U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DIFERIDOS NO CONTROLO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES DO EDIFÍCIO THE RESERVE EM GIBRALTAR

PAULO ALEXANDRE AZEVEDO DE OLIVEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz

Co-Orientador: Engenheiro Renato Rui da Silva Oliveira Bastos

Julho de 2024

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2023/2024

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 - 2023/2024 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2024*.

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

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

Aos meus pais,

Três vezes do leme as mãos ergueu,
Três vezes ao leme as reprendeu,
E disse no fim de tremer três vezes:
«Aqui ao leme sou mais do que eu»

Fernando Pessoa,

Mensagem

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação é o culminar de 5 anos intensos, carregados de desafios e aprendizagens que não seriam possíveis sem o apoio e incentivo de várias pessoas que contribuíram direta e/ou indiretamente neste percurso, às quais quero expressar um profundo agradecimento.

Aos meus pais e irmã, um obrigado por todos os princípios e valores que me transmitiram e que me trouxeram até aqui. O vosso apoio, dedicação e paciência são um dos alicerces não só da concretização deste percurso, mas daquilo que sou enquanto pessoa.

Ao professor Miguel Ferraz, agradeço pela disponibilidade de orientar e auxiliar sempre que assim foi necessário, bem como pela ponte feita com a empresa onde realizei esta dissertação.

À ADF, na pessoa do Engenheiro Renato Bastos, coorientador desta dissertação, agradeço por todos os conhecimentos, disponibilidade, incentivo e orientações valiosas na concretização deste projeto. Agradeço também a forma acolhedora com que todos me receberam na empresa.

Também da ADF, não posso deixar de agradecer à Rita Almeida e ao Marcelo Carvalho, pelo apoio e partilha de conhecimentos sobre a modelação no *software* EVOLUTION, bem como toda a disponibilidade para esclarecer dúvidas sobre o edifício que se demonstraram cruciais numa fase inicial desta dissertação.

Também da ADF, não posso deixar de agradecer à Rita Almeida e ao Marcelo Carvalho, pelo apoio, disponibilidade e partilha de conhecimentos, tanto sobre a modelação no software EVOLUTION como sobre o edifício que serviu de base para este estudo, contributos que se revelaram cruciais no desenvolvimento desta dissertação.

À CASAIS Gibraltar Limited grato pela cedência dos elementos de projeto e planeamento construtivo necessários para a execução deste trabalho.

A todos os professores que fizeram parte destes 5 anos, um obrigado especial pela forma apaixonada como transmitiram todo o conhecimento. Neste campo, quero agradecer em particular ao professor Nelson Vila Pouca a forma como me incutiu o gosto pelas estruturas de betão armado e pela área de projeto de estruturas.

Aos colegas e amigos de curso, em particular à Susana, à Diana e ao Tiago, também uma palavra amiga. O caminho foi longo e não se fez sozinho e, por isso, sou grato a todos os que participaram em algum momento nesta caminhada.

Ao Vítor e ao Marco, colegas de curso e amigos para a vida, um agradecimento muito especial por toda a bonita caminhada que fizemos de forma quase inseparável. O que as Pontes de Esparguete uniram não se explica nem se desune.

Aos amigos de sempre, Remião, Rocha, Barbosa, Leo e Alves, não poderia escrever um agradecimento sem vos incluir. Um obrigado aos cinco por todo o carinho, admiração e apoio transmitidos em todas as fases da vida.

E, por fim, um agradecimento especial à minha Inês. Nenhuma palavra é suficiente para expressar o quanto o teu apoio, paciência e amor foram importantes neste percurso. Esta é uma conquista nossa, da qual espero que estejas igualmente orgulhosa.

RESUMO

Esta dissertação incide sobre a elaboração de um modelo viscoelástico capaz de prever e acompanhar o comportamento das vigas pré-esforçadas que sustentam a superestrutura de um edifício residencial, em Gibraltar.

O modelo evolutivo, capaz de descrever o faseamento construtivo previsto, foi desenvolvido recorrendo ao programa de cálculo inserido na plataforma EVOLUTION, desenvolvido pelo orientador desta dissertação no âmbito da sua tese de doutoramento.

Pretende-se com este estudo obter a informação necessária para implementar o controlo de geometria durante a construção da obra e ao longo da sua vida útil. Inicialmente, estimaram-se as deformações que permitem a obtenção das contraflechas de construção e, posteriormente, apresenta-se uma série de resultados da análise evolutiva que permitirão acompanhar a evolução da resposta estrutural real através da comparação entre os valores numéricos previstos e os "medidos em obra".

No mesmo âmbito, utiliza-se o modelo viscoelástico para o controlo das tensões instaladas nas vigas pré-esforçadas tanto em construção, quanto em fase de exploração, de modo a garantir o cumprimento das verificações regulamentares relativas aos estados limites últimos de utilização previstos nas normas europeias.

Inicia-se o documento com uma apresentação sucinta do edifício que é objeto de estudo desta dissertação, seguida de uma exposição sumária das leis de previsão dos efeitos reológicos segundo as normas europeias. Posteriormente, descreve-se o *software* de cálculo estrutural utilizado, mostrando as principais valências do mesmo no âmbito do interesse deste estudo, bem como a modelação do faseamento construtivo das vigas pré-esforçadas no referido programa de cálculo, concebida de modo a permitir analisar as alterações provocadas na estrutura do edifício em estudo, devido a variações dos fenómenos reológicos, nomeadamente a fluência e a retração. Para além destas alterações, executou-se uma análise de sensibilidade da viga a mudanças de quantidade de cargas aplicadas, de pré-esforço instalado e de tempo de execução das diferentes fases da obra.

Por fim, demonstra-se a relevância da consideração dos efeitos diferidos do betão neste tipo de estruturas, apresenta-se previsões de comportamento quer durante a execução da obra quer durante a vida útil da mesma e formulam-se alguns desenvolvimentos futuros que se consideram relevantes.

PALAVRAS-CHAVE: Vigas Pré-Esforçadas, Modelos Numéricos, Estruturas Evolutivas, Fluência, Retração

ABSTRACT

This dissertation presents the development of a viscoelastic model to predict and monitor the behavior of prestressed beams supporting the superstructure of a residential building in Gibraltar.

The evolution model, designed with the aid of the calculus program included in the EVOLUTION platform developed by the supervisor during his doctoral studies, describes the predicted construction phases.

The goal of this project is to gather the necessary information to implement the geometry control during the construction of a building, as well as during its lifespan. The first part of the study focuses on estimating the deformations required to define the precambers, while the second part comprises the results of the evolutionary analysis results. This analysis allows for the comparison of calculated numerical data with on-site measurements to track the real structural behavior.

Furthermore, the viscoelastic model is used to control the stresses present in the prestressed beams during both construction and operational phases, with the purpose of ensuring compliance with the European regulations regarding the ultimate limit states of the structure.

Initially, this dissertation presents a concise presentation of the building under study, followed by an overview of the rheological effects prediction laws according to European Technical Standards. . Subsequently, the document describes the calculation software used, highlighting its capabilities for this project. The construction sequence model was designed to consider the impact of rheological phenomena fluctuations, such as creep and shrinkage, on the building structure. In addition to these variations, a sensitivity analysis was performed on the beams, evaluating the impact of changes in applied loads, installed prestressing forces, and the timing of the different construction phases.

The document concludes by emphasizing the importance of accounting for the long-term effects of concrete in this type of structure. It provides predictions of the structure's behavior during construction and its useful life and suggests future research directions.

KEYWORDS: Prestressed Beams, Numerical Models, Evolutive Structures, Creep, Shrinkage

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS I
RESUMO III
ABSTRACT V
1. Introdução 1
1.1. ENQUADRAMENTO 1
1.2. OBJETIVOS 1
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO 2
2. Descrição do Edifício 5
2.1. INTRODUÇÃO 5
2.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO 9
2.2.1. SECÇÃO EVOLUTIVA 9
2.2.2. FASEAMENTO GLOBAL DA CONSTRUÇÃO 15
3. Efeitos Diferidos 19
3.1. INTRODUÇÃO 19
3.2. COMPORTAMENTO DO BETÃO 20
3.2.1. FLUÊNCIA 21
3.2.2. RETRAÇÃO 24
3.3. RELAXAÇÃO DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO 26
4. Modelação do Caso de Estudo 29
4.1. INTRODUÇÃO 29
4.2. DESCRIÇÃO DO SOFTWARE 30
4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA 32
5. Análise Paramétrica 39
5.1. INTRODUÇÃO 39
5.2. PROCEDIMENTO 39
5.3. PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DIFERIDO DO EDIFÍCIO 42
5.3.1. DEFORMAÇÃO VERTICAL DA VIGA PRÉ-ESFORÇADA POR PÓS-TENSÃO 42
5.3.2. TENSÕES INSTALADAS NA SECÇÃO TRANSVERSAL A MEIO-VÃO 46
5.3.3. PERDAS DE TENSÕES NOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO 49
5.4. ANÁLISE COMPARATIVA DA RESPOSTA ESTRUTURAL 50

5.4.1. DESLOCAMENTO VERTICAL A MEIO-VÃO 50
5.4.2. TENSÕES INSTALADAS A MEIO-VÃO 58
5.4.2.1. Controlo da descompressão. 58
5.4.2.2. Controlo de tensões de compressão excessivas 72
5.5. CONCLUSÕES DA ANÁLISE COMPARATIVA 76
6. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros 79
6.1. CONCLUSÕES GERAIS 79
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 80
Bibliografia 81
Anexos 83

