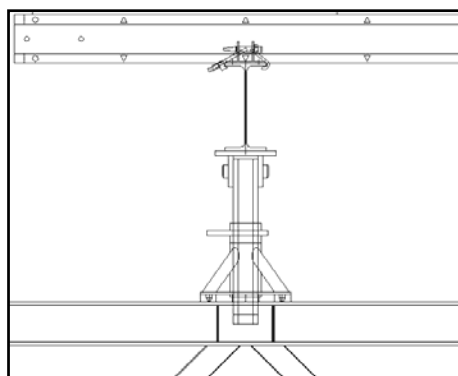


Fig.101 – Elementos de ligação entre o cimbra metálico e as cofragens que suportam o tabuleiro.

Por esta razão procedeu-se à repetição dos cálculos de base para a obtenção do gráfico representado na figura 100 considerando as barras de ligação como bi-encastadas, sendo os resultados obtidos nesta análise representados na figura 102.

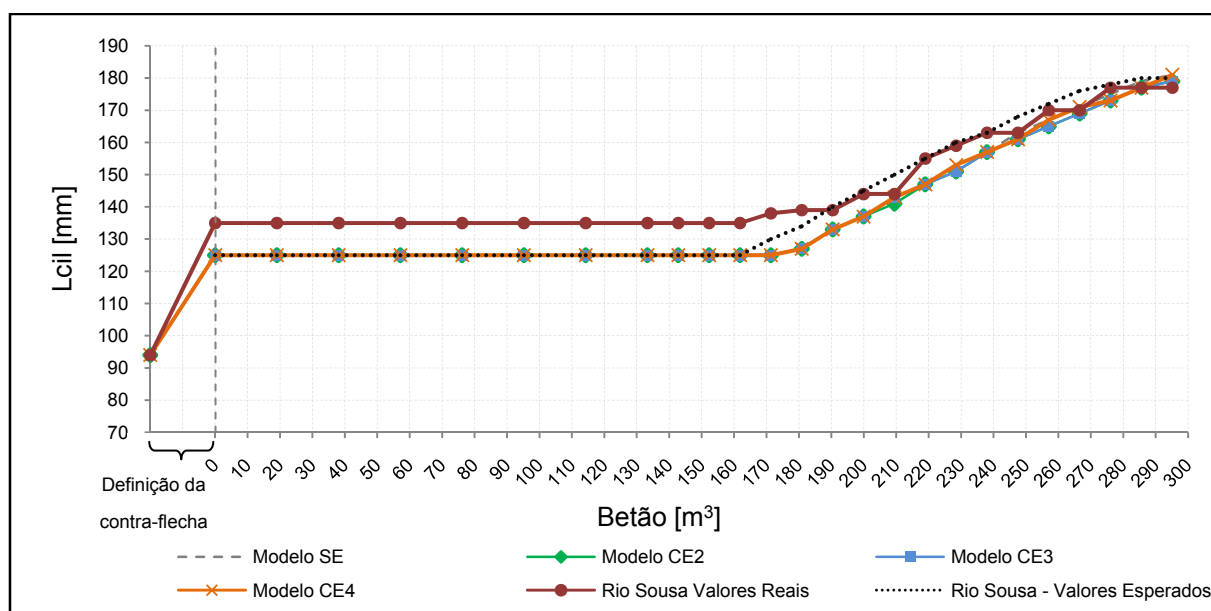


Fig.102 – Evolução do curso do actuator ao longo da betonagem (conectores bi-encastados).

Ao analisarmos os resultados expressos no gráfico (Fig.102) podemos observar alterações entre os modelos CE e o modelo SE, ao contrário do que acontecia anteriormente (Fig.100), esta diferença não se limita entre os modelos SE e CE mas também entre os diversos modelos CE. Tanto o modelo CE2 como o modelo CE3 apresentam um curso final 2 mm (1 contracção) inferior ao correspondente no modelo SE, correspondendo a uma alteração relativa de 3,5% face à variação de curso do actuador observada durante toda a betonagem. Contudo variam de forma diferente ao longo da betonagem, uma vez que o modelo CE2 é o primeiro a apresentar um curso do actuador díspar do modelo SE. O modelo CE4 partilha o mesmo curso final com o modelo SE mas, tal como os restantes modelos, apresenta, em determinadas fases da betonagem, um número de contracções diferente do modelo SE.

A alteração no comportamento do conjunto cimbra/tabuleiro fruto do endurecimento do betão nesta análise é fruto da maior transmissão de esforços entre o cimbra e o tabuleiro presente neste modelo que promove uma maior acção do aumento de rigidez do tabuleiro sobre o comportamento de toda a estrutura.

Considera-se que na realidade o comportamento da estrutura se enquadra entre estes dois modelos limites, uma vez que a ligação dos elementos representados na figura 101 com o tabuleiro e com o cimbra apresenta uma limitação à rotação imposta sem que seja possível considerar essa limitação como infinitamente rígida.

O estudo realizado no decorrer desta tese permite concluir que o endurecimento do betão pode induzir alterações no comportamento estrutural do cimbra, sendo estas alterações maiores quanto mais rígida for a ligação entre o tabuleiro e o cimbra devido à maior transmissão de esforços. Contudo, estas alterações ficam muito aquém das verificadas entre os valores esperados e reais obtidos na fase de projecto e execução da obra da ponte do Rio Sousa. Podemos então concluir que existem outros factores, e eventualmente com uma maior importância relativa, que justificam esta discrepância.

5

CONCLUSÕES

Neste capítulo são sintetizadas as principais conclusões retiradas do estudo efectuado ao longo deste trabalho. Estas conclusões dividem-se pelo estudo do endurecimento do betão, da interacção cimbra/tabuleiro no CA convencional, no CA reforçado com OPS e na comparação dos resultados numéricos com os reais.

A revisão bibliográfica realizada sobre o comportamento do betão nas primeiras idades e da evolução do seu módulo de elasticidade (E), permitiu concluir que esta evolução atravessa uma fase inicial dormente de duração variável, e que no caso do betão utilizado na obra do Rio Sousa se encontra próxima das 3 horas. A este período dormente inicial segue-se um rápido crescimento do valor de E para valores próximos dos valores de referência (28 dias), passadas cerca de 10 a 15 horas de cura. Tendo por base estas conclusões verifica-se que o tabuleiro apresenta uma rigidez razoável, durante uma parte considerável da betonagem (com duração aproximada entre as 7 e as 10 horas).

Ao se proceder ao dimensionamento de um cimbra convencional equivalente ao CA do Rio Sousa, verifica-se, ao compararmos as áreas dos perfis que constituem as cordas das estruturas treliçadas, que o CA convencional conduz a um aumento de 80%, passando de um perfil HEB 180 no CA com OPS para um HEB 260 no CA convencional. Apesar deste aumento na área de aço utilizada, e da proporcionalidade, com base na relação entre a área das cordas, utilizada na obtenção das restantes características estruturais do cimbra convencional, este apresenta deformadas e tensões muito superiores ao CA com OPS, devido ao pré-esforço adaptativo presente no segundo. Este pré-esforço adaptativo altera substancialmente o comportamento estrutural do cimbra face ao convencional, como foi confirmado no estudo da interacção cimbra/tabuleiro realizada em ambos os CA's.

O estudo da interacção cimbra/tabuleiro permitiu retirar as seguintes conclusões:

- o aumento de rigidez do tabuleiro conduz a uma redução máxima de 15% no valor da deformação e de 25% em termos de esforços no cimbra metálico, podendo eventualmente conduzir a um redimensionamento mais ligeiro do próprio cimbra;
- o CA reforçado com OPS não apresenta uma relação directa entre a aceleração do endurecimento do betão e as alterações observadas no comportamento estrutural do conjunto cimbra e tabuleiro, havendo uma transição entre redução e aumento de esforços e deformada quando se diminui a idade de início de endurecimento do betão para valores inferiores às 4 horas, facto que pode ser explicado pela introdução de cargas contrárias às solicitações exteriores;
- apesar da grande disparidade dos valores referentes às alterações em termos absolutos, as amplitudes relativas observadas em ambos os CA's são semelhantes;

- as alterações observadas no valor da deformada do cimbra OPS não possuem uma dimensão suficiente para conduzir a variações significativas no número de contracções executadas pelo actuador em cada ponto da betonagem (entre 0 e 3,5% utilizando conectores inarticulados e bi-encastradas respectivamente, entre o cimbra e o tabuleiro).

Finalmente procedeu-se à comparação dos valores obtidos numericamente com os valores reais obtidos em obra. Nesta comparação concluiu-se que, as alterações verificadas na evolução do curso do actuador ao longo da betonagem não apresentam uma amplitude que justifique a discrepância (na ordem dos 19%) observada durante a execução da ponte do Rio Sousa. A disparidade entre as previsões numéricas e os valores reais observada na obra do Rio Sousa pode ser então explicada por outros factores como o comportamento estrutural das cofragens ou o comportamento não linear de determinados elementos que compõe o cimbra autolancável, entre outros.

No seguimento deste trabalho, podemos dividir os trabalhos futuros a desenvolver sobre o tema estudado nesta dissertação em duas frentes: um estudo mais aprofundado sobre o efeito do endurecimento do betão sobre o comportamento estrutural do conjunto cimbra e tabuleiro, eventualmente de forma mais detalhada em CA's convencionais onde esta interacção nos mostra ser mais preponderante; e o estudo de diferentes factores que possam ser responsabilizados pela diferença encontrada entre os valores espectáveis e os medidos durante a obra da ponte do Rio Sousa.

Seguidamente são enumeradas algumas sugestões sobre trabalhos a desenvolver nas duas frentes referidas anteriormente.

- Estudo da interacção cimbra/tabuleiro associada a uma evolução da rigidez do betão:
 - estudo aprofundado sobre a evolução do módulo de elasticidade do betão nas primeiras horas de cura e de outras propriedades capazes de promover alterações no comportamento da estrutura como a coesão e a viscosidade do betão fresco;
 - desenvolvimento de modelos numéricos mais complexos e próximos da realidade, não só no que se refere à estrutura do cimbra, como na representação do tabuleiro e na definição correcta da rigidez da ligação entre o tabuleiro e o cimbra;
 - estudo do comportamento real de um CA convencional com medição de esforços e flechas em obra, eventualmente acompanhadas de medição das propriedades mecânicas do betão que se considerarem relevantes.
- Estudo de diferentes factores responsáveis pela alteração de comportamento da estrutura entre as previsões numéricas e as medições reais:
 - estudo da não linearidade associada ao tensionamento cabos de pré-esforço e a um eventual aumento de rigidez da estrutura treliçada quando submetida a uma compressão axial;
 - determinação da distribuição de esforços pelas armaduras embebidas no betão fresco devido à variação da deformada durante o carregamento e a aplicação do pré-esforço;
 - estudo do comportamento estrutural das cofragens e da sua intervenção na alteração da rigidez do conjunto cimbra e tabuleiro.

BIBLIOGRAFIA

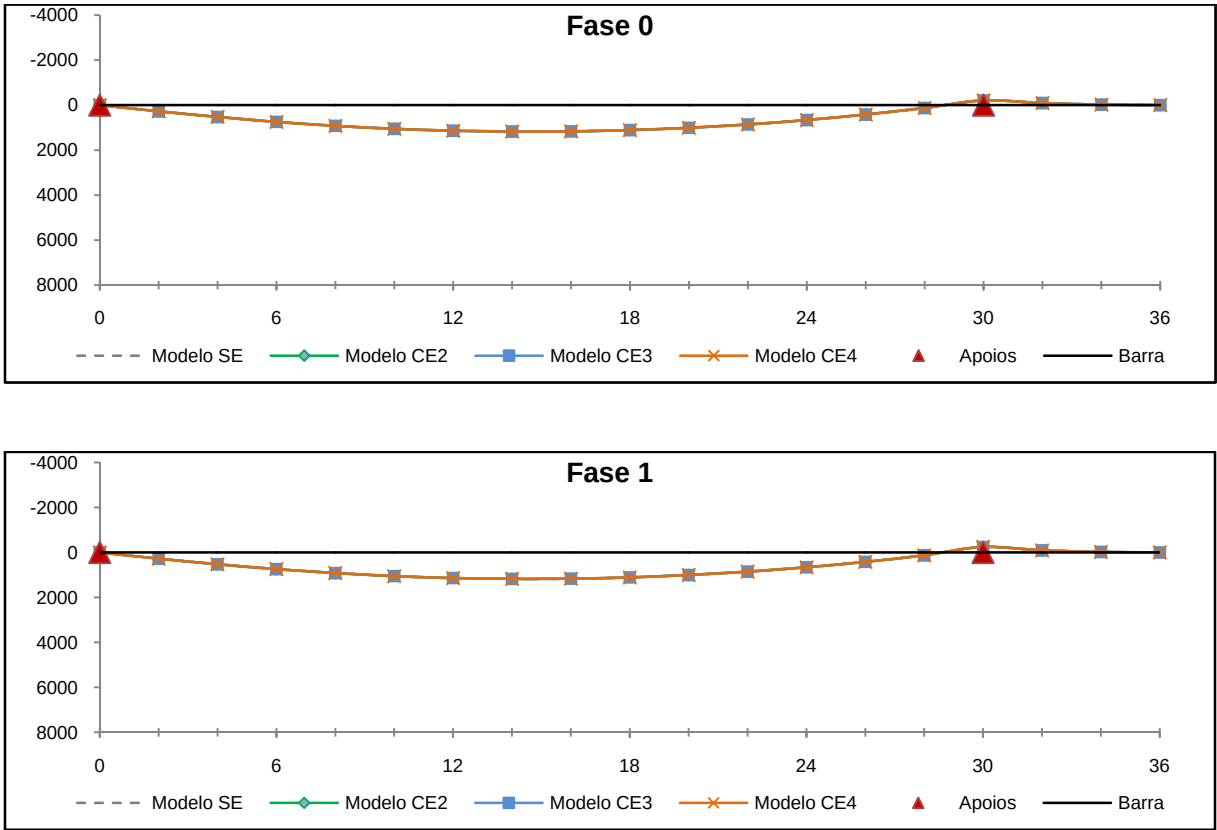
- [1] Coutinho, A. de Sousa. *Fabrico e Propriedades do Betão*. LNEC, Lisboa, 1997.
- [2] Neville, A. M. *Properties of Concrete*. Prentice Hall, Londres, 1995.
- [3] Bauer, L. A. Falcão. *Materiais de Construção Volume 1*. LTC Editora, Rio de Janeiro, 2000.
- [4] Eurocódigo 2: *Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios (EN 1992-1-1:2004 (PT))*. CEN 2004.
- [5] Azenha, Miguel Ângelo Dias. *Comportamento do betão nas primeiras idades. Fenomenologia e análise termo-mecânica*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2004.
- [6] Dweck, J., Ferreira da Silva, P. F., Silva Aderne, R., Büchler, P. M., Cartledge, F. K. *Evaluating cement hydration by non-conventional DTA. An application to waste solidification*. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry, 71, 2003, 821–827, Akadémiai Kiadó, Budapest.
- [7] Bernard, O., Ulm, F.-J., Lemarchand, E. *A multiscale micromechanics-hydration model for the early-age elastic properties of cement-based materials*. Cement and Concrete Research, 33, 2003, 1293-1309, MIT, Cambridge (EUA).
- [8] Krauß, M., Hariri, K. *Determination of initial degree of hydration for improvement of early-age properties of concrete using ultrasonic wave propagation*. Cement & Concrete Composites, 28, 2006, 299–306, iBMB-Technical University Braunschweig, Braunschweig, Germany.
- [9] Carino, N.J., Lew, H. S. *The maturity method: from theory to application*. Proceedings of the 2001 Structures Congress & Exposition, May 21-23, 2001, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
- [10] Peres, L. D. P., Barbosa, M. P., Pinto, R. C. A. *Aplicação do Método da Maturidade na avaliação da resistência à compressão de peças pré-moldadas*. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 03-04 de Novembro, 2005, São Carlos, Brasil.
- [11] Carino, L. J, Malhotra, V. M. The maturity method. In *Handbook on nondestructive testing of concrete*, CRC Press, 2004.
- [12] Agnes, N. *Determination of E-modulus of young concrete with nondestructive method*. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 9, No. 1, Fevereiro, 1997, 15–20, American Society of Civil Engineers.
- [13] Silva, Luís Miguel Gouveia. *Caracterização das propriedades termo-mecânicas do betão nas primeiras idades para aplicação estrutural*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2007.
- [14] *Relatório de Composições – Obra 11 417 – A11 – Lousada/IP4 lote 11 – CPB – Lousada*. Nº73, Dezembro, 2004, Direcção de Betões Hidráulicos, Mota-Engil Engenharia.
- [15] Baptista, Marco António da Costa Lima. *Análise diferida de pontes construídas tramo a tramo com cimbres autoportantes e autolançáveis*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 1995.
- [16] Afonso, Bruno César Diogo Martins, *Equipamentos móveis para execução de pontes*, Dissertação de Mestrado, IST, 2008.
- [17] <http://www.strukturas.com>. 6 de Junho de 2008.
- [18] André, António Carlos Guerreiro Morgado, *Estudo experimental da aplicação de pré-esforço orgânico num cimbra autolançável em modelo reduzido*, Tese de Mestrado, FEUP, 2004.