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Empreendimento Residencial em Gibraltar. 5
Fig. 2.2 - Planta de um piso do edifício. O Bloco Norte, à esquerda, e o Bloco Sul e o os Reservatórios de água, à direita. 6
Fig. 2.3 - Corte transversal do Bloco Sul com representação esquemática do alçado da viga pré-esforçada. 7
Fig. 2.4 - Secção transversal a meio-vão da viga PTB-B. 8
Fig. 2.5 - Alçado da Viga PTB-B. 9
Fig. 2.6 - Secção transversal das vigas pré-esforçadas na zona dos apoios. 10
Fig. 2.7 - Secção transversal das vigas pré-esforçadas a meio-vão. 10
Fig. 2.8 - Faseamento construtivo das vigas pré-esforçadas. 10
Fig. 2.9 - Corte transversal da plataforma de cofragem das vigas PTB-A e PTB-B. 11
Fig. 2.10 - Corte transversal da betonagem das vigas PTB-A e PTB-B. 12
Fig. 2.11 - Alçado da viga PTB-B com identificação dos apoios provisórios sobre os reservatórios de água. 12
Fig. 2.12 - Corte transversal com esquema de cofragem da fase 2 de betonagem das vigas pré-esforçadas. 13
Fig. 2.13 - Alçado da viga PTB-B com identificação dos apoios finais. 13
Fig. 2.14 - Corte transversal das vigas PTB-A, PTB-B e PTB-C com betonagem da laje do piso 1. 13
Fig. 2.15 - Corte transversal das vigas PTB-A, PTB-B e PTB-C com betonagem da laje do piso 2. 14
Fig. 2.16 - Alçado da viga PTB-B com identificação das lajes dos pisos 1 e 2 e apoios finais. 14
Fig. 2.17 - Modelo estrutural do faseamento construtivo introduzido no RSA 2023. 15
Fig. 3.1 - Efeitos diferidos do betão. 20
Fig. 4.1 - Exemplos de aplicabilidade da classe TRAPEZOIDAL. 32
Fig. 4.2 - Modelação numérica da viga PTB-B. 33
Fig. 4.3 - Pormenor de secção transversal do pilar. 33
Fig. 4.4 - Secção transversal da viga PTB-B a meio-vão (conteúdos de ecrã EVOLUTION). 36
Fig. 4.5 - Ecrã do RSA 2023, esforços axiais nos elementos de barra verticais (pilares) devido ao peso próprio, pórtico PTB-B. 37
Fig. 5.1 - Deformada da viga PTB-B em cada fase para a Reologia do EC2. 43
Fig. 5.2 - Configuração da deformada a "tempo infinito" (conteúdos de ecrã EVOLUTION). 43
Fig. 5.3 – Evolução da deformada durante a fase de exploração para a Reologia do EC2. 44
Fig. 5.4 - Variação do deslocamento vertical a meio-vão considerando o cenário da Reologia do EC2. 46
Fig. 5.5 - Código de cor correspondente a cada fibra analisada. 47
Fig. 5.6 - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para a Reologia do EC2. 47
Fig. 5.7 - Diagramas de tensões na secção de meio-vão em diferentes fases para a Reologia do EC2. 48
Fig. 5.8 - Diagramas de tensão instalada na secção de meio-vão no início e no fim da fase de exploração para Reologia do EC2. 49
Fig. 5.9 - Perda de tensão nos cabos de pré-esforço ao longo do tempo para a reologia do EC. 50
Fig. 5.10 - Evolução do deslocamento vertical a meio-vão para as diferentes variações de reologia estudadas. 51
Fig. 5.11 - Variação do deslocamento vertical esperado a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação da fluência consideradas. 53
Fig. 5.12 - Variação do deslocamento vertical esperado a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação de retração. 53

Fig. 5.13 - Evolução do deslocamento vertical a meio-vão para as diferentes variações de carga estudadas. 54
Fig. 5.14 - Variação do deslocamento vertical esperado a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação de cargas. 54
Fig. 5.15 - Evolução do deslocamento vertical a meio-vão para diferentes tensões de pré-esforço instaladas. 55
Fig. 5.16 - Variação do deslocamento vertical esperado a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação da tensão de pré-esforço instalada. 56
Fig. 5.17 - Evolução do deslocamento vertical a meio-vão para diferentes tempos de execução da obra. 56
Fig. 5.18 - Variação do deslocamento vertical esperado a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função do tempo de execução da obra. 57
Fig. 5.19 - Deformações verticais ao longo da viga a "tempo infinito" para os diferentes casos estudados. 58
Fig. 5.20 - Efeito da variação da Reologia do EC2 nas tensões instaladas na secção a meio-vão a “tempo infinito”. 59
Fig. 5.21 - Variação da tensão instalada nas diferentes fibras a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação da fluência. 60
Fig. 5.22 - Variação da tensão instalada nas diferentes fibras a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação da retração. 60
Fig. 5.23 - Tensões instaladas na fibra σ1 mediante a variação da Reologia do EC2. 61
Fig. 5.24 - Tensões instaladas na fibra σ2 mediante a variação da Reologia do EC2. 62
Fig. 5.25 - Tensões instaladas na fibra σ3 mediante a variação da Reologia do EC2. 63
Fig. 5.26 - Tensões instaladas na fibra σ4 mediante a variação da Reologia do EC2. 63
Fig. 5.27 - Tensões instaladas na fibra σ5 mediante a variação da Reologia do EC2. 64
Fig. 5.28 - Tensões instaladas na fibra σ6 mediante a variação da Reologia do EC2. 65
Fig. 5.29 – Efeito da variação de cargas e de pré-esforço nas tensões instaladas na secção a meio-vão a “tempo infinito”. 66
Fig. 5.30 - Variação da tensão instalada nas diferentes fibras a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação da carga aplicada. 67
Fig. 5.31 - Variação da tensão instalada nas diferentes fibras a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação de pré-esforço. 67
Fig. 5.32 - Tensões instaladas na fibra σ1 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço. 68
Fig. 5.33 - Tensões instaladas na fibra σ2 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço. 69
Fig. 5.34 - Tensões instaladas na fibra σ3 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço. 69
Fig. 5.35 - Tensões instaladas na fibra σ4 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço. 70
Fig. 5.36 - Tensões instaladas na fibra σ5 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço. 71
Fig. 5.37 - Tensões instaladas na fibra σ6 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço. 71
Fig. 5.38 - Efeito da variação de cargas e de pré-esforço nas tensões instaladas na secção a meio-vão a “tempo infinito”. 72
Fig. 5.39 - Variação de tensão instalada na fibra σ1 para a combinação quase-permanente. 73

Fig. 5.40 - Variação de tensão instalada na fibra σ4 para a combinação caraterística. 74
.Fig. 5.41 - Variação de tensão instalada na fibra σ4 para a combinação quase-permanente. 75
Fig. 5.42 - Deslocamentos verticais a “tempo infinito” da viga PTB-B para todos os cenários estudados. 76
Fig. 5.43 - Diagrama de tensões a meio-vão no início da exploração da obra para todos os cenários estudados para a combinação frequente. 77
Fig. 5.44 - Diagrama de tensões a “tempo infinito” para todos os cenários estudados para a combinação frequente. 78

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Quantidade de cabos e número de cordões de pré-esforço por pós-tensão por viga. 8
Quadro 3.1 - Coeficiente α. 23
Quadro 3.2 – Coeficiente kh em função da espessura equivalente $h0$. 25
Quadro 3.3 – Coeficientes $\boldsymbol{\alpha ds1}$ e $\boldsymbol{\alpha ds2}$. 25
Quadro 4.1 - Parâmetros considerados na análise nos elementos de betão. 34
Quadro 4.2 - Parâmetros considerados na análise dos cabos de pré-esforço. 34
Quadro 4.3 – Tensão aplicada nos cabos de pré-esforço. 35
Quadro 4.4 - Operações consideradas na modelação. 38
Quadro 5.1 - Valores recomendados para os coeficientes Ψ. 42
Quadro 5.2 - Deslocamento vertical a meio-vão para a reologia do EC2. 45
Quadro 5.3 - Percentagem de perdas de tensão nos cabos de pré-esforço a "tempo infinito". 49
Quadro 5.4 - Deformação vertical acumulada ao longo do tempo a meio-vão para as diferentes análises reológicas. 52
Quadro 5.5 - Tensão máxima instalada na fibra inferior (σ1) da secção transversal a meio-vão da viga PTB-B. 73
Quadro 5.6 - Tensão máxima instalada na fibra inferior (σ4) da secção transversal a meio-vão da viga PTB-B. 75

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A_c	Área da secção transversal do elemento de betão [mm]^2
A_p	Área da secção de cabos de pré-esforço [mm]^2
E_c	Módulo de elasticidade do betão [GPa]
E_{cm}	Módulo de elasticidade médio do betão aos 28 dias de idade [GPa]
f_{cm}	Tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias [MPa]
f_{ck}	Tensão caraterística de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em MPa
f_{pk}	Valor caraterístico da tensão de rotura à tração do aço de armaduras de pré-esforço
$f_{p0,1k}$	Tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% à tração do aço das armaduras de pré-esforço
h_0	Espessura equivalente da peça [mm]
k	Desvio angular parasita
k_h	Coeficiente dependente da espessura equivalente da peça
RH	Humidade relativa ambiente [%]
t	Idade do betão [dias]
t_0	Idade do betão à data do primeiro carregamento [dias]
t_s	Idade do betão no início da retração por secagem [dias]
$t - t_0$	Duração não corrigida do carregamento [dias]
t_T	Idade do betão corrigida em função da temperatura [dias]
u	Parte do perímetro da secção transversal exposto ao meio ambiente [mm]

α	expoente em função do tipo de cimento
α_1	Coeficientes dependentes da resistência do betão
α_2	Coeficientes dependentes da resistência do betão
α_{ds1}	Coeficientes dependentes do tipo de cimento
α_{ds2}	Coeficientes dependentes do tipo de cimento
$\beta(f_{cm})$	Fator dependente da resistência do betão à compressão aos 28 dias
$\beta(t_0)$	Fator dependente da idade do betão quando é carregado
$\beta_{as}(t)$	Desenvolvimento ao longo do tempo da retração autogénea
$\beta_c(t, t_0)$	Fator dependente da evolução da fluência no tempo
$\beta_{ds}(t, t_s)$	Desenvolvimento ao longo do tempo da retração de secagem

β_H	Coeficiente dependente quer da humidade relativa do ar, quer da espessura equivalente do elemento
$\Delta\sigma_{pr}$	Perdas de pré-esforço por relaxação dos cabos
$\Delta\sigma_c(t)$	Variação de tensão no betão no centro de gravidade das armaduras no instante t
ΔP_i	Perdas de pré-esforço instantâneas totais
ΔP_r	Perdas de pré-esforço instantâneas devido à relaxação do aço a curto prazo
$\Delta P_\mu(x)$	Perdas instantâneas por atrito, ao longo da armadura
ΔP_{sl}	Perdas instantâneas devido ao deslocamento da armadura nos dispositivos de ancoragem
ε_c	Extensão total de um elemento de betão
ε_{ca}	Extensão por retração autogénea do betão
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	Extensão por retração autogénea do betão a tempo infinito
ε_{cc}	Extensão por fluência do betão
$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$	Extensão do betão por fluência a tempo infinito
ε_{cd}	Extensão por retração de secagem do betão
$\varepsilon_{cd,0}$	Extensão por retração de secagem de referência do betão
$\varepsilon_{cd,}\infty$	Extensão por retração de secagem do betão a tempo infinito
ε_{ci}	Extensão instantânea do betão
ε_{cs}	Extensão por retração do betão
ε_{cT}	Extensão térmica do betão
$\varphi(\infty, t_0)$	Coeficiente de fluência do betão a tempo infinito
φ_0	Coeficiente nominal de fluência
φ_{RH}	Fator que depende da humidade relativa
σ_{pi}	Tensão na armadura de cabos de pré-esforço
$t_{0,r}$	Idade do betão à data do carregamento corrigida em função da temperatura [dias]
θ	Soma dos desvios angulares ao longo de um comprimento x
μ	Coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a sua bainha

EC0	Eurocódigo 0
EC2	Eurocódigo 2
Fl	Fluência
Rt	Retração
PTB	Post Tension Beam – Viga pré-esforçada por pós tensão

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

As tendências da arquitetura e a restrição de espaços disponíveis para construção em centros urbanos têm motivado a utilização de esquemas estruturais cada vez mais arrojados na conceção global dos edifícios.

A evolução das tecnologias ligadas ao setor da construção civil tanto no que diz respeito aos materiais estruturais, quanto no que concerne aos processos construtivos, tem permitido a aplicação de soluções inovadoras para resolver as necessidades de vencer maiores vãos, suportar maiores cargas, assegurar maiores durabilidades e garantir melhores desempenhos em termos de conforto de utilização.

A obra que constituiu o objeto de estudo descrito na presente dissertação é um bom exemplo desta realidade. A construção de um edifício habitacional sobre um conjunto de reservatórios antigos e de elevado valor patrimonial só era possível se a estrutura de suporte do referido edifício vencesse vãos da ordem dos 50m. Este tipo de necessidades são, regra geral, catalisadores de inovação e desenvolvimento científico, por exigirem soluções pouco convencionais. Nesse sentido, as soluções estruturais com vigas de grande vão em betão armado pré-esforçado são cada vez mais comuns em contextos com requisitos especiais aplicando aos edifícios as tipologias que, de uma forma geral, são utilizados nos viadutos e pontes. Nestes casos, não são só as tecnologias construtivas e a conceção estrutural que são transpostas para o caso dos edifícios, mas também a necessidade de recorrer a ferramentas de análise mais complexas, em particular, na modelação do comportamento viscoelástico dos materiais. Usualmente, o faseamento construtivo deste tipo de obras dá origem a sistemas marcadamente evolutivos quer ao nível das secções transversais quer ao nível do esquema estrutural global.

Na bibliografia da especialidade a informação relativa à problemática da conceção e análise deste tipo de soluções aplicadas a edifícios é relativamente escassa, em particular, nas questões ligadas ao seu comportamento diferido. Por estes motivos, assume especial relevância tentar apresentar e sistematizar as questões fundamentais da análise evolutiva de vigas em betão armado pré-esforçado de grande vão no âmbito das estruturas de edifícios.

1.2. OBJETIVOS

Dada a relevância anteriormente referida, o objetivo principal do trabalho que deu origem à presente dissertação é a preparação de um modelo viscoelástico que permita a previsão e o acompanhamento do comportamento das vigas pré-esforçadas de grande vão que dão apoio à superestrutura de um edifício residencial, em Gibraltar.

Com o presente estudo pretende-se obter a informação necessária para implementar o controlo de geometria durante a construção da obra e ao longo da sua vida útil. Numa primeira fase, o objetivo do estudo é a obtenção dos valores das deformações esperadas que possam permitir o estabelecimento das contraflechas de construção a adotar na execução da estrutura (vigas pré-esforçadas e pisos superiores). Numa fase posterior, os resultados da análise evolutiva permitirão também, acompanhar a resposta da estrutura real em termos de deslocamentos "medidos em obra" comparando-os com os valores estimados previstos no modelo de cálculo.

Pretende-se ainda, o controlo das tensões instaladas nas vigas pré-esforçadas durante a construção e em fase de exploração da obra, de forma a dar cumprimento às verificações regulamentares relativas aos estados limites últimos de utilização, nomeadamente no que diz respeito à limitação de tensões e ao controlo de fendilhação.

A natureza fortemente evolutiva deste sistema, em especial da secção transversal das vigas pré-esforçadas, mas também ao nível do esquema estrutural global obriga a uma análise em que se considera o comportamento viscoelástico do betão. Por esse motivo, preparou-se um modelo evolutivo que descreve o faseamento construtivo previsto pela entidade executante quer em termos de sequência de intervenções quer em termos dos respetivos tempos de execução.

Com a análise efetuada estimam-se os deslocamentos teóricos esperados na obra para cada operação (betonagem, tensionamento de pré-esforço, descimbramento, etc.) e a sua evolução ao longo do tempo em resultado do comportamento diferido do betão e da relaxação do aço de pré-esforço. Estes deslocamentos numéricos permitem estabelecer as contraflechas de execução "fase a fase" da estrutura em causa.

Paralelamente, são calculadas as tensões instaladas nas secções transversais da viga pré-esforçada durante o processo construtivo e a sua variação ao longo da vida da obra por ação da retração e da fluência do betão.

Dadas as incertezas relacionadas com os valores reais, em obra, dos fenómenos diferidos do betão (retração e fluência) procedeu-se a uma análise paramétrica de forma a avaliar a sensibilidade da resposta da estrutura a variações de valores de extensão de retração e do coeficiente de fluência do betão usados na execução da obra, bem como a variação da carga aplicada, da tensão instalada nos cabos de pré-esforço e dos tempos de execução das principais fases construtivas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação divide-se em 6 capítulos, incluindo o presente onde se apresenta um enquadramento geral, objetivos e organização do documento.

No capítulo 2, apresenta-se uma descrição do edifício e das suas condicionantes que levam à solução estrutural apresentada e que motiva o interesse do estudo desenvolvido. Ainda neste capítulo ilustra-se o faseamento construtivo previsto pela entidade construtora.

No capítulo seguinte, capítulo 3 enunciam-se as leis de comportamento dos materiais segundo a abordagem do Eurocódigo 2, em particular na previsão dos efeitos reológicos característicos do material viscoelástico betão.

No capítulo 4 apresenta-se uma breve descrição do software EVOLUTION, utilizado para o desenvolvimento do modelo estrutural e para a realização desta análise, destacando-se as funcionalidades mais relevantes do mesmo para a execução deste trabalho. Após a introdução do software, dedica-se o restante capítulo à demonstração do modelo desenvolvido, descrevendo, com o

detalhe necessário, todos os aspetos fundamentais do modelo, bem como todas as considerações adotadas na modelação da estrutura.

No capítulo 5, executa-se uma análise evolutiva, permitindo concluir sobre a variação da deformação ou estado de tensão instalado nas vigas pré-esforçadas perante a variação de parâmetros internos e externos à estrutura, designadamente, a variação da fluência e retração, para o primeiro caso, e a variação dos tempos de execução, de carga total e quantidade de pré-esforço, para o segundo.

Por último, no capítulo 6, tecem-se conclusões sobre o estudo desenvolvido e expõem-se possíveis futuros trabalhos a desenvolver.

2
DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

2.1. INTRODUÇÃO

O edifício do caso de estudo do presente trabalho, Fig. 2.1, encontra-se situado numa das principais artérias do território ultramarino do Reino Unido, a Europa Road, em Gilbraltar. Trata-se de um complexo residencial com apartamentos de diferentes tipologias, T1 a T4, área de "Resort" com piscina exterior, e área de estacionamento.



Fig. 2.1 - Empreendimento Residencial em Gibraltar.

As diferentes dimensões, complexidade e necessidades para a implantação do edifício justificam a divisão em 2 blocos, o Bloco Norte e o Bloco Sul, o primeiro à esquerda e o segundo à direita na Fig. 2.2. Este último será abordado de forma mais pormenorizada dado ser neste local que se encontram as vigas pré-esforçadas que são objeto do presente estudo

Na área de implantação do bloco Sul, outrora ocupado pelo icônico *Casino de Gibraltar*, construído na década de 60, existem uns reservatórios de água de elevado património histórico a ser preservados (situados à direita nas Fig. 2.1 e Fig. 2.3), pelo que a solução estrutural encontrada para o edifício é incomum e complexa. Trata-se de um edifício de 10 andares, em betão armado, formado por 9 pisos residenciais e cobertura em área ajardinada, O primeiro nível deste bloco, devido aos reservatórios supramencionados, corresponde ao 4º piso do Bloco Norte. O 3º piso destina-se à Área comum do Resort e à piscina exterior. A altura deste bloco é de aproximadamente 29,00m. Por sua vez, o Bloco Norte, é uma estrutura de betão armado tradicional, com uma altura de 44,30 metros distribuídos por 15 pisos. Assim como no Bloco Sul, a cobertura é uma área ajardinada.