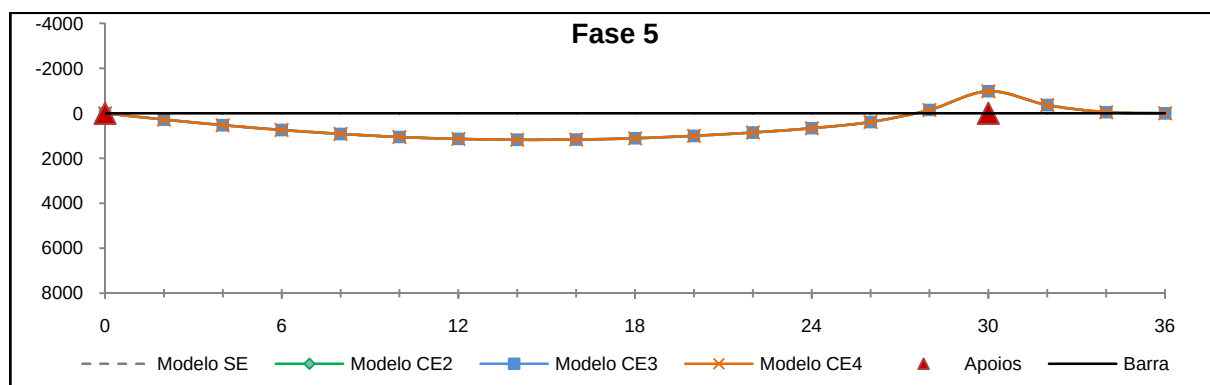
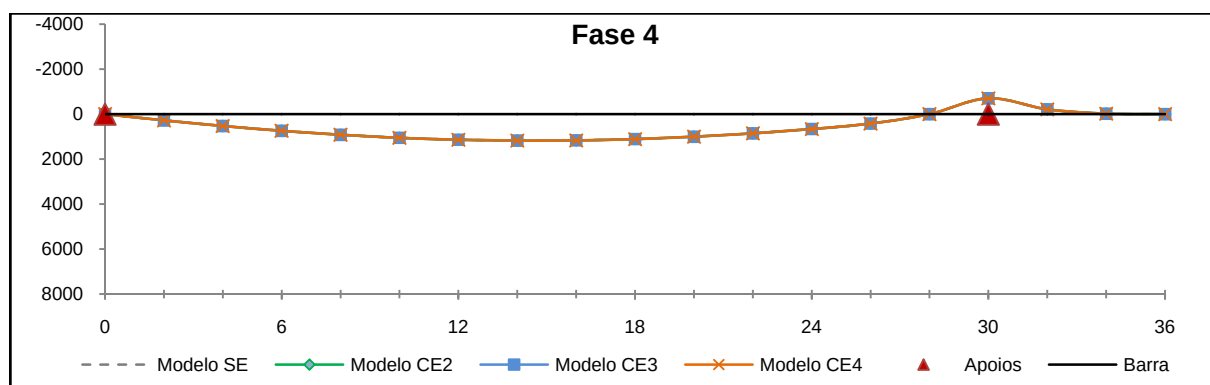
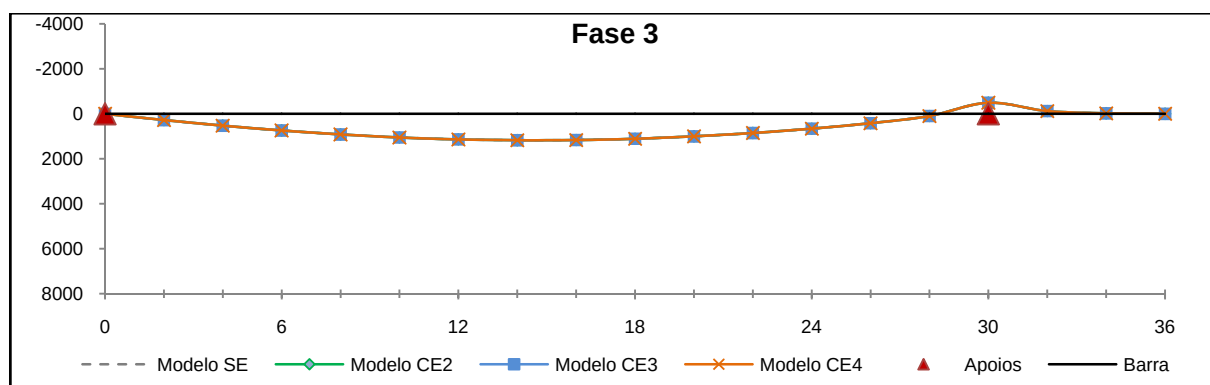
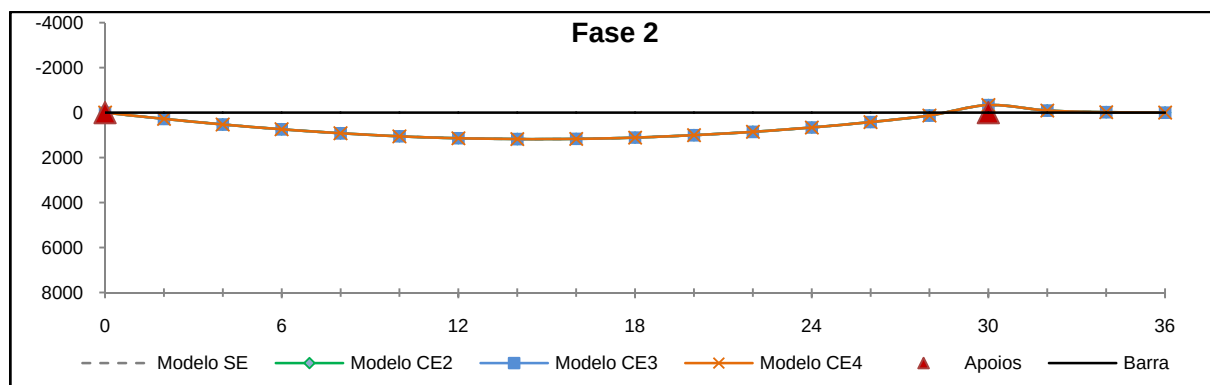
- [19] Grupo OPS, *Manual Técnico, Cimbra Autolançável com OPS, Projecto Piloto do Cimbra do Rio Sousa*, FEUP/Mota-Engil, 2005.
- [20] Guerra, A., André, A., Oliveira, R., Pacheco, P. *Cimbra autolançável com pré-esforço orgânico*. V Congresso de Construção Metálica e Mista, Novembro, 2005.
- [21] André, A., Pacheco, P., Adão da Fonseca, A. *Pré-esforço orgânico – estudos sobre a aplicação de uma nova tecnologia*. V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, São Paulo, 2003.
- [22] Housner, G.W., Bergman, A., Caughey, T. K., Chassiakos, A. G., Claus, R. O., Masri, S. F., Skelton, R. E., Soong, T. T., Spencer, B. F., Yao, J. T. P. *Structural Control: Past, Present and Future*. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 123, No. 9, Setembro, 1997, 897–971, American Society of Civil Engineers.
- [23] Pacheco, Pedro Álvares Ribeiro do Carmo, *Pré-esforço orgânico – um exemplo de sistema efector*, Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1998.
- [24] Symans, M. D., Constantinou, M. C. *Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review*. Engineering Structures, 21, 1999, 469-187.
- [25] Guerreiro, L. *Dinâmica e Engenharia Sísmica*, Ciclo de Conferências do Fórum Civil, IST, Maio, 2007
- [26] Scruggs, Jeffery, *Active, Regenerative Control of Civil Structures*, Dissertação de Mestrado, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, 1999.
- [27] Pacheco, P., Adão da Fonseca, A. *Organic Prestressing*. Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 3, 2002, 400-405.
- [28] Pacheco, P., Guerra, A., Borges, P., Coelho, H. *A Scaffolding System strengthened with Organic Prestressing – the first of a new Generation of Structures*. Structural Engineering Internacional, 4, 2007, 314-321.
- [29] *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings (prEN 1993-1-1:2003)*. CEN 2003.

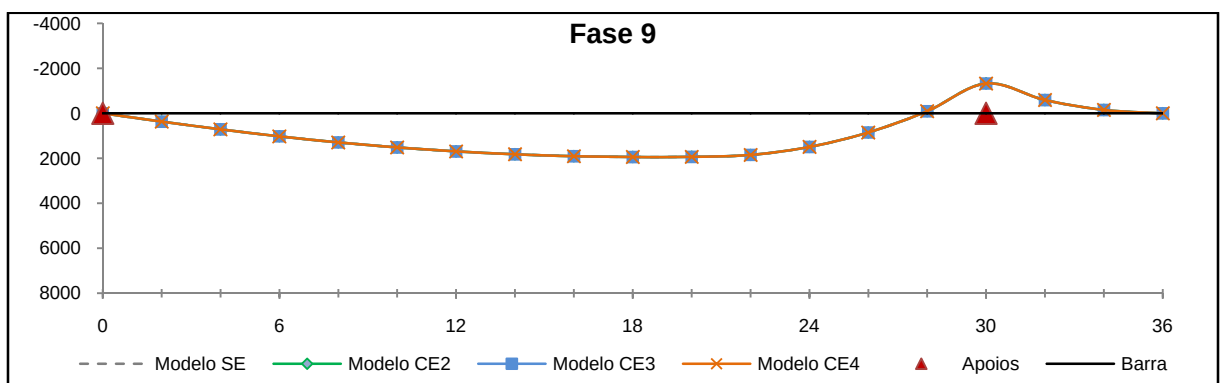
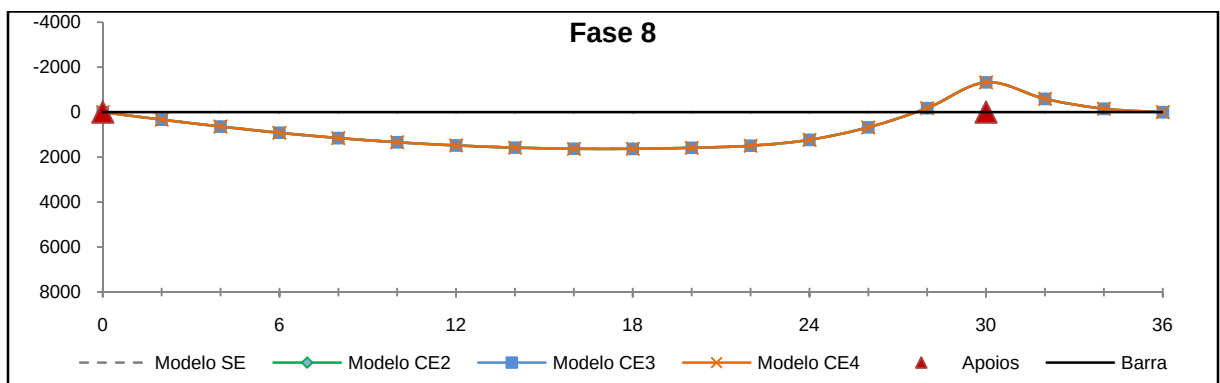
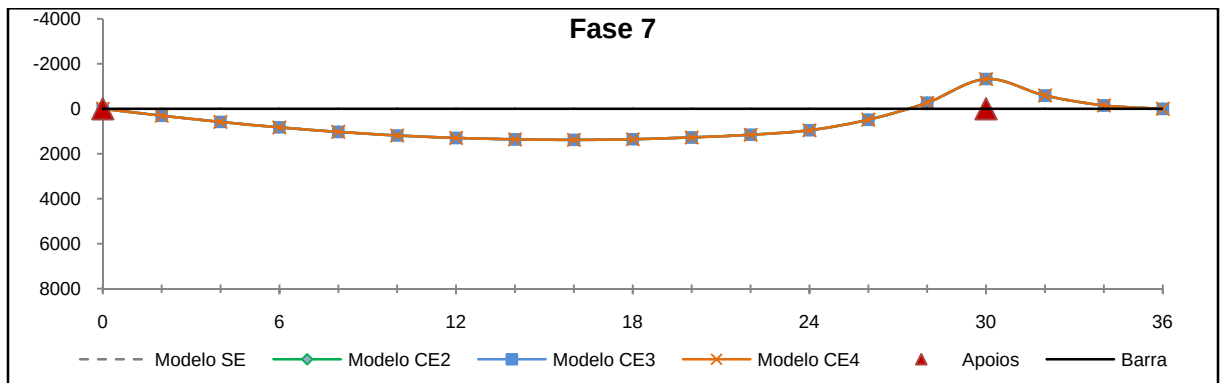
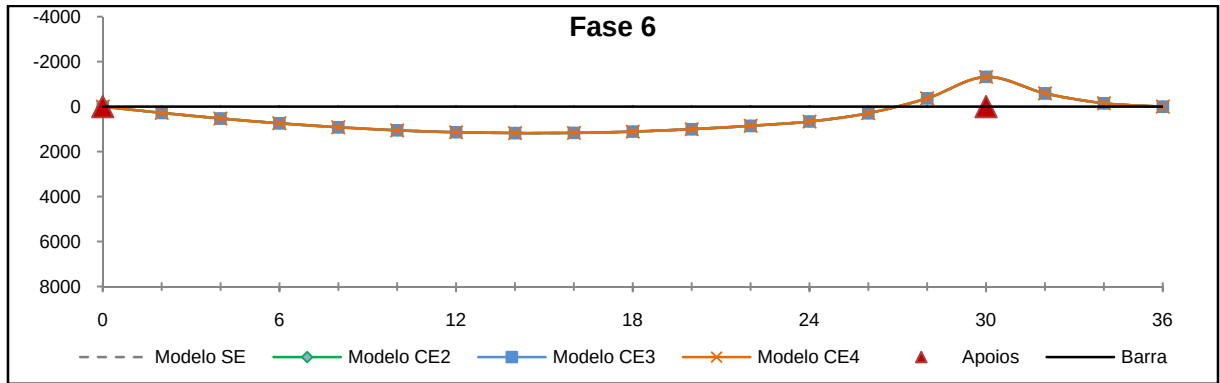
A1

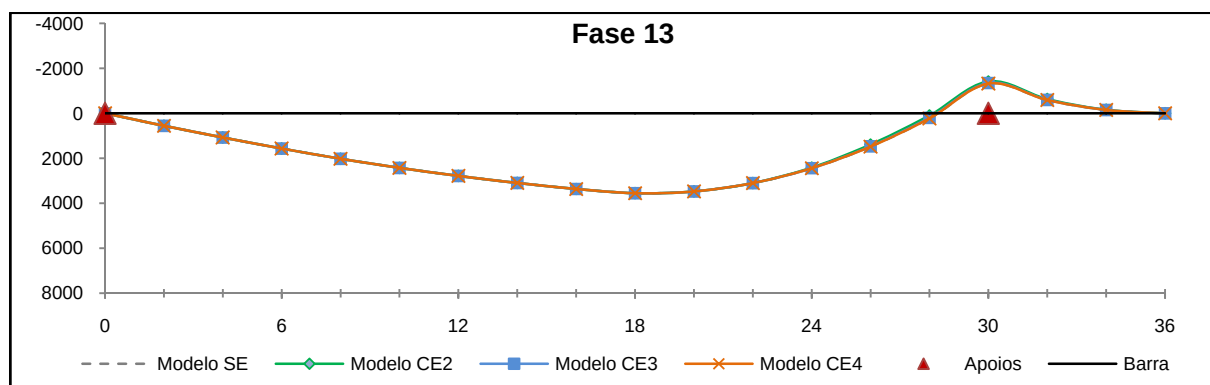
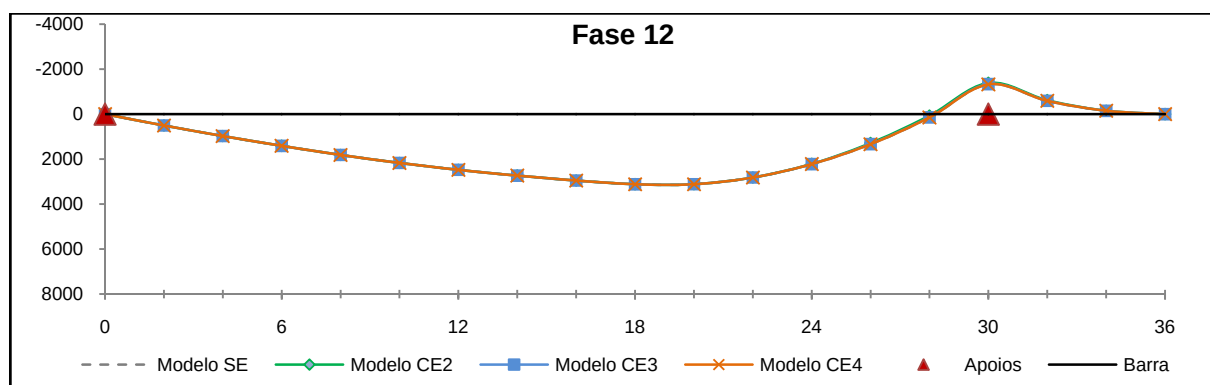
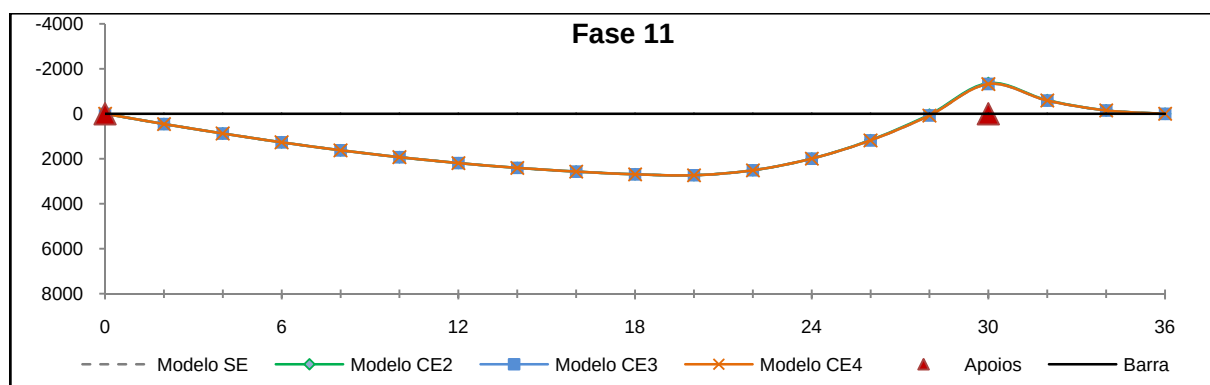
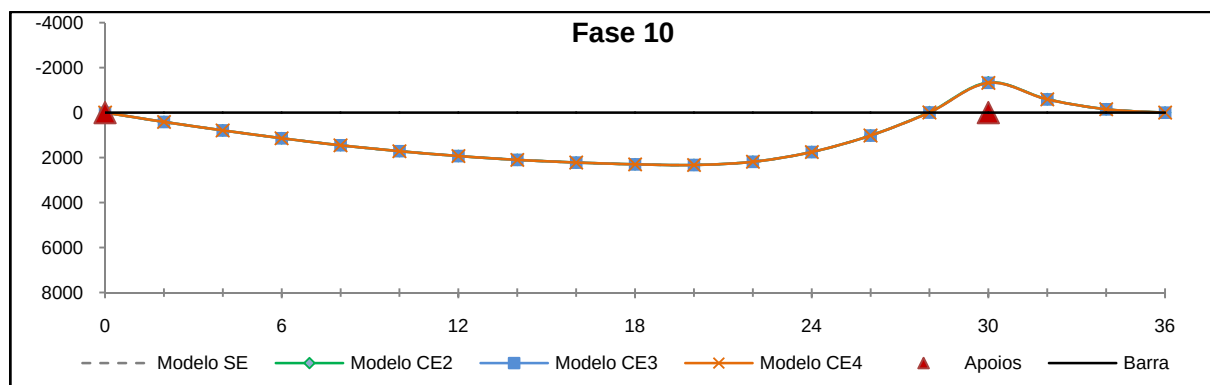
EVOLUÇÃO DOS MOMENTOS FLECTORES NO CIMBRE AO LONGO DAS DIFERENTES FASES

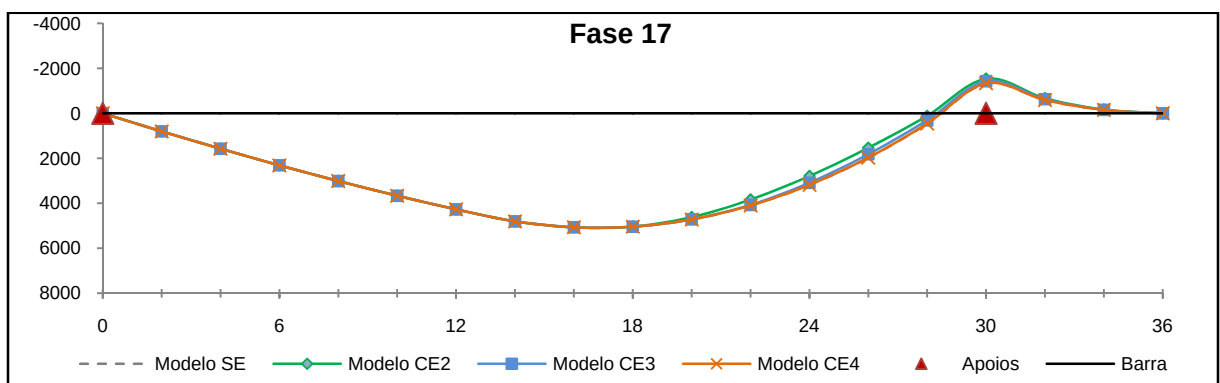
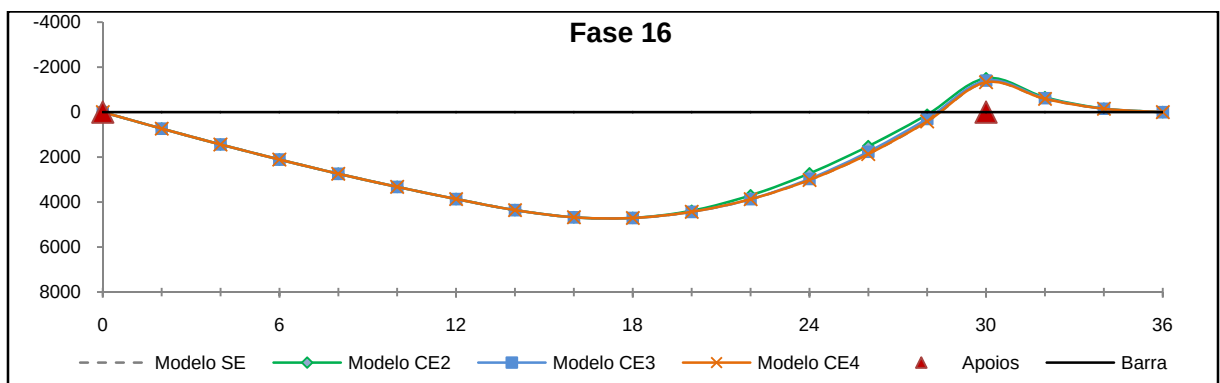
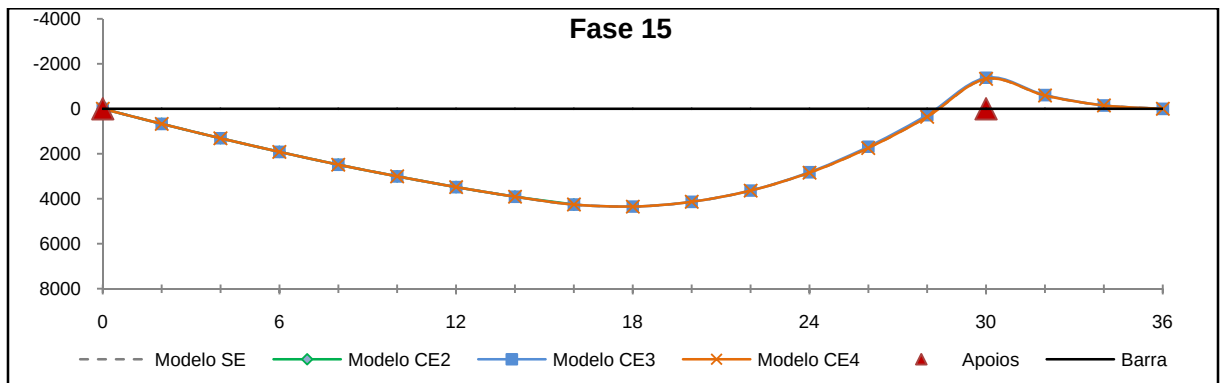
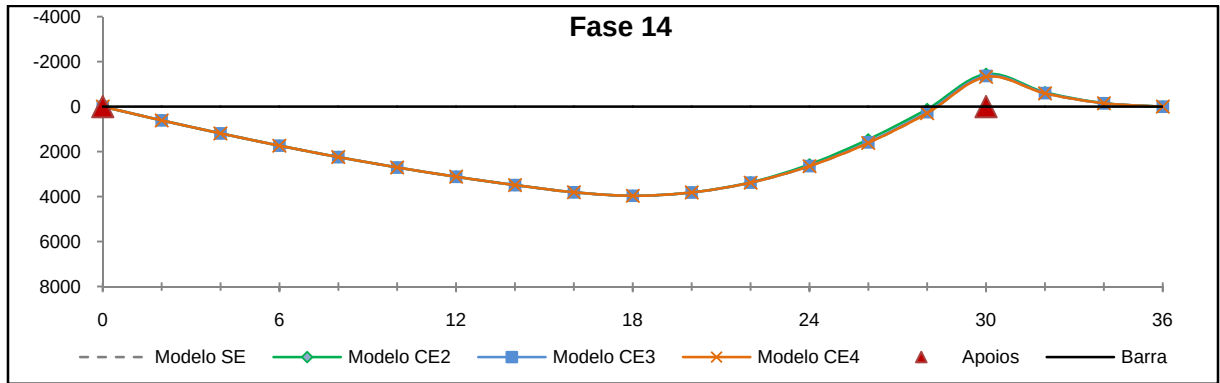
CIMBRE AUTOLANÇÁVEL CONVENCIONAL

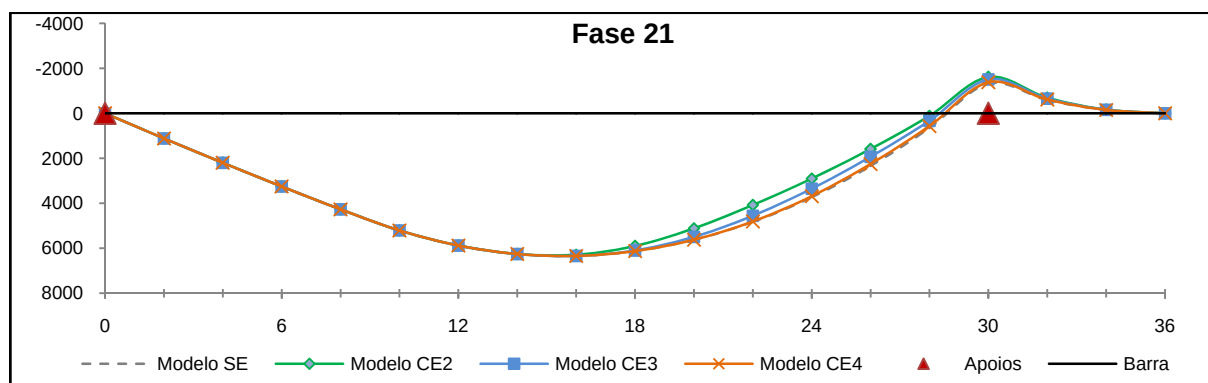
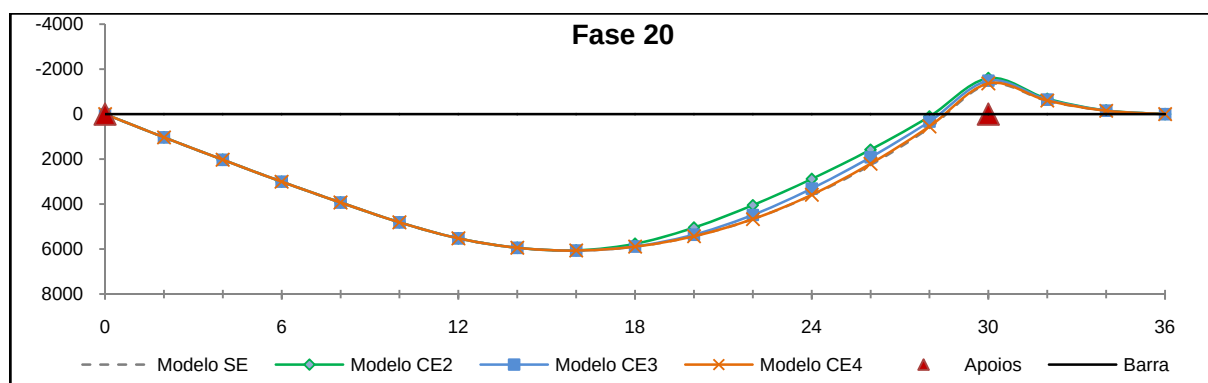
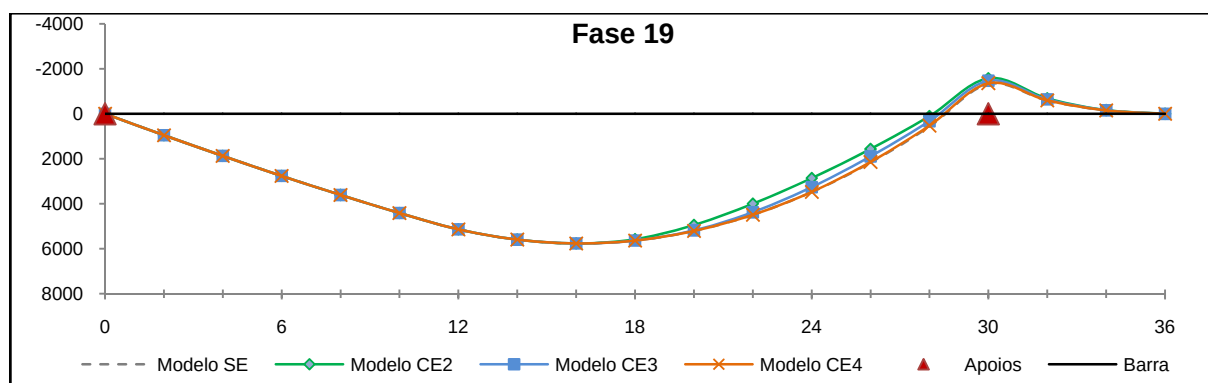
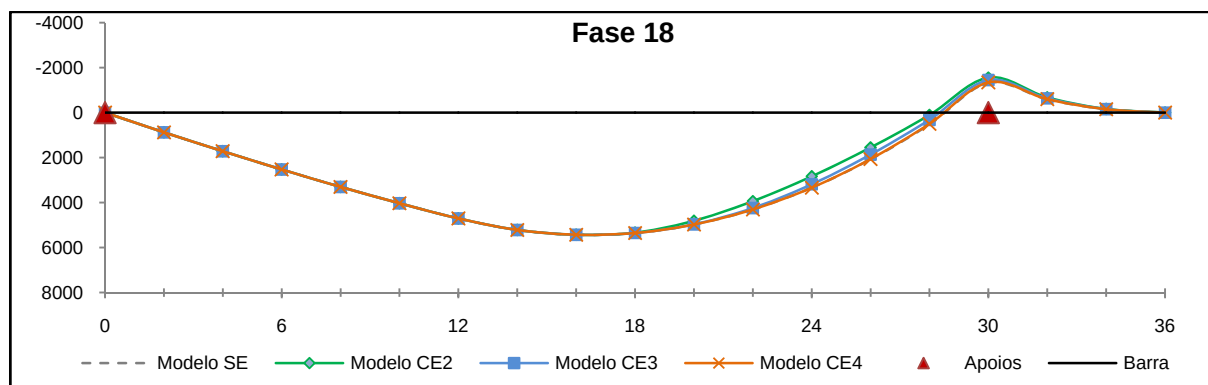