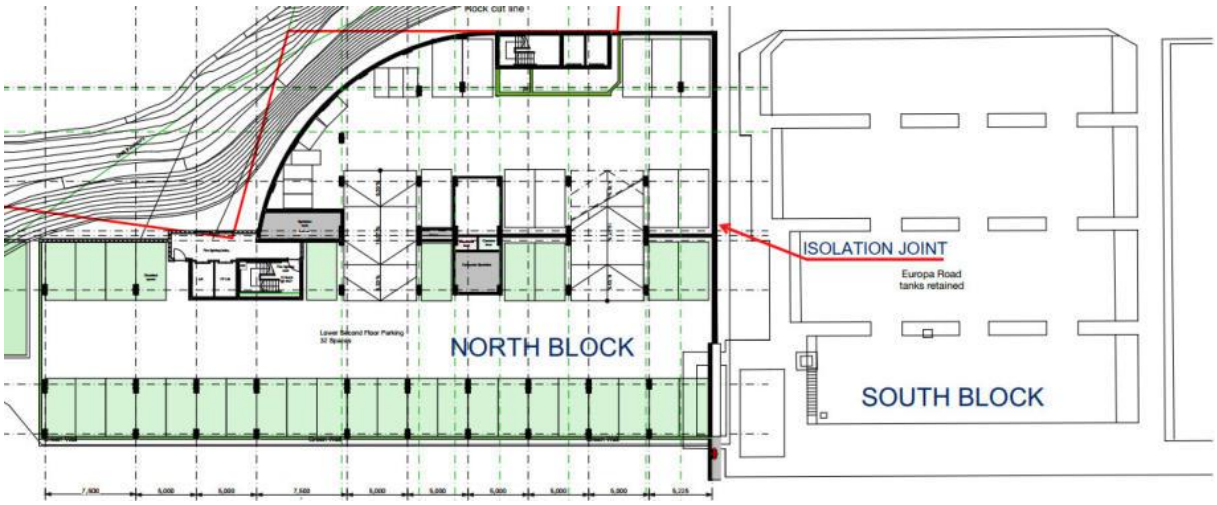


Fig. 2.2 - Planta de um piso do edifício. O Bloco Norte, à esquerda, e o Bloco Sul e o os Reservatórios de água, à direita.

Como mencionado anteriormente, a estrutura do Bloco Sul está localizada por cima de um dos diversos reservatórios de água construídos no Séc.XVIII, em Gibraltar. Estes encontram-se tipicamente escondidos por baixo de outras estruturas e tinham o objetivo de garantir o abastecimento de água a grande parte da população de Gibraltar [1]. Por representarem uma obra emblemática e com valor patrimonial elevado, exige-se que a solução estrutural permita conservação total destes reservatórios.

Por esse motivo, propôs-se a execução de vigas de betão pré-esforçado com cerca com vãos entre 40,0m e 47,0m, apoiadas em ambos os lados dos tanques, conforme o esquema representado na Fig. 2.3. Do lado da encosta, a leste, os apoios são escavados na rocha, enquanto do lado oeste, são apoiadas em pilares sobre fundações indiretas ao longo da Europa Road. Sendo estas vigas o foco da dissertação, considera-se relevante apresentar uma visão geral das mesmas no presente capítulo.

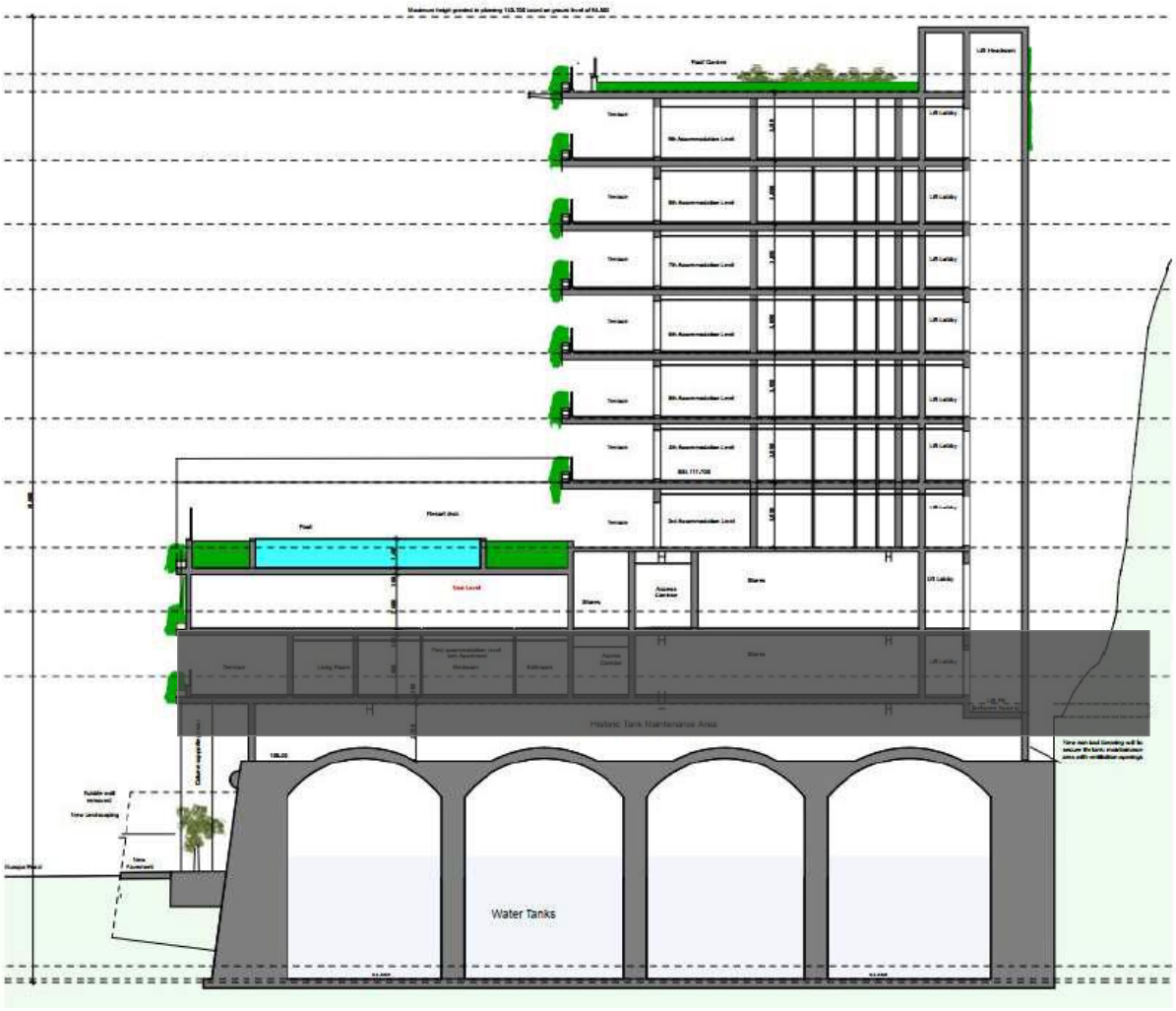


Fig. 2.3 - Corte transversal do Bloco Sul com representação esquemática do alçado da viga pré-esforçada.

Tal como se pode observar na planta anexa, Anexo A, a estrutura é composta por um total de 12 vigas pré-esforçadas, afastadas entre si em média 5,75m. Estas vigas têm a mesma secção transversal, Fig. 2.4, e variam no seu comprimento e quantidade de pré-esforço. Sendo o objetivo deste trabalho, a análise comportamental das vigas de pré-esforço deste edifício e, não sendo exequível no âmbito desta dissertação, a análise de todas, optou-se por considerar a viga do pórtico B, PTB-B, o objeto de estudo deste trabalho.

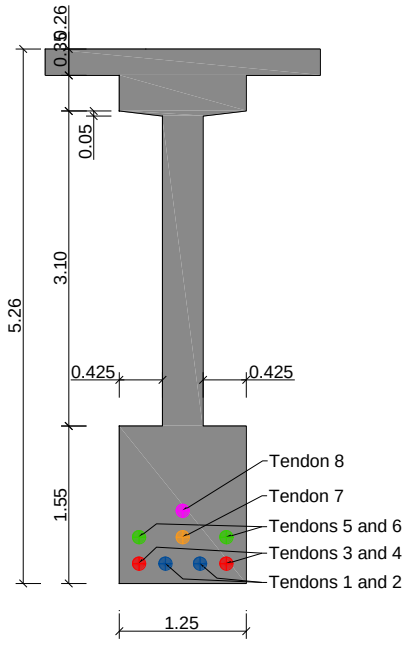


Fig. 2.4 - Secção transversal a meio-vão da viga PTB-B.

No Quadro 2.1, apresenta-se a quantidade de cabos e cordões de pré-esforço aplicados em cada viga pré-esforçada, PTB, já divididos por cada uma das fases de tensionamento dos cabos. As vigas estão ordenadas de norte para sul, seguindo a nomenclatura atribuída aos eixos verticais traçados em planta.

Quadro 2.1 – Quantidade de cabos e número de cordões de pré-esforço por pós-tensão por viga.

	PTB-A	PTB-B	PTB-C	PTB-D	PTB-E	PTB-G
1ª Fase	4 cabos de 37 cordões	4 cabos de 37 cordões	4 cabos de 37 cordões	4 cabos de 37 cordões	4 cabos de 37 cordões	4 cabos de 37 cordões
2ª Fase	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões
3ª Fase	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões
	PTB-H	PTB-I	PTB-J	PTB-K	PTB-L	PTB-N
1ª Fase	4 cabos de 37 cordões	4 cabos de 37 cordões	4 cabos de 37 cordões	4 cabos de 37 cordões	4 cabos de 37 cordões	4 cabos de 37 cordões
2ª Fase	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 31 cordões	2 cabos de 31 cordões	2 cabos de 31 cordões	2 cabos de 37 cordões	-
3ª Fase	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões	1 cabo de 37 cordões	2 cabos de 37 cordões

2.2. DESCRIÇÃO DO PROCESSO CONSTRUTIVO

Durante muitos anos as estruturas foram analisadas em programas de análise estrutural cuja capacidade se limitava à análise estática linear por elementos finitos, partindo do pressuposto que as estruturas eram submetidas à totalidade da carga quando toda a estrutura já estava finalizada. A não consideração do faseamento construtivo, implica que, por vezes, se desconsidere configurações estruturais intermédias mais críticas do que aquela que se encontra no estado final de execução. A par disso, as deformações provocadas devido ao processo construtivo, bem como as dependentes dos fenómenos viscoelásticos dos materiais, provocam alterações na resposta final da estrutura, fazendo com que, por exemplo no caso de edifícios, à medida que se constrói mais pisos, mais os resultados da analise estática linear divergem do comportamento real [2]. Atualmente, graças à evolução dos modelos numéricos de análise estrutural, tornou-se mais fácil, através de métodos baseados em elementos finitos, efetuar análises não lineares que permitam a consideração de incrementos sequenciais de cargas e a análise dos efeitos provocados por estes incrementos nas estruturas antes destas se apresentarem na sua configuração final [3].

Perante isso, é imprescindível que em fase de projeto se seja capaz de antever o processo construtivo, de forma a podê-lo considerar na análise. Por esse motivo, nesta secção tenta-se expor, com o detalhe possível, esse mesmo faseamento. Uma vez que, para a análise que se pretende não representa relevância, assume-se que os trabalhos de escavações e a execução das fundações se encontram já executados assumindo, desta forma, que a betonagem dos 12 pilares ao longo da Europa Road, é a primeira fase de construção. Estes pilares, de secção 1,30x1,00m, terão altura variável devido à inclinação natural do terreno, variando entre 12,5 metros do pilar do pórtico A, e 8 metros do pilar do pórtico N.

Após a betonagem dos pilares inicia-se a betonagem das vigas pré-esforçadas que, por ser a parte mais relevante para o estudo, considera-se pertinente dividir o processo evolutivo em duas fases. Primeiro analisando o processo evolutivo da secção das vigas pré-esforçadas por pós tensão e, posteriormente, uma descrição da evolução da estrutura superior.

2.2.1. SECÇÃO EVOLUTIVA

As vigas dimensionadas para suportar este edifício residencial, cujo alçado é apresentado na Fig. 2.5 caraterizam-se por três zonas ao longo do vão. Uma secção retangular mais robusta nas zonas dos apoios, Fig. 2.6 , uma secção aligeirada a meio-vão, Fig. 2.7, e por último duas zonas de transição de secção.

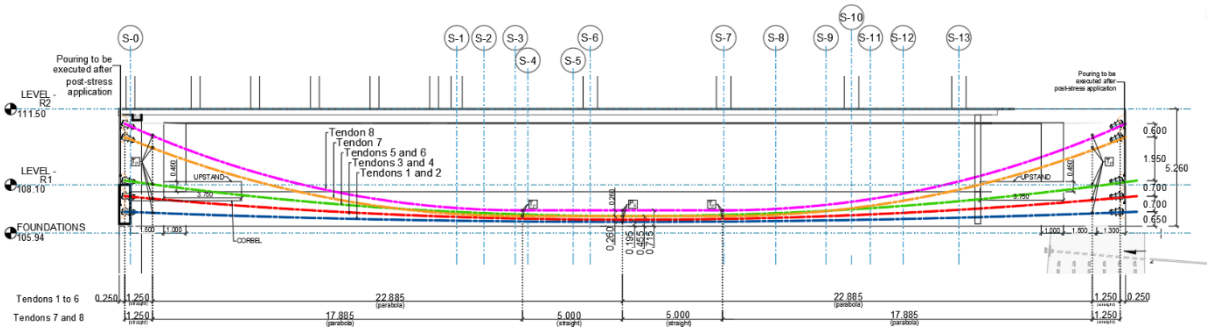


Fig. 2.5 - Alçado da Viga PTB-B.

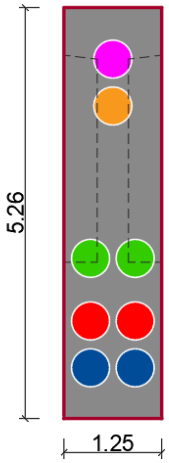


Fig. 2.6 - Secção transversal das vigas pré-esforçadas na zona dos apoios.

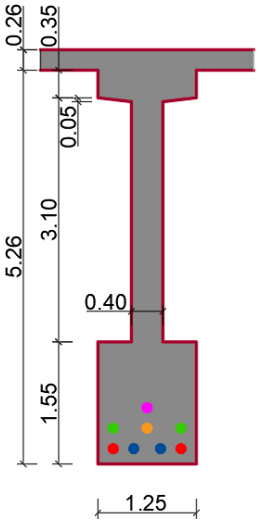


Fig. 2.7 - Secção transversal das vigas pré-esforçadas a meio-vão.

Como se observa, as vigas em estudo apresentam dimensões pouco usuais, com 5,26m de altura por 1,25 de largura na zona mais larga da secção. Dada a dimensão das mesmas, a sua execução é dividida nas 3 fases ilustradas na Fig. 2.8.

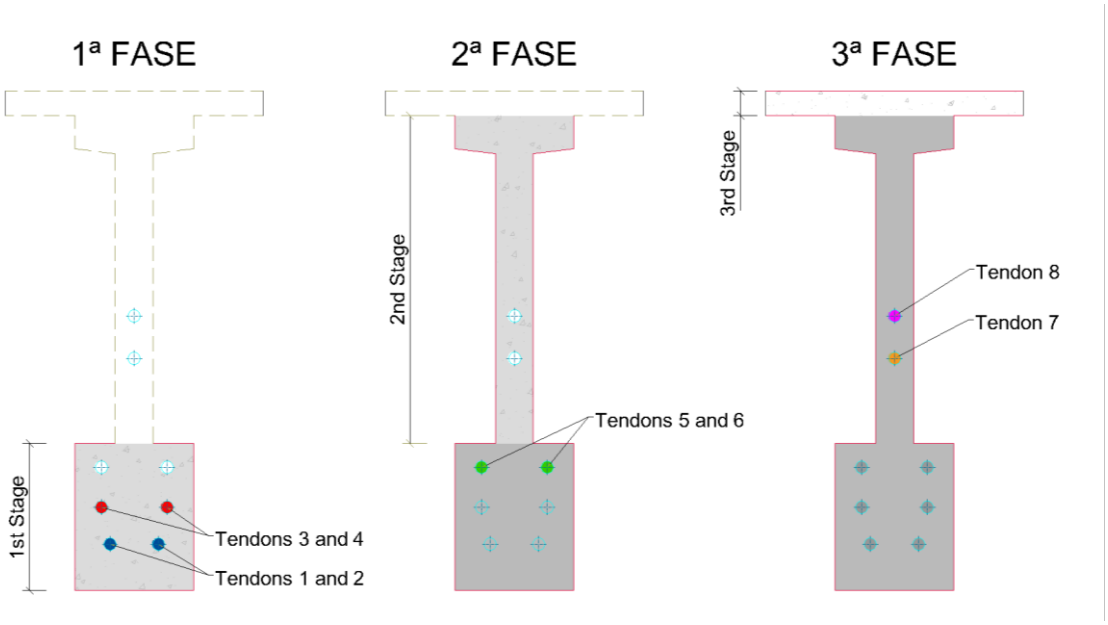


Fig. 2.8 - Faseamento construtivo das vigas pré-esforçadas.

Na primeira fase, betona-se uma secção de 1,25x1,55m e tensionam-se 4 cabos de pré-esforço conforme se abordará mais à frente. De seguida, betonar-se-á a alma da viga até aos 5m de altura, tensionando-se depois mais 2 cabos de pré-esforço. Por fim, os últimos 0,26m da viga correspondem à espessura da laje

do segundo piso do Bloco Sul. Os últimos dois cabos, apenas serão tensionados após a construção do quinto piso.

Os cabos de pré-esforço utilizados são de enorme relevância para o comportamento estrutural do edifício tornando-se imprescindível a correta definição do número de cabos e cordões por cabo de pré-esforço, do traçado dos cabos e, ainda, do momento de tensionamento destes.

De modo, a determinar a quantidade de pré-esforço que se deveria aplicar, efetuou-se um cálculo simplificado de tensões a meio-vão. Para isto, utilizou-se o *software* comercial da Autodesk de análise estrutural, Robot Structural Analysis Professional 2023 [4], de onde se obteve os momentos a meio-vão nas vigas, devido ao peso próprio da estrutura nas diferentes fases e, ainda de todas as restantes cargas permanentes e sobrecargas a que a estrutura será solicitada.

Desta forma, foi possível utilizar o método simplificado descrito no anexo KK do Eurocódigo 2 Parte 2 [5] e de uma forma iterativa alcançar uma quantidade de pré-esforço que permitisse manter toda a secção comprimida. Após concluir-se que, no caso da PTB-B, seriam necessários 8 cabos de pré-esforço com 37 cordões, com uma força média de 195,56 kN após perdas por reentrada de cunhas e atrito, utilizou-se o mesmo método simplificado para determinar a quantidade de cabos que se tensionaria em cada uma das fases, tendo-se optado pela distribuição anteriormente apresentada no Quadro 2.1.