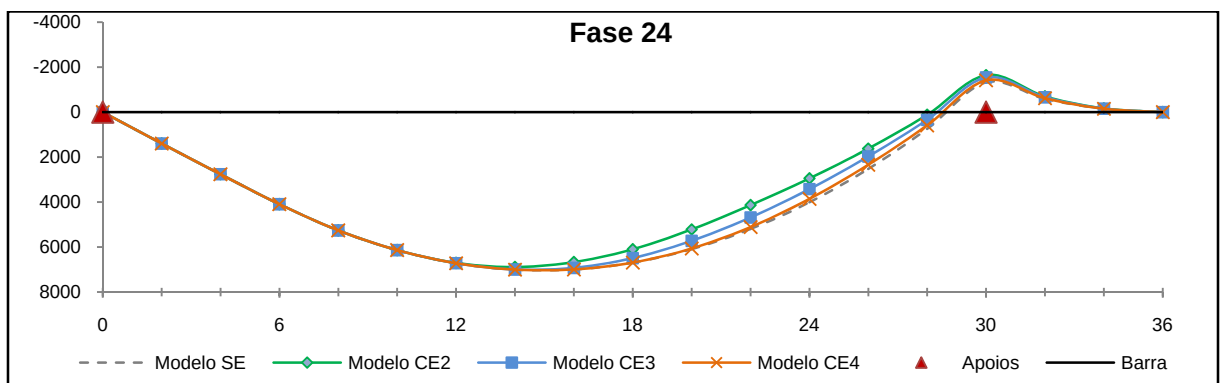
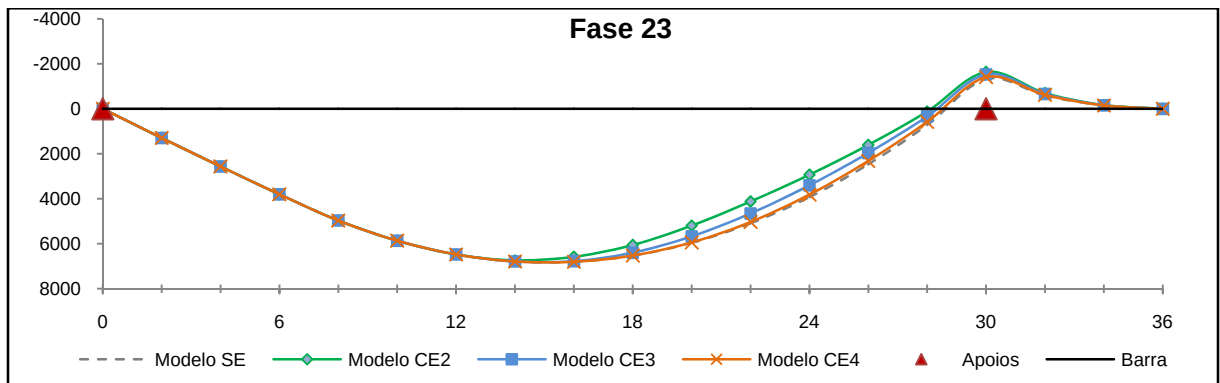
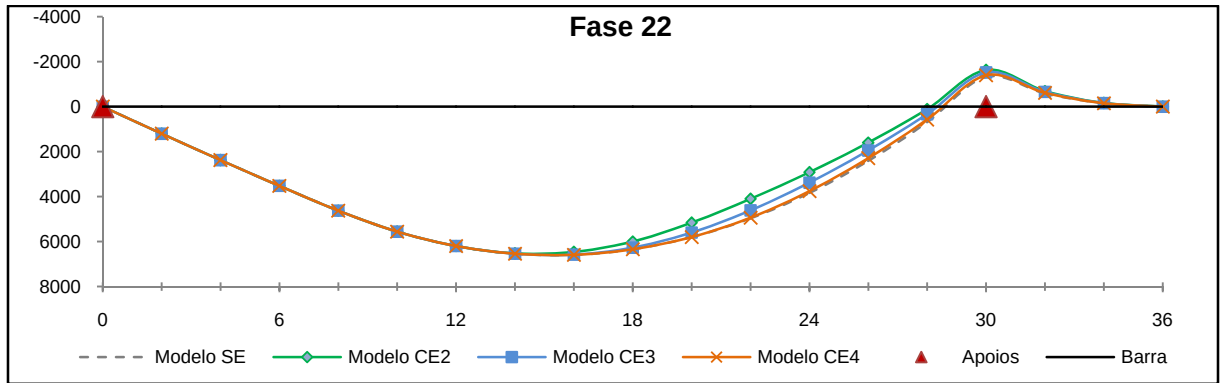




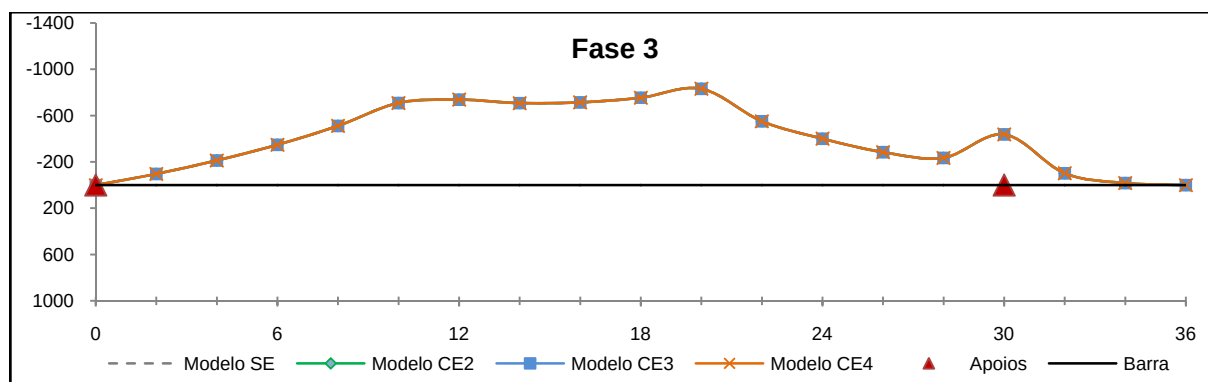
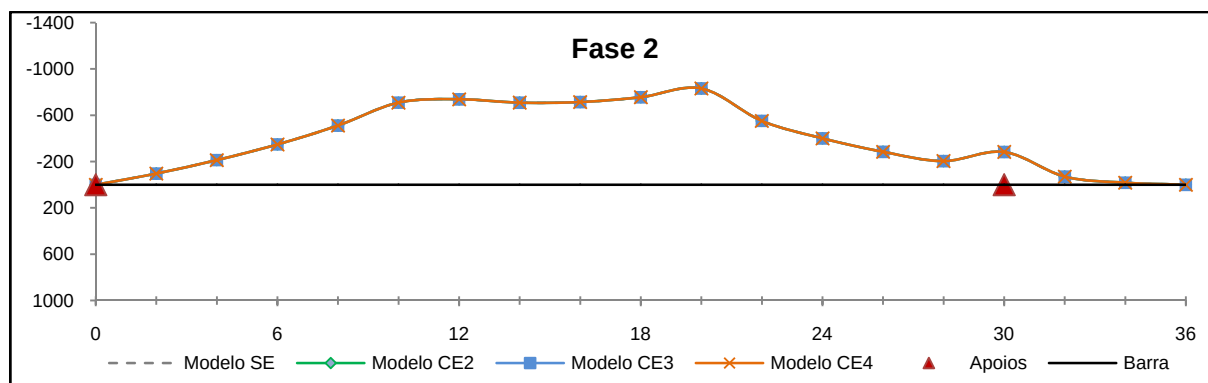
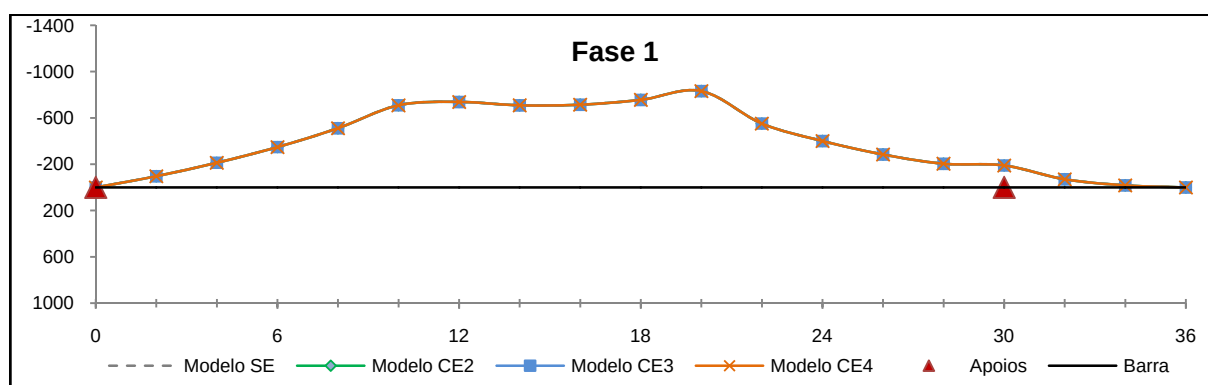
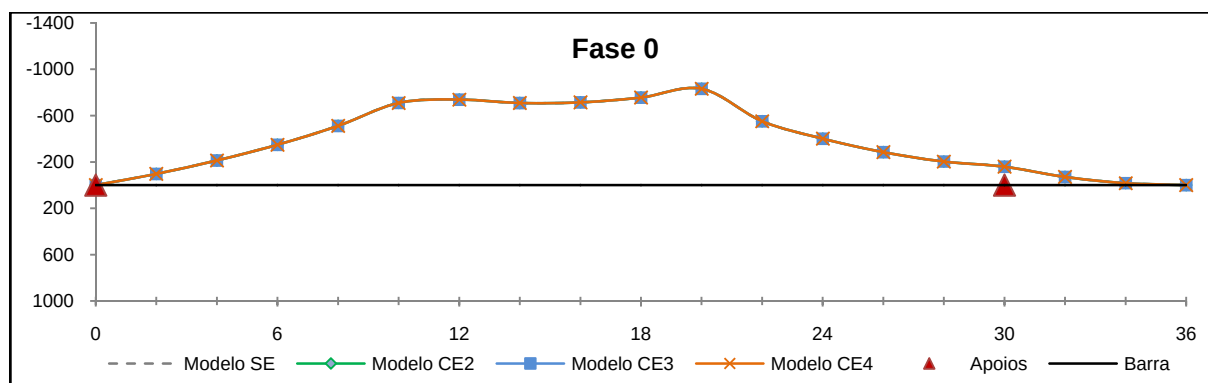


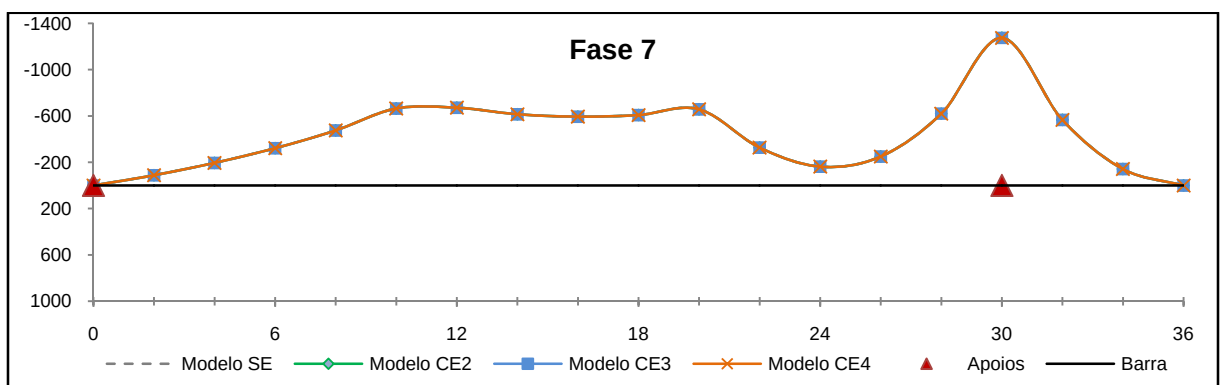
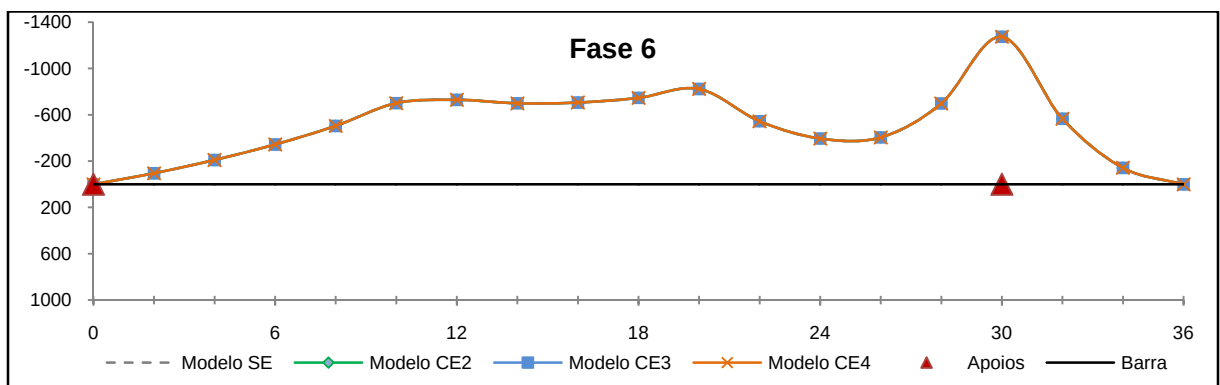
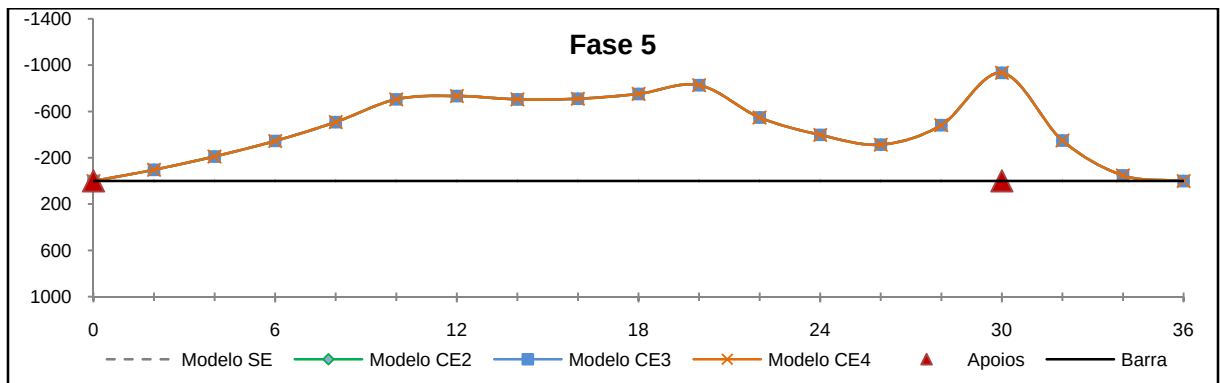
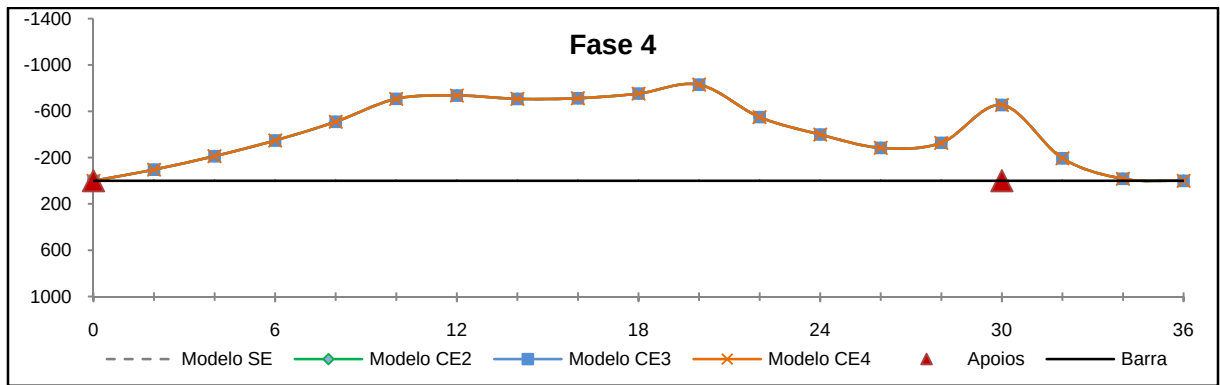