Sendo o objetivo deste trabalho o estudo evolutivo do comportamento estrutural das vigas pré-esforçadas, resume-se de seguida, com auxílio das Fig. 2.9 à Fig. 2.16, a sequência de trabalhos prevista pela equipa de projetistas e que se procurou reproduzir no modelo desenvolvido:

- Montagem de plataforma de cofragem sobre os reservatórios de água e da cofragem lateral da primeira fase de betonagem;

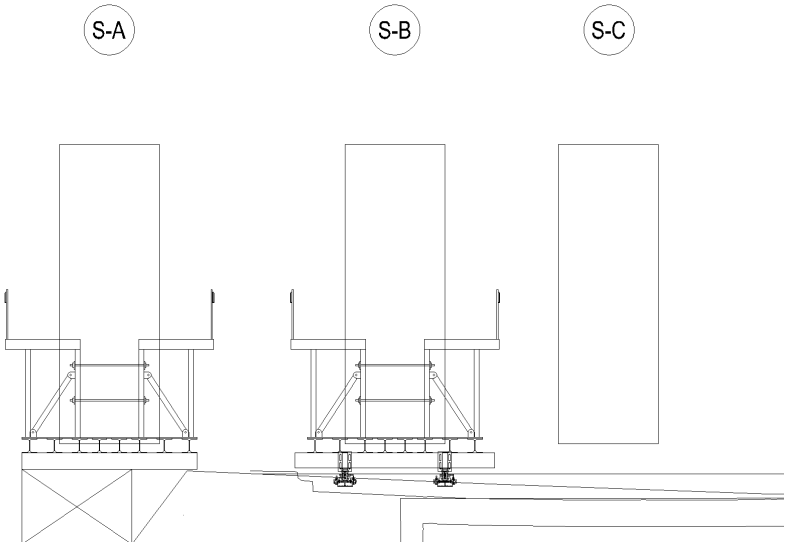


Fig. 2.9 - Corte transversal da plataforma de cofragem das vigas PTB-A e PTB-B.

- Betonagem da primeira fase da viga;

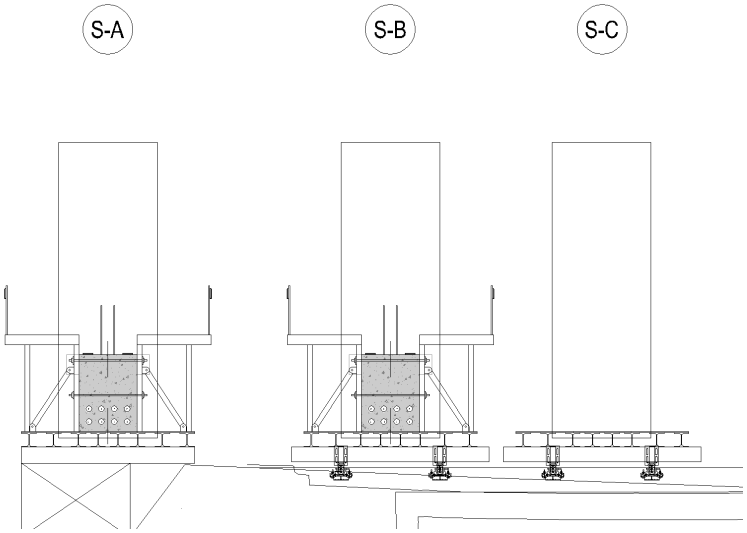


Fig. 2.10 - Corte transversal da betonagem das vigas PTB-A e PTB-B.

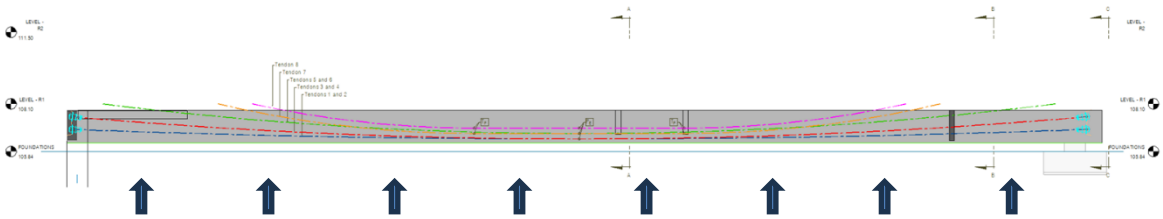


Fig. 2.11 - Alçado da viga PTB-B com identificação dos apoios provisórios sobre os reservatórios de água.

- Remoção da cofragem lateral da primeira fase e tensionamento dos primeiros 4 cabos de pré-esforço;
- Montagem de calços entre a plataforma de cofragem e a face inferior da viga, para preenchimento do espaço resultante da deformação da viga imposta pelos cabos de pré-esforço;

- Colocação da cofragem da fase 2 e respetiva betonagem;

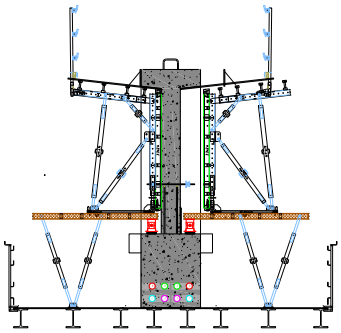


Fig. 2.12 - Corte transversal com esquema de cofragem da fase 2 de betonagem das vigas pré-esforçadas.

- Descofragem da segunda fase e tensionamento dos cabos 5 e 6 de pré-esforço;
- Remoção dos apoios provisórios;

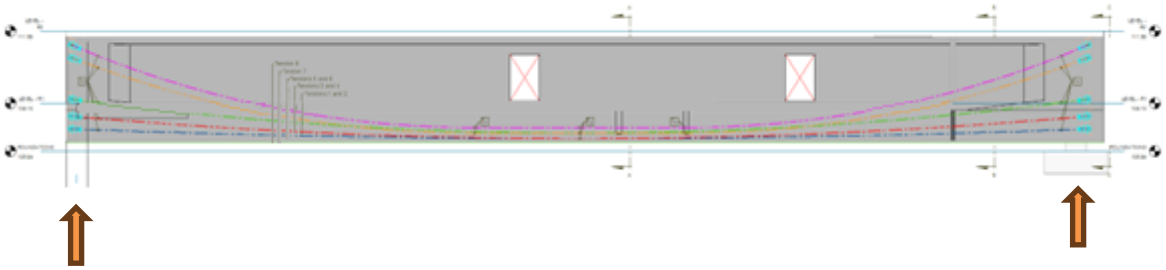


Fig. 2.13 - Alçado da viga PTB-B com identificação dos apoios finais.

- Betonagem da laje do piso 1;

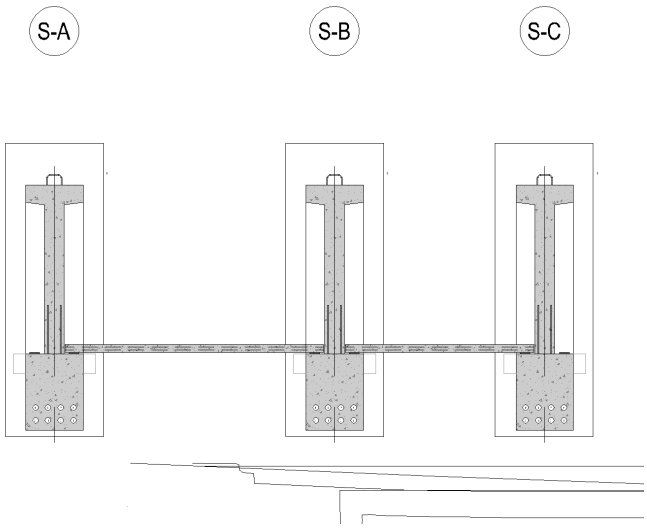


Fig. 2.14 - Corte transversal das vigas PTB-A, PTB-B e PTB-C com betonagem da laje do piso 1.

Instalação da cofragem e betonagem da laje do piso 2;

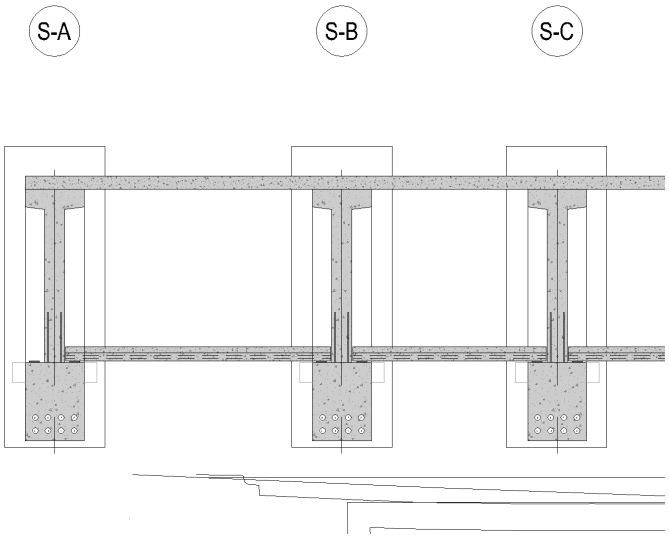


Fig. 2.15 - Corte transversal das vigas PTB-A, PTB-B e PTB-C com betonagem da laje do piso 2.

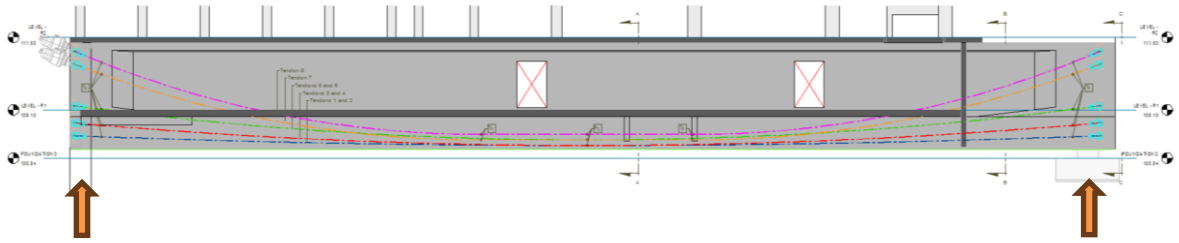


Fig. 2.16 - Alçado da viga PTB-B com identificação das lajes dos pisos 1 e 2 e apoios finais.

- Execução da superestrutura até ao piso 5;
- Tensionamento dos cabos 7 e 8 de pré-esforço;
- Continuação e finalização da superestrutura.

No modelo desenvolvido que se apresentará posteriormente neste documento, apenas a viga e os elementos de apoio das mesmas foram modelados, pelo que os restantes elementos estruturais foram simulados como acréscimo de carga. Naturalmente se entende que tal consideração coloca em causa a interação da viga modelada com os restantes elementos estruturais, nomeadamente a interação com as restantes vigas pré-esforçadas, o que resultará em comportamentos distintos da realidade. Por esse motivo, importa desde já reforçar que o modelo desenvolvido não pretende ser um substituto a outros métodos de análise estrutural, mas sim, um complemento à análise que deverá ser utilizado em constante interação com um modelo de cálculo global instantâneo.

2.2.2. FASEAMENTO GLOBAL DA CONSTRUÇÃO

Apesar do modelo desenvolvido se restringir à análise individual das vigas pré-esforçadas, é essencial entender o faseamento construtivo global da estrutura, de modo a permitir a interoperabilidade entre o modelo de análise viscoelástico desenvolvido e o modelo de cálculo global instantâneo.

Como um todo, a estrutura terá uma sequência faseada de execução dos trabalhos dividida em três grupos de ação no decorrer da obra. Esta divisão é feita pelo agrupamento das 12 vigas em grupos de 4, PTB-A à PTB-D, PTB-E à PTB-I e PTB-J à PTB-N, descritas no Anexo B. A Fig. 2.17 ilustra a divisão em três partes da estrutura, onde se apresenta uma imagem do modelo de análise global desenvolvido no RSA [4] para um determinado momento da construção, onde podemos observar uma fase de obra em que o primeiro grupo se encontra finalizado, o segundo após a última fase de tensionamento de cabos (laje do piso 6) e o terceiro no momento do tensionamento dos cabos 5 e 6.

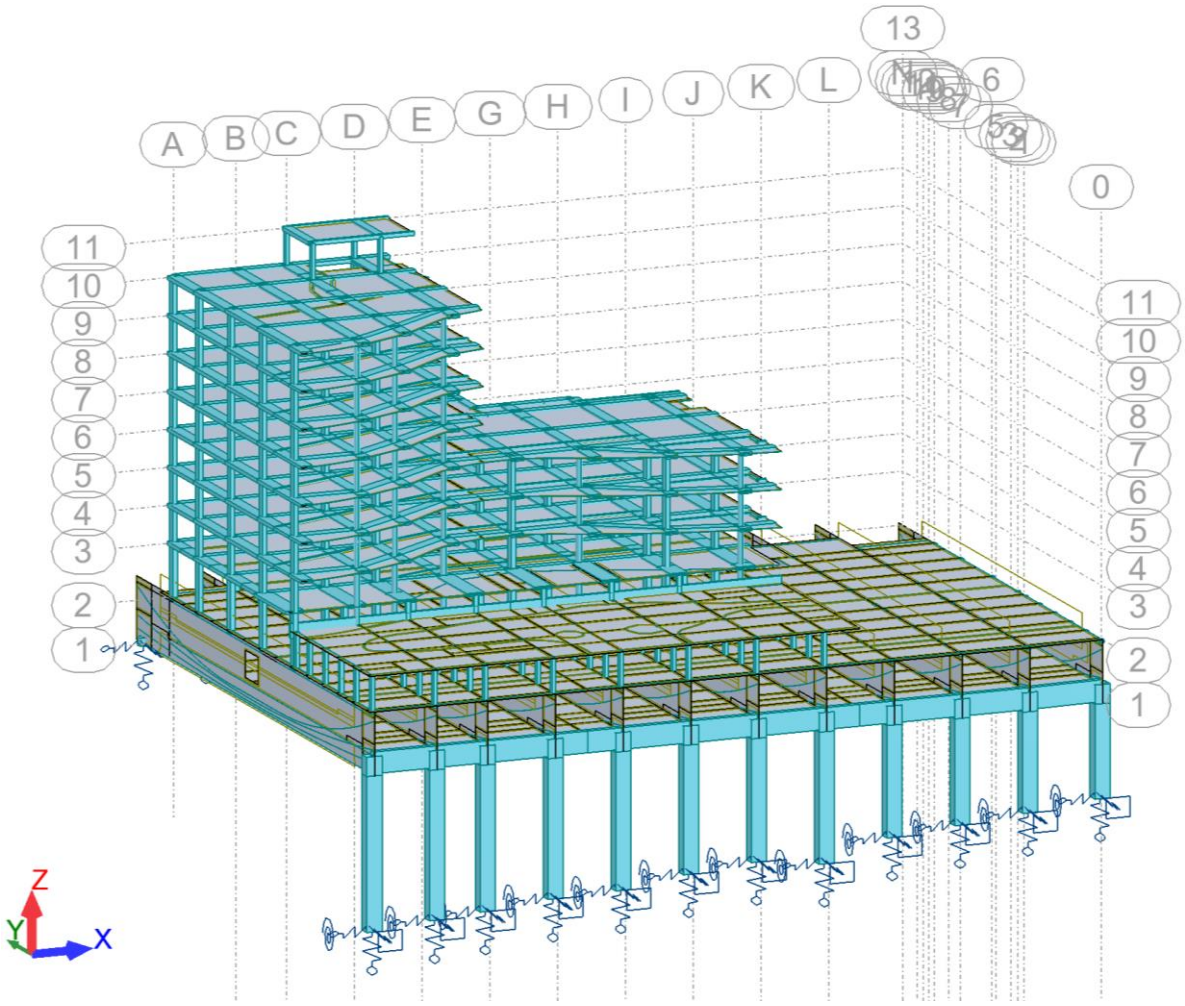


Fig. 2.17 - Modelo estrutural do faseamento construtivo introduzido no RSA 2023.

Não estando integrado no âmbito do trabalho realizado, uma vez que o estudo apresentado refere-se à análise da resposta comportamental da viga PTB-B, o faseamento construtivo global apenas foi tido em conta através do esforço axial dos pilares que apoiam na viga PTB-B.

3
EFEITOS DIFERIDOS

3.1. INTRODUÇÃO

Na conceção e análise comportamental das grandes estruturas de betão armado é essencial considerar os fenómenos diferidos, característicos quer do betão armado, nomeadamente, a retração e a fluência, quer do aço de pré-esforço, a relaxação. A consideração adequada destes efeitos na avaliação do desempenho estrutural é crucial, uma vez que, poderão ter fortes implicações ao nível das tensões e extensões que a estrutura possui ao longo do tempo, influenciando, por exemplo, as perdas de pré-esforço [6].

A resposta reológica dos materiais é influenciada por uma enorme variedade de fatores, incluindo propriedades tanto do material, como o tamanho dos agregados e a relação entre água/cimento/agregados, quanto de condições externas como a humidade, o grau de hidratação, a idade de carga, entre outras [7]. Um cenário comum na construção de grandes estruturas é o faseamento construtivo de alguns elementos onde a existência de diferentes fases de betonagem, cada uma destas submetidas a condições ambientais e de carregamentos distintos, torna complexa a previsão com precisão do comportamento do elemento como um todo ao longo do tempo, em particular nas zonas de continuidade entre fases, onde devido às idades distintas das camadas existe um desfasamento na evolução dos fenómenos diferidos.

A má avaliação, ou por vezes, a não consideração devida destes fenómenos, poderá traduzir-se em manutenções mais recorrentes e com custos mais elevados, com a possibilidade de ser necessário interromper temporariamente a utilização da mesma e, em casos mais extremos, traduzir-se em tempos de vida útil mais curtos da estrutura. Numa altura em que é cada vez mais relevante a sustentabilidade na construção civil, a correta avaliação do desempenho estrutural ao longo do período de exploração torna-se imprescindível para garantir a durabilidade, a segurança e a eficiência dos recursos utilizados.

Atualmente as normas europeias apresentam formas de prever e considerar estes fenómenos, no entanto, apesar de se considerar os resultados obtidos satisfatórios, são bastante conservadores. Isto surge do facto de como enunciado anteriormente, existirem diversos fatores que influenciam a resposta e que, não raras as vezes, são complexos de quantificar. Esta dificuldade aumenta quando se tenta interligar estes fenómenos e avaliar a resposta conjunta dos mesmos, procurando, por exemplo quantificar as perdas de pré-esforço devido à fluência e retração [8].

Neste sentido, no presente capítulo pretende-se apresentar alguns aspetos relevantes do comportamento diferido típicos de estruturas de betão pré-esforçado mostrando as considerações mais relevantes das normas europeias relativos à fluência e retração do betão.

3.2. COMPORTAMENTO DO BETÃO

Atualmente sabe-se que os mecanismos de fluência e retração derivam de rearranjos ao nível da microestrutura que caraterizam o comportamento viscoelástico do betão, sendo útil entender esta relação, de modo, a desenvolver e validar modelos de previsão.

Ainda que não exista unanimidade entre os diversos autores, é aceite que o comportamento viscoelástico do betão é devido aos seguintes mecanismos [9]:

- Escorregamento intercristalinos;
- movimento da água adsorvida no processo de hidratação do cimento;
- escoamento viscoso;
- variação da solubilidade dos componentes do cimento devido à tensão a que estão sujeitos.