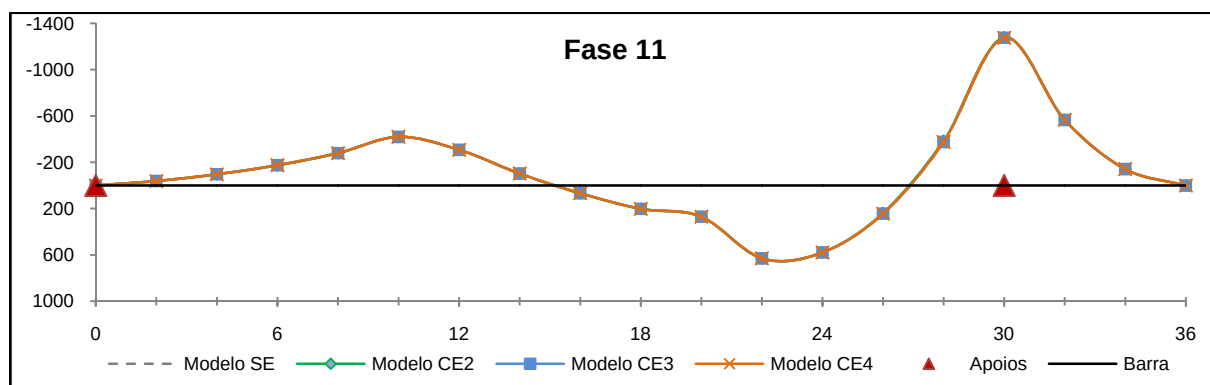
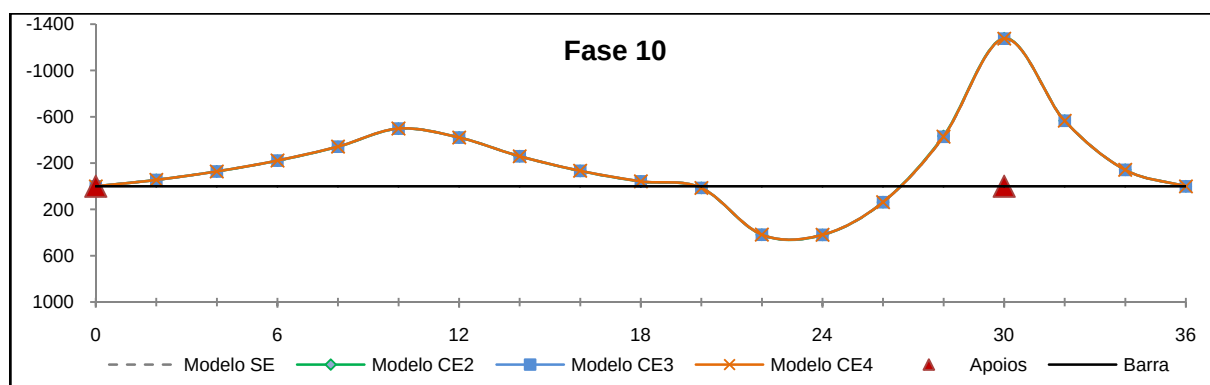
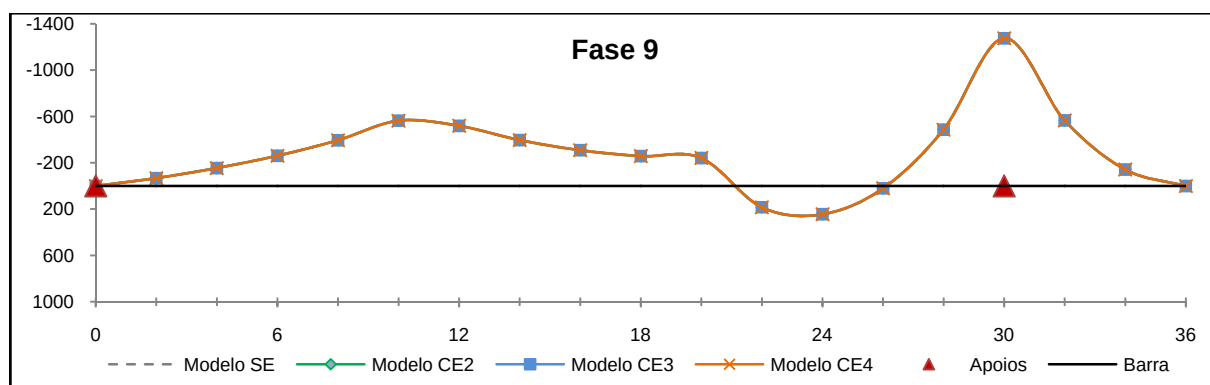
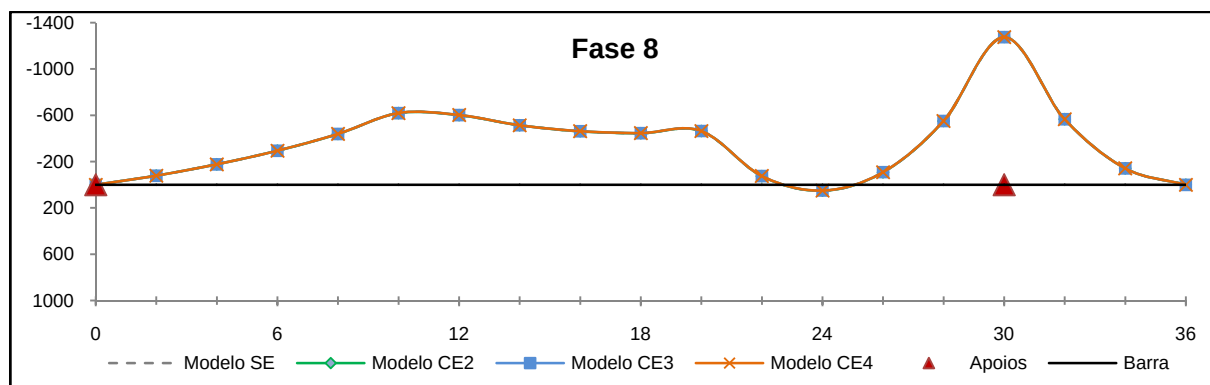


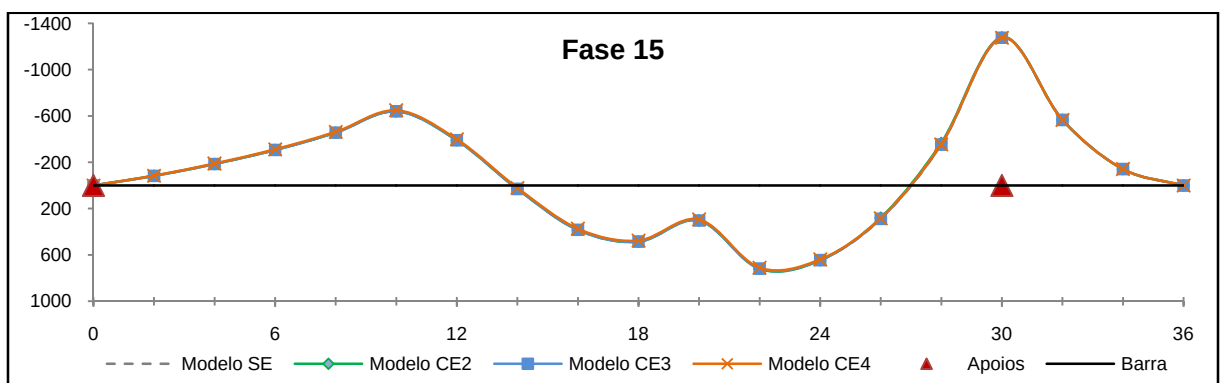
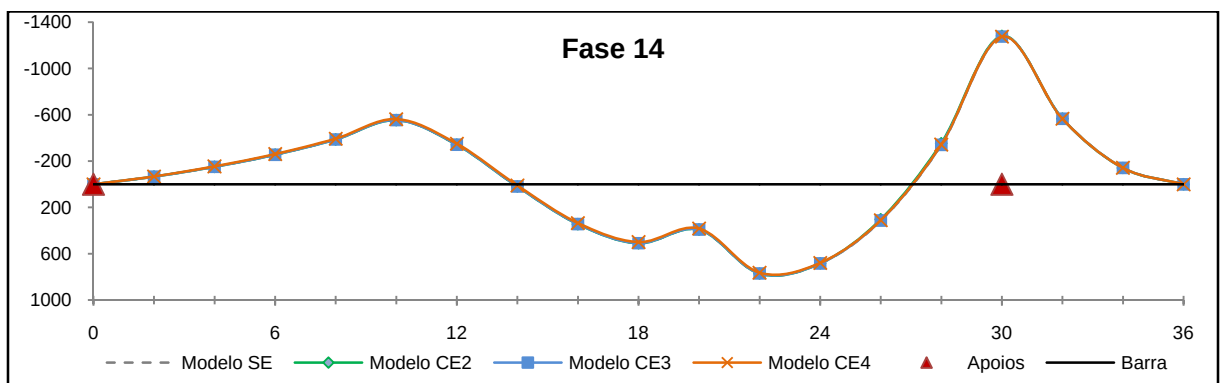
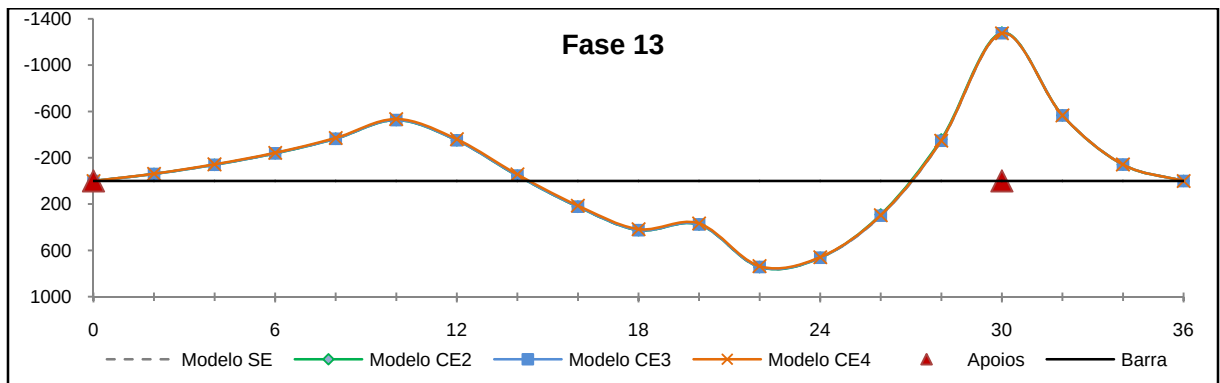
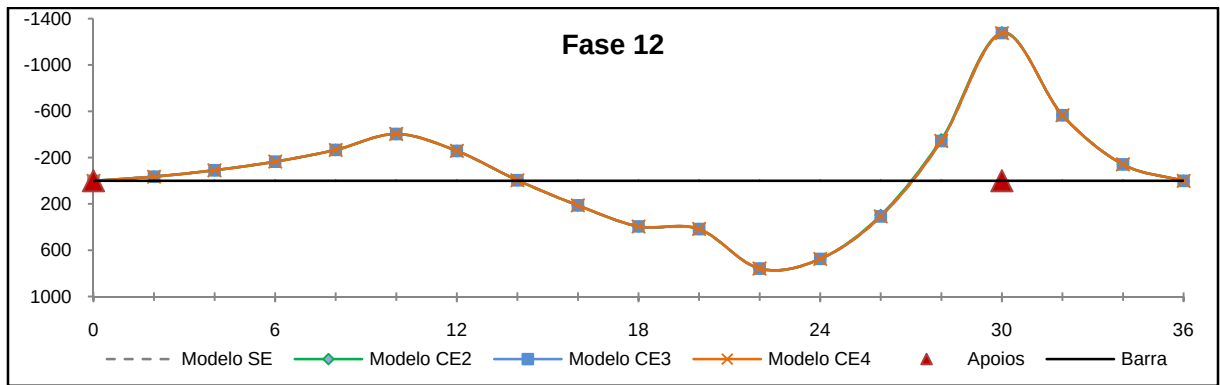


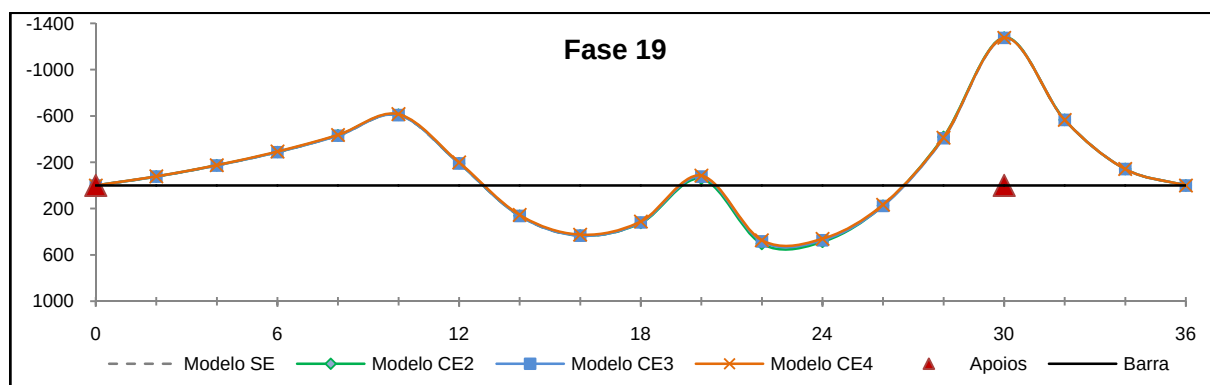
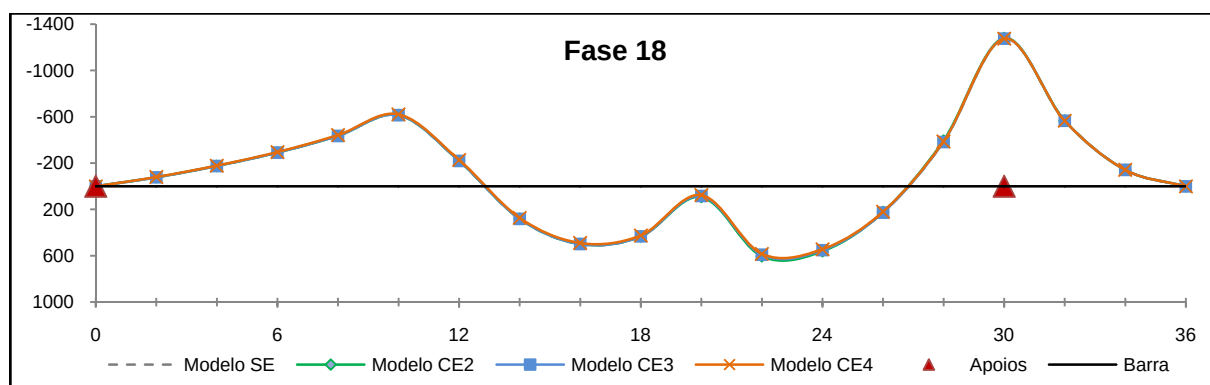
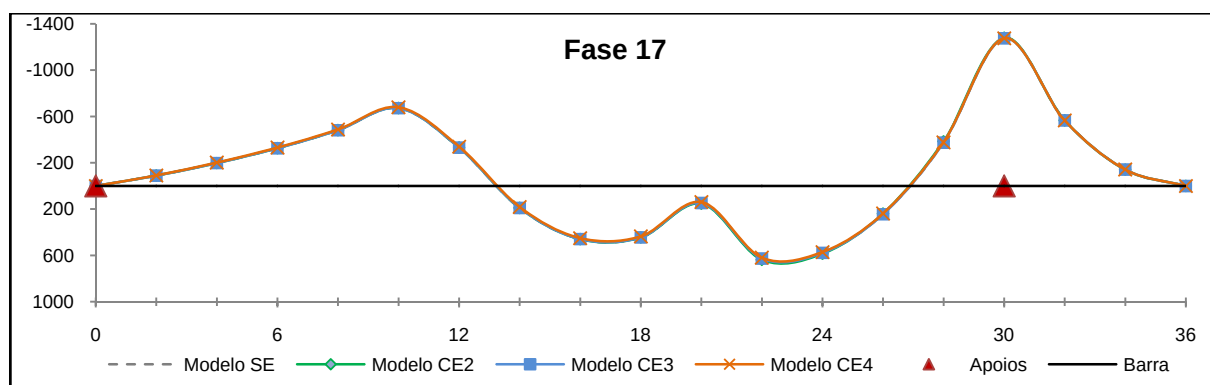
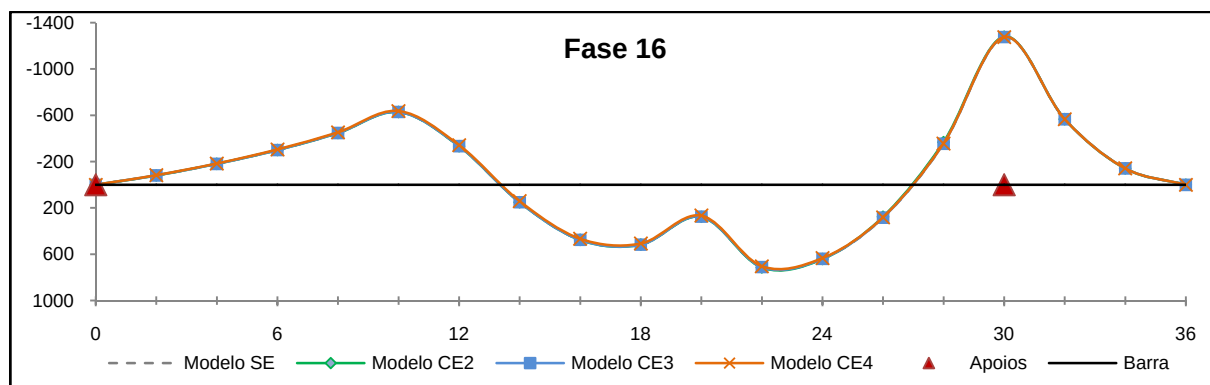
CIMBRE AUTOLANÇÁVEL REFORÇADO COM OPS

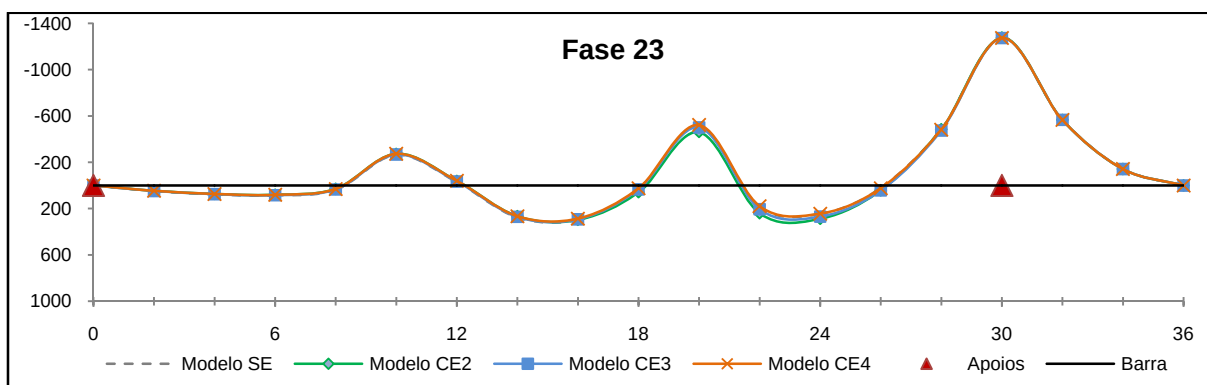
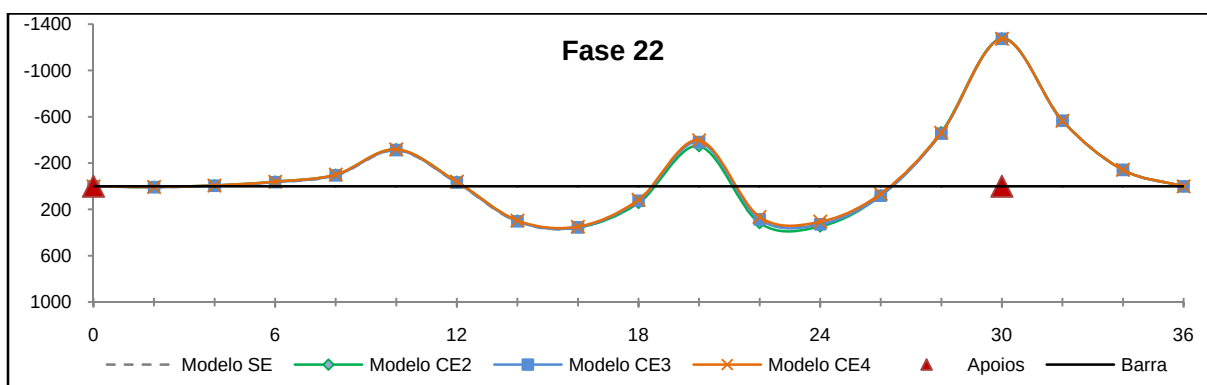
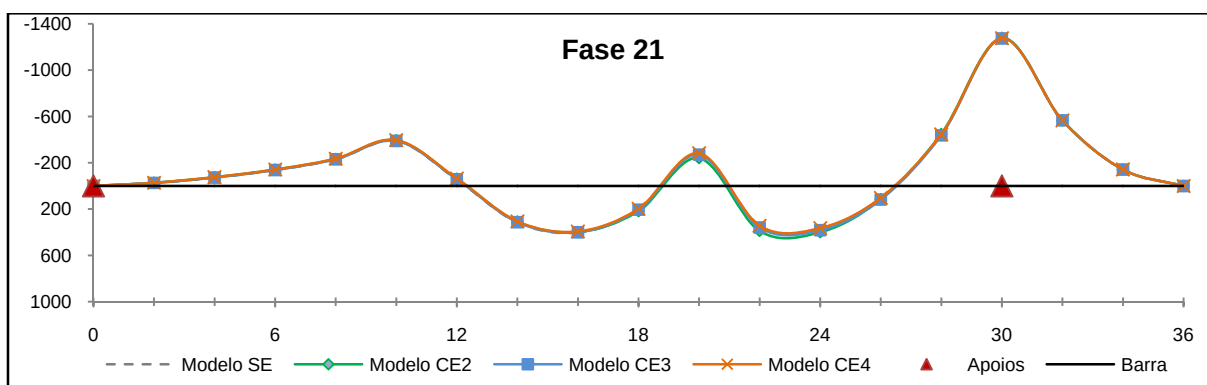
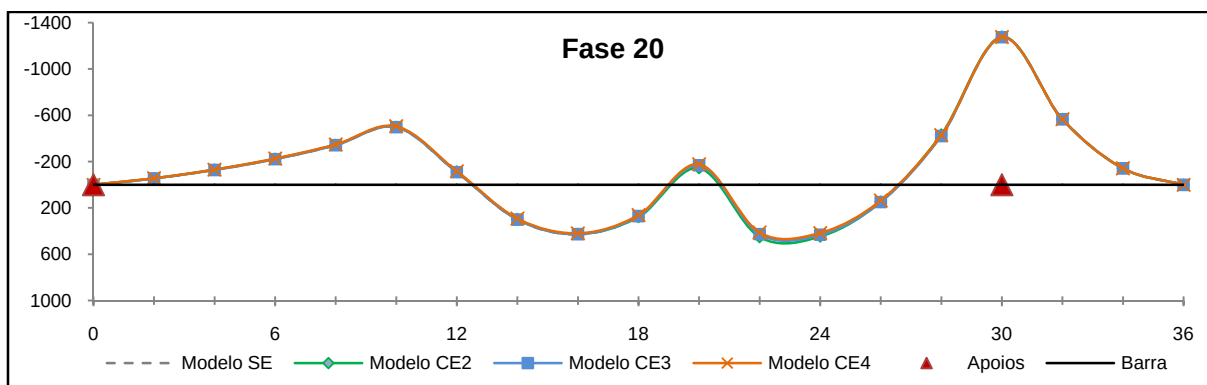


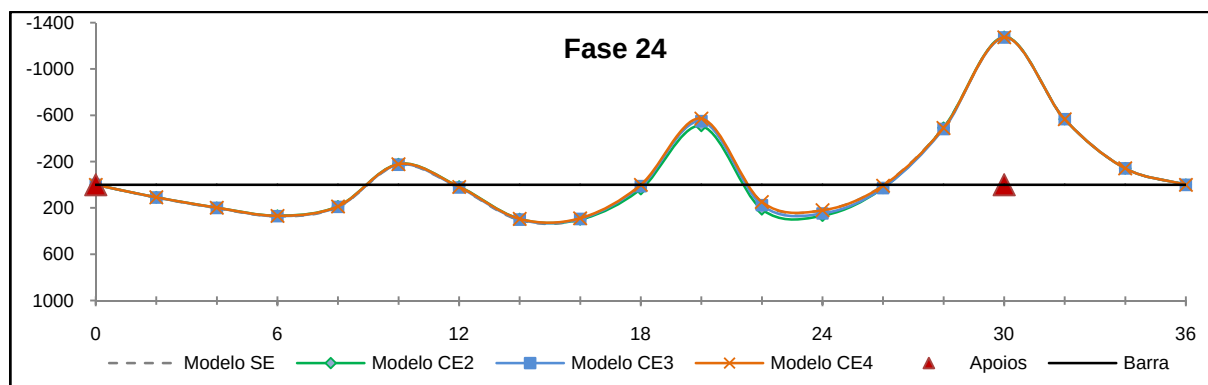








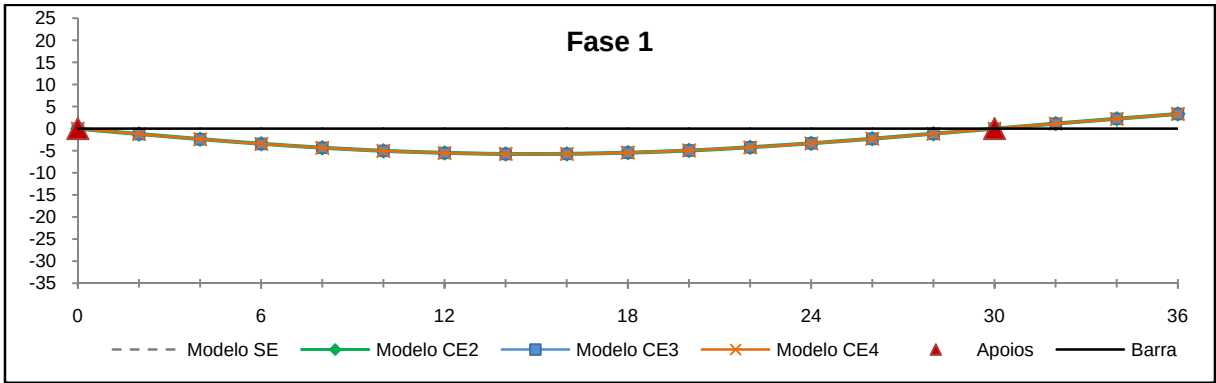
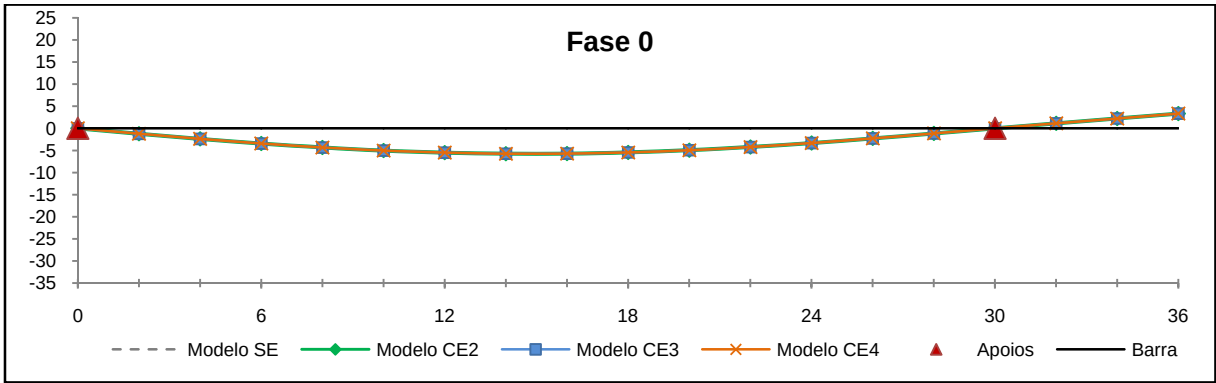


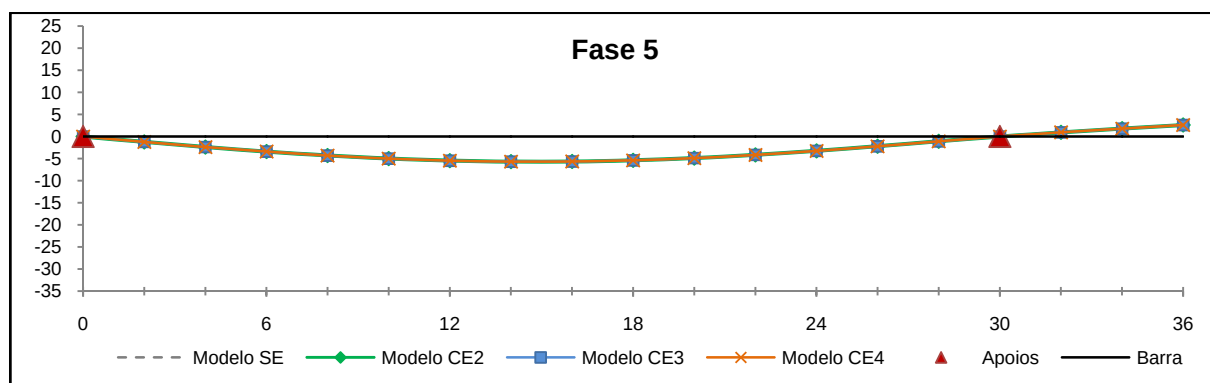
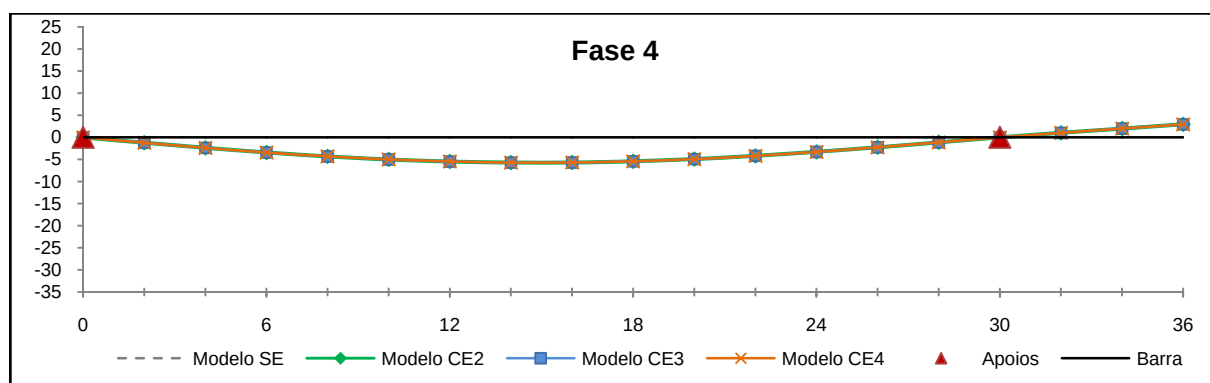
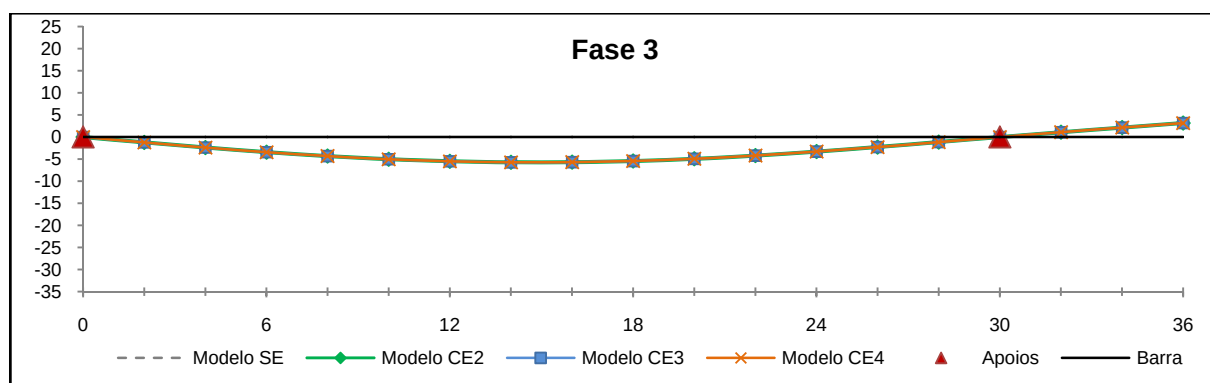
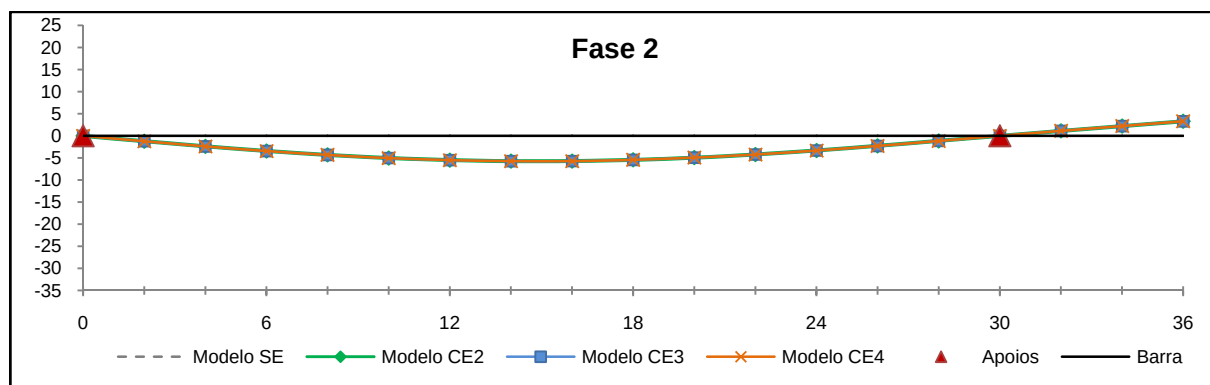


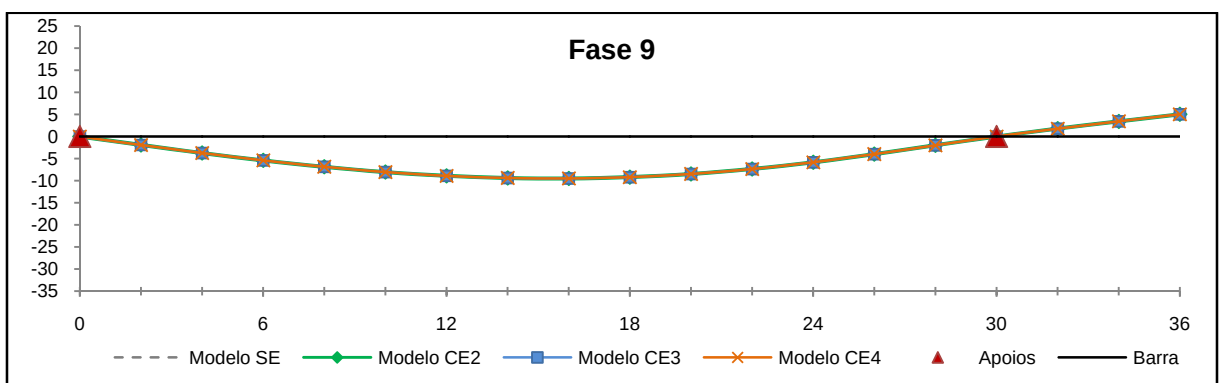
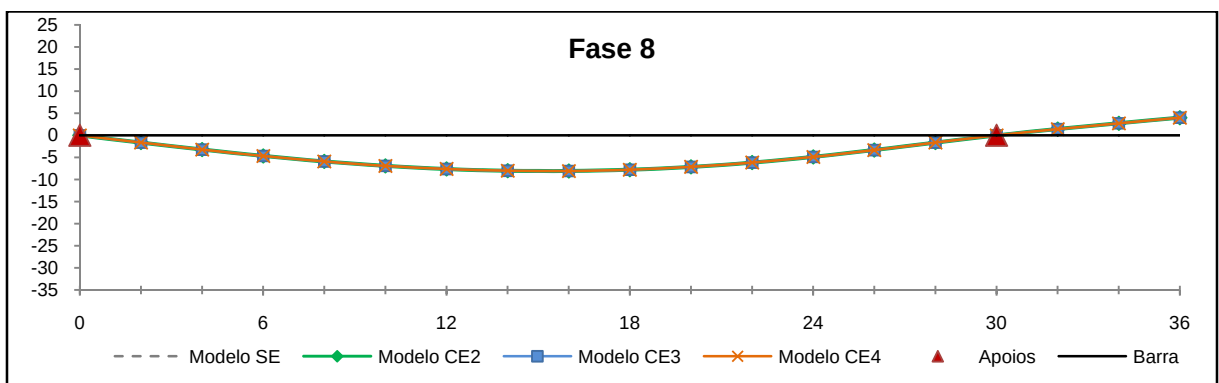
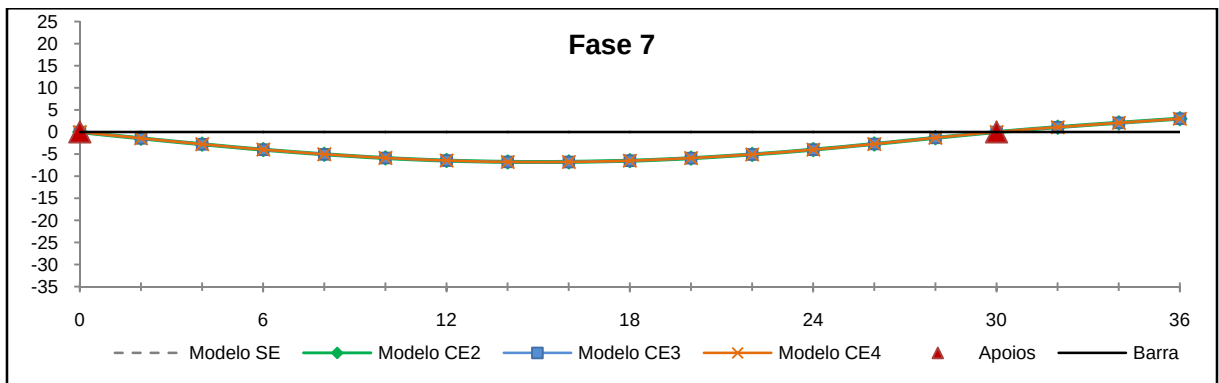
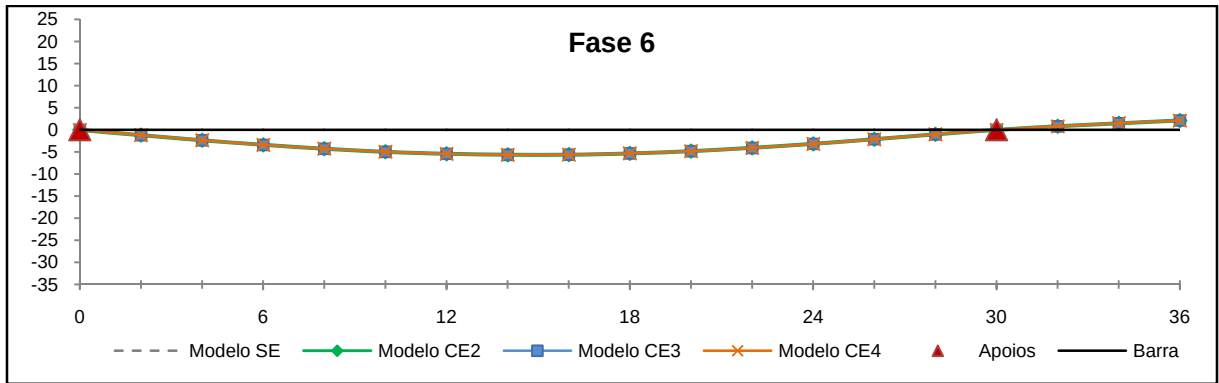
A2

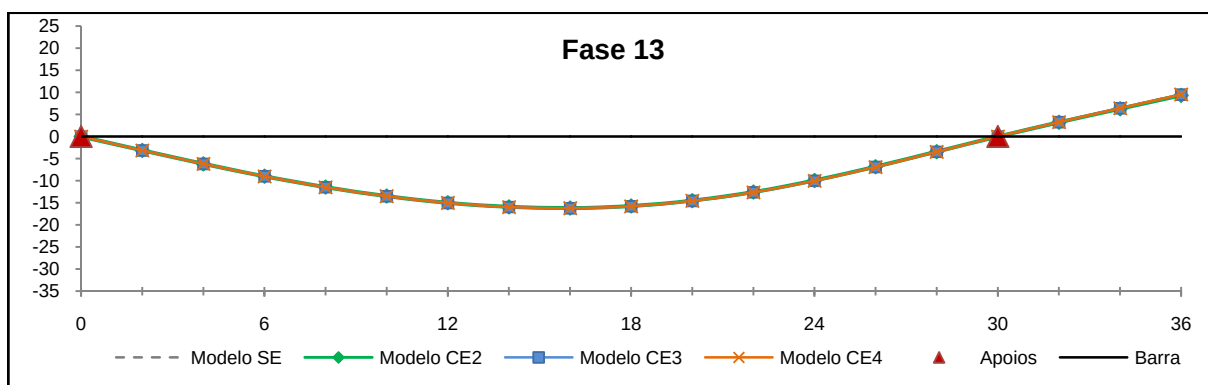
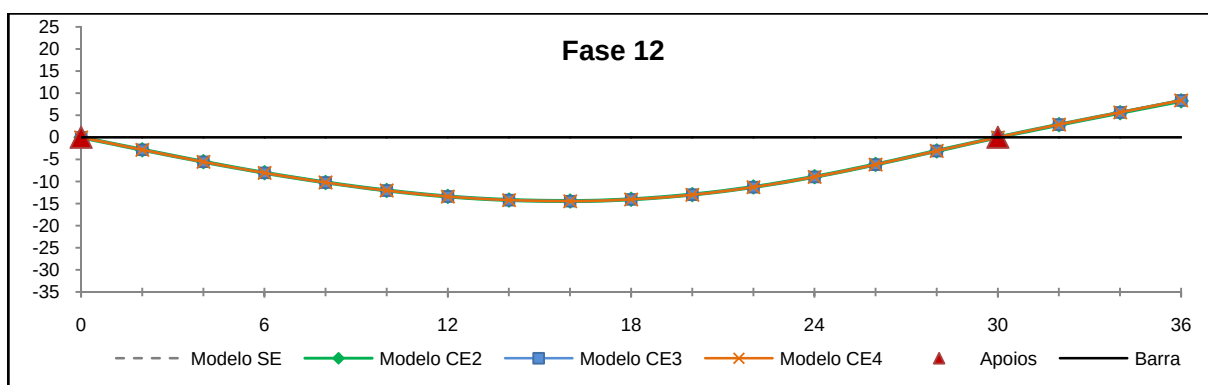
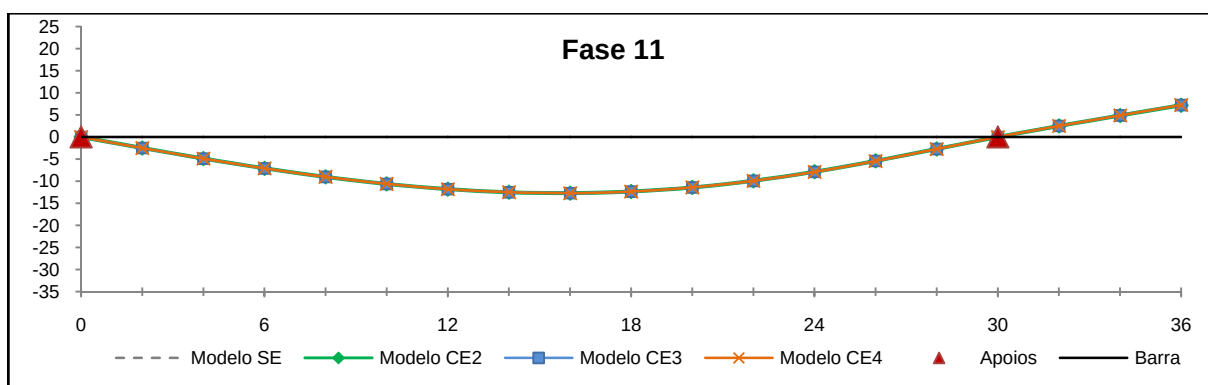
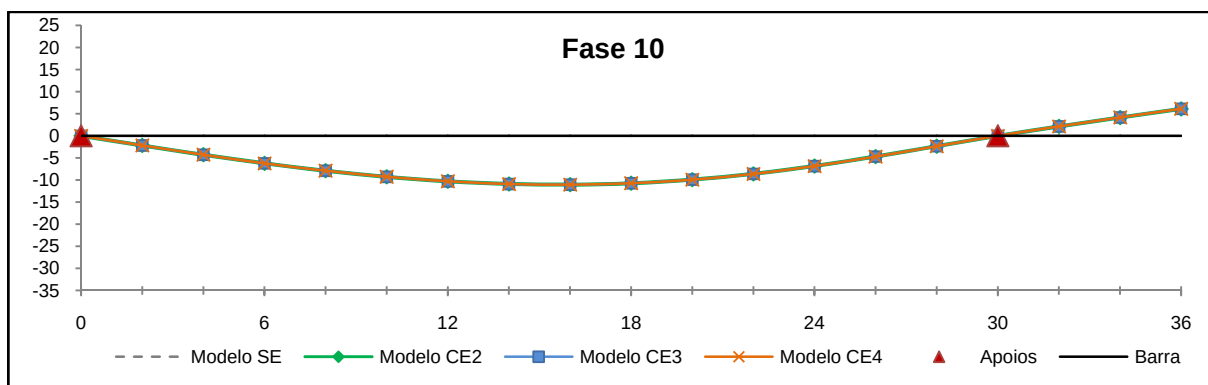
EVOLUÇÃO DA DEFORMADA DO CIMBRE AO LONGO DAS DIFERENTES FASES

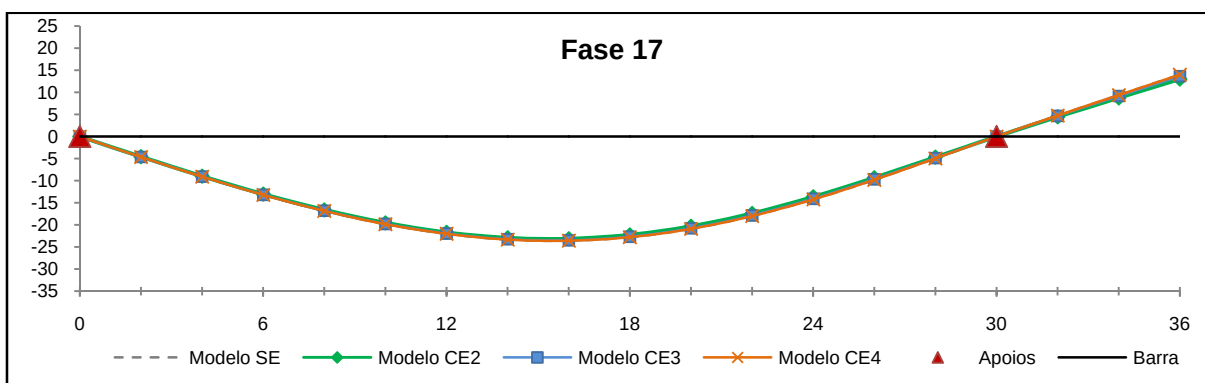
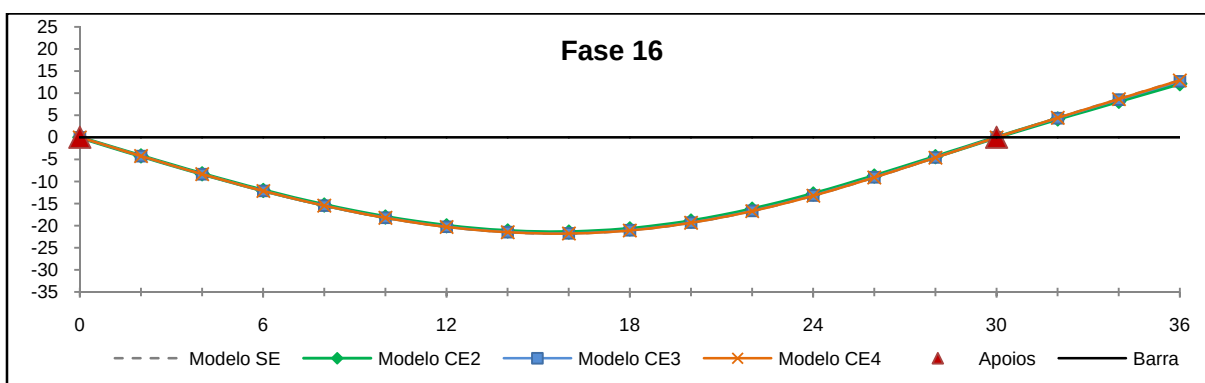
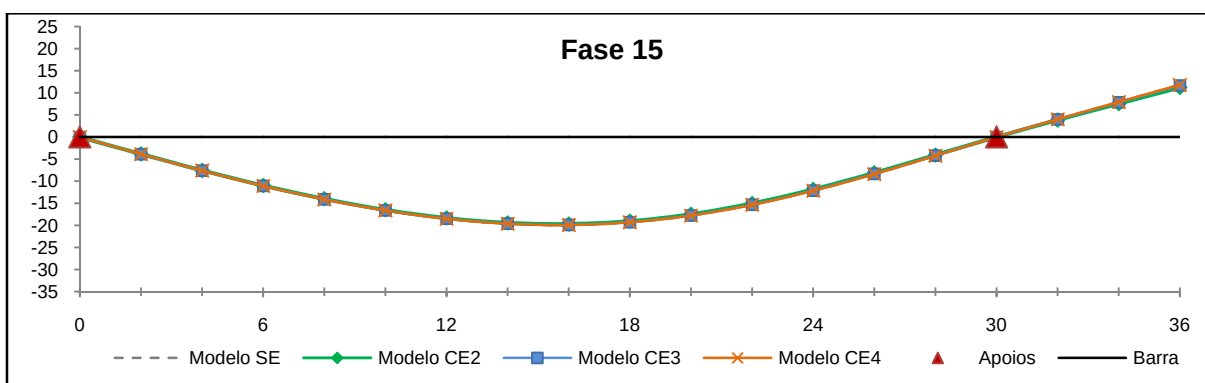
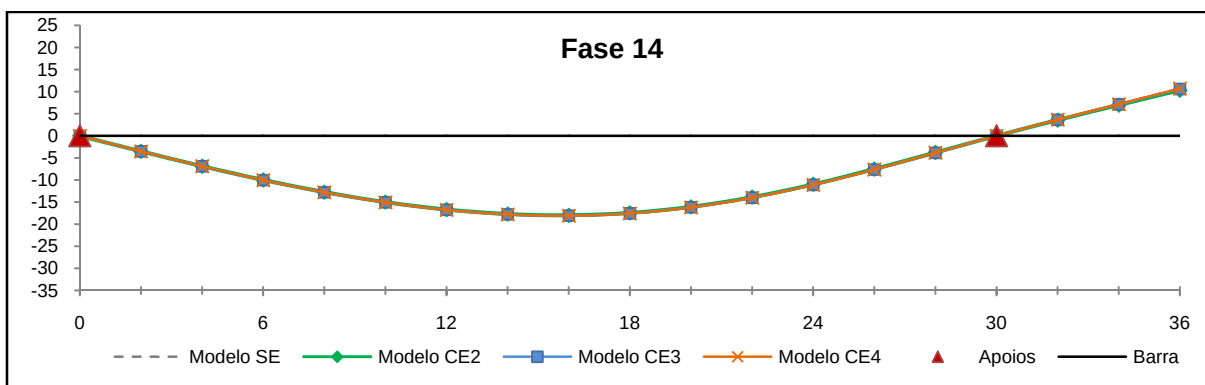
CIMBRE AUTOLANÇÁVEL CONVENCIONAL

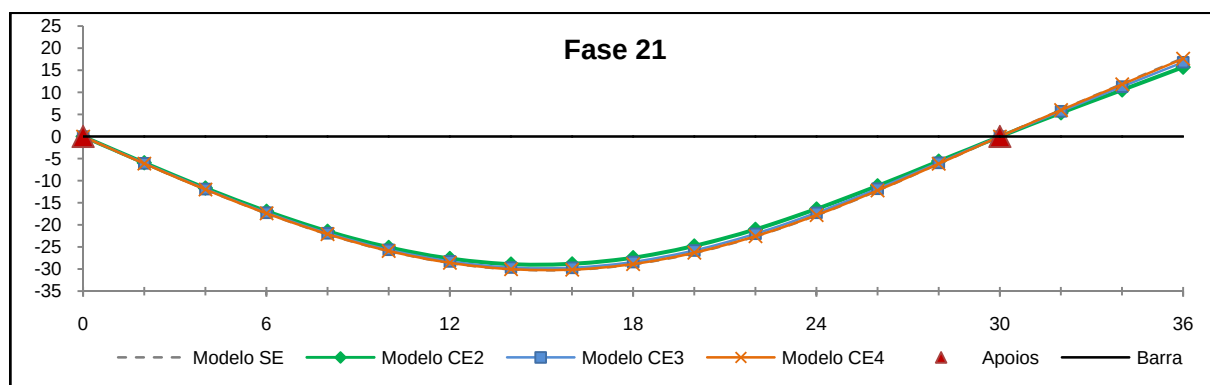
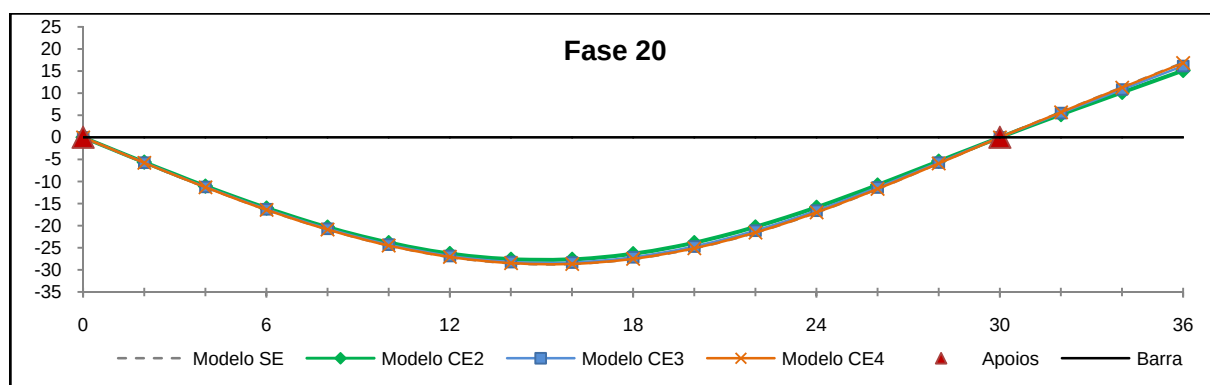
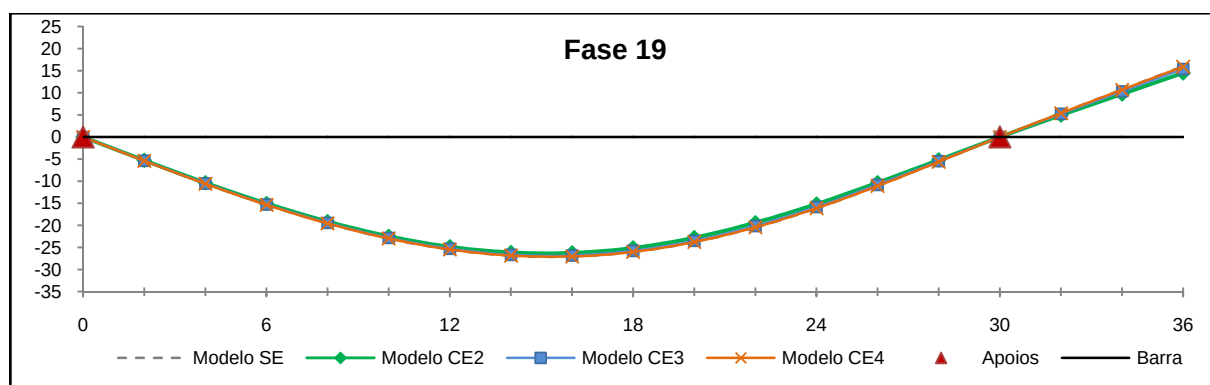
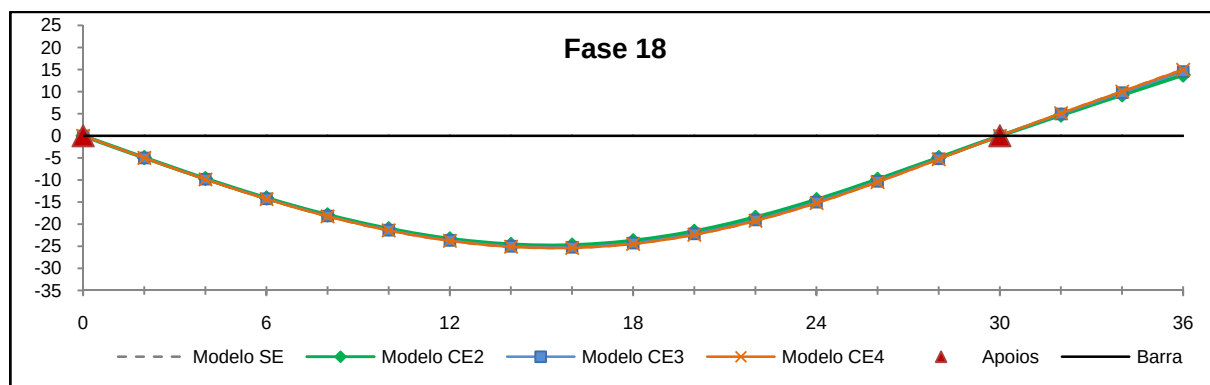


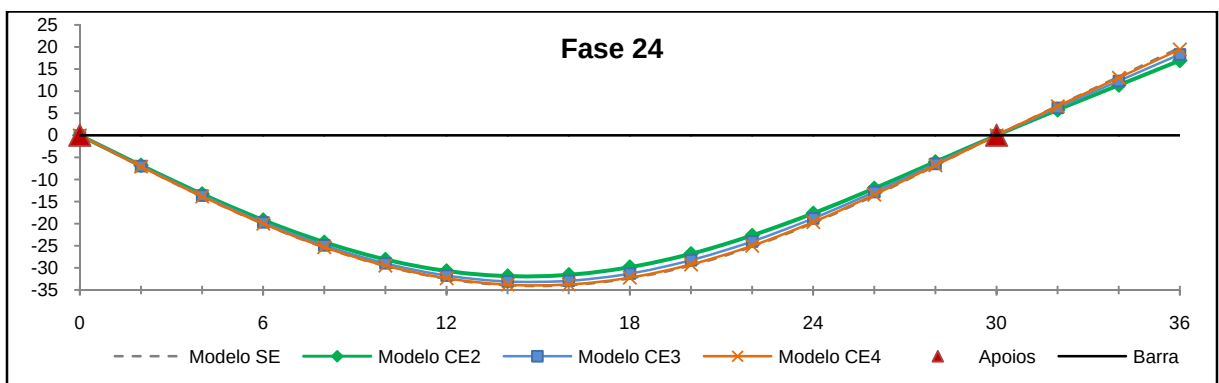
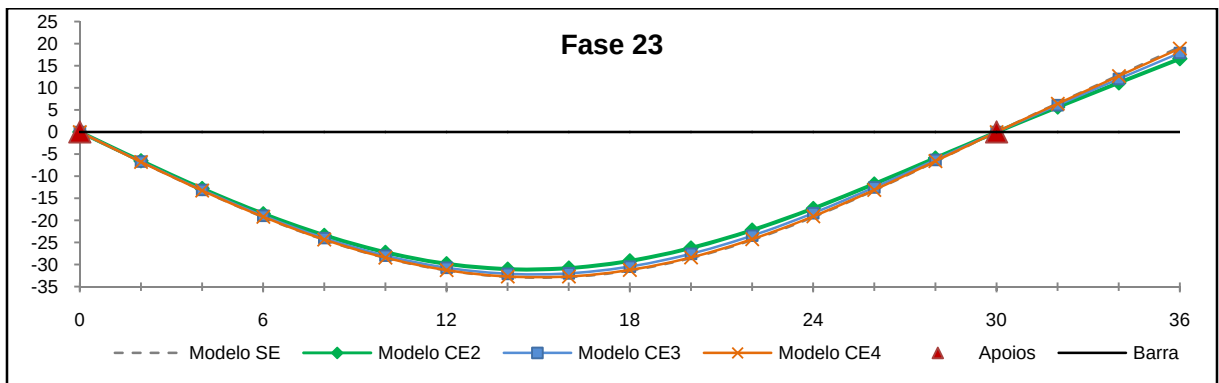
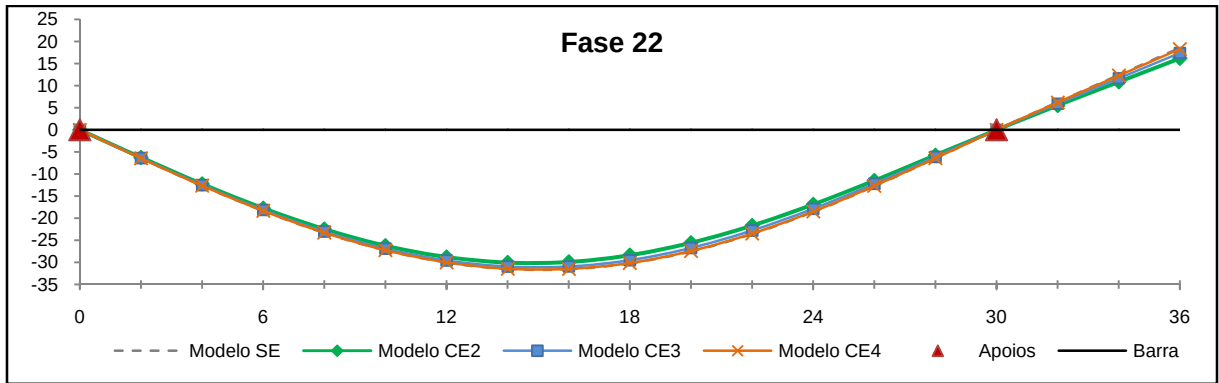












CIMBRE AUTOLANÇÁVEL REFORÇADO COM OPS