A deformação de um elemento de betão em cada instante pode expressar-se por:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \qquad 3.1$$

sendo,

- $\varepsilon_{ci}(t)$, extensão instantânea do betão;
- $\varepsilon_{cc}(t)$, extensão por fluência do betão;
- $\varepsilon_{cs}(t)$, extensão por retração do betão;
- $\varepsilon_{cT}(t)$, extensão térmica do betão;

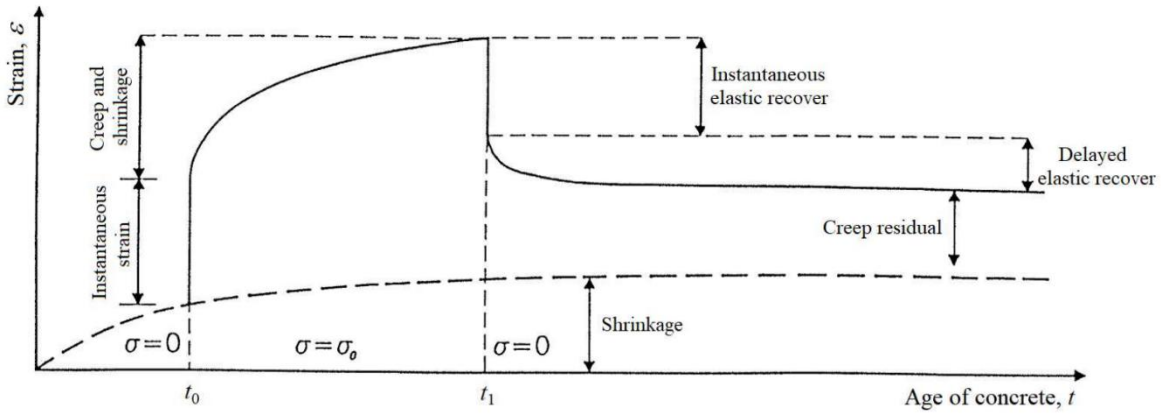


Fig. 3.1 - Efeitos diferidos do betão.

Para o estudo do comportamento viscoelástico do betão existem algumas abordagens disponíveis em códigos de forma a prever e estimar os efeitos destes. Nesta secção apresenta-se a abordagem e os conceitos gerais previstos nas normas europeias, para a estimativa das extensões devidas à fluência e à retração, uma vez que serão os fenómenos abordados na análise deste estudo.

3.2.1. FLUÊNCIA

A fluência do betão corresponde ao aumento da deformação ao longo do tempo quando sujeito a uma tensão constante [9]. Isto é, toda a deformação que ocorra após a aplicação de um carregamento constante, após a subtração da retração do betão não carregado.

É possível determinar esta deformação experimentalmente, através da diferença de deformação de um provete solicitado, excluindo a deformação elástica, e um provete não solicitado, com composições e expostos a condições ambientais iguais, durante o mesmo período de tempo.

Este fenómeno é condicionado por fatores como as dimensões do elemento, condições de humidade, idade do betão quando é carregado pela primeira vez, duração e intensidade da carga aplicada, entre outros [9]. Apesar da enorme complexidade na determinação de fatores como o envelhecimento devido à hidratação do cimento, a fluência do betão, em níveis de tensão de serviço, enquadra-se no domínio da viscoelasticidade linear[10].

Desta forma é possível prever para uma tensão de compressão constante σ_c, a deformação num determinado instante t, devido à fluência. De acordo com o Eurocódigo 2 [11], a extensão de deformação devido à fluência pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c}\right) \quad 3.2$$

onde:

- $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$, extensão do betão por fluência a tempo infinito;
- $\varphi(\infty, t_0)$, coeficiente de fluência do betão a tempo infinito;
- E_c, módulo de elasticidade tangente na origem, que pode ser considerado igual a $1{,}05E_{cm}$;

O coeficiente de fluência em função da idade, (t, t_0), pode ser calculado através das fórmulas disponíveis no Anexo B do Eurocódigo 2, equação 3.3, ou ainda, quando não é necessária grande precisão, é possível, determinar através de um ábaco, também este exposto no EC2[11].

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad 3.3$$

em que φ_0 é o coeficiente nominal de fluência, calculado a partir de:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad 3.4$$

que depende do fator, φ_{RH} fator que tem em conta a influência da humidade relativa, RH, no coeficiente de fluência;

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-\frac{RH}{100}}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \qquad \text{para} \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa} \qquad 3.5$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-\frac{RH}{100}}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \qquad \text{para} \quad f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \qquad 3.6$$

sendo,

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \qquad 3.7$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \qquad 3.8$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \qquad 3.9$$

e da resistência do betão à compressão aos 28 dias, $\beta(f_{cm})$, assim como da idade do betão quando é carregado, $\beta(t_0)$:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} \qquad 3.10$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0{,}1 + t_0^{0,2}} \qquad 3.11$$

e, ainda na expressão 3.12, $\beta_c(t, t_0)$, é coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento, e é dado por:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right]^{0,3} \qquad 3.12$$

em que:

- h_0, espessura equivalente da peça, em mm;
- A_c, área da secção transversal do elemento, em mm^2;
- u, parte do perímetro da secção exposto ao meio ambiente, em mm;
- α_1 e α_2, coeficientes dependentes da resistência do betão;

- f_{cm}, tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias, em MPa;
- t_0, idade do betão, em dias, à data do primeiro carregamento;
- t, idade do betão, em dias;
- $t - t_0$, duração não corrigida do carregamento, em dias;
- β_H, coeficiente dependente quer da humidade relativa do ar, quer da espessura equivalente do elemento.

O EC2 [11] fornece uma forma de estimar o coeficiente β_H, dado por:

$$\beta_H = 1{,}5 \cdot \left[1 + (0{,}012 \cdot RH)^{18}\right] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \quad \text{para} \quad f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \qquad 3.13$$

$$\beta_H = 1{,}5 \cdot \left[1 + (0{,}012 \cdot RH)^{18}\right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{para} \quad f_{cm} > 35 \text{ MPa} \qquad 3.14$$

em que:

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}5} \qquad 3.15$$

Além disso, é possível introduzir a influência do tipo de cimento, corrigindo na expressão 3.11, a idade do carregamento, t_0, de acordo com:

$$t_0 = t_{0,r} \cdot \left(\frac{9}{2 + t_{0,r}^{1,2}} + 1\right)^{\alpha} \geq 0{,}5 \qquad 3.16$$

sendo,

- $t_{0,r}$, idade do betão à data do carregamento, em dias, corrigida em função da temperatura;
- α, dependente do tipo de cimento utilizado no betão de acordo com o Quadro 3.1;

Quadro 3.1 - Coeficiente α.

Tipo de cimento	$\boldsymbol{\alpha}$
CEM 32,5 N (Classe S)	-1
CEM 32,5 R e CEM 42,5 N (Classe N)	0
CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R)	1

A influência da temperatura, entre 0ºC e 80ºC, na maturidade do betão pode ser considerada corrigindo a idade do betão, através da seguinte expressão:

$$t_T = \sum_{i=1}^{n} e^{-\left(\frac{4000}{273+T(\Delta t_i)}-13{,}65\right)} \cdot \Delta t_i \qquad 3.17$$

3.2.2. RETRAÇÃO

A retração do betão é a deformação que ocorre desde o fim da compactação do elemento até ao equilíbrio higrométrico, caracterizada pela diminuição do volume do material durante o endurecimento, a temperatura constante e sem tensões aplicadas. Este fenómeno depende, de acordo com o EC2 [11], de fatores como o tipo de cimento, a geometria da secção e a humidade a que está exposto.

É sabido que a evolução da retração é diferente para os diferentes pontos da secção transversal, o que exige uma análise deste efeito de forma tridimensional. De forma a simplificar esta análise, geralmente assume-se uma retração efetiva uniforme de toda a secção transversal que, apesar de frequentemente provocar erros significativos na previsão das deformações a longo prazo, continua a ser aceitável, em particular nos casos de baixa sensibilidade aos efeitos diferidos. Deste modo, tal como acontece para a fluência, também para a retração o EC2 [11] fornece uma forma de estimar o valor da extensão total por retração do betão, ε_{cs}:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \qquad 3.18$$

À luz do EC2 [11] a extensão total de retração, ε_{cs}, é dividida em duas componentes, a extensão de retração por secagem, ε_{cd}, e a retração autogénea, ε_{ca}. A primeira tem uma evolução lenta, visto que depende da migração da água através do betão endurecido. A segunda tem o seu desenvolvimento durante do endurecimento do betão, isto é, começa imediatamente após a betonagem e desenvolve-se principalmente nos primeiros dias [12]. Também é sabido e, amplamente estudado, que a retração autogénea é particularmente gravosa em betões de elevado desempenho devido à menor quantidade de água em proporção à quantidade de cimento, dando origem a uma estrutura porosa muito refinada desde as primeiras idades, gerando grandes tensões capilares [13].

A evolução com o tempo da extensão de retração por secagem, $\varepsilon_{cd}(t)$, segundo o EC2 [11] pode ser obtida por:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \qquad 3.19$$

em que,

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{h_0^3}} \qquad 3.20$$

- k_h, coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0, de acordo com o Quadro 3.2;

- $\varepsilon_{cd,0}$, extensão de retração por secagem de referência definida na equação 3.21.

Quadro 3.2 – Coeficiente k_h em função da espessura equivalente h_0.

$\boldsymbol{h_0}$ [mm]	$\boldsymbol{k_h}$
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

A extensão $\varepsilon_{cd,0}$ é dada por:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85[220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}] \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2}\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \qquad 3.21$$

com,

$$\beta_{RH} = 1{,}55\left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3\right] \qquad 3.22$$

em que:

- t, idade do betão na data considerada, em dias;
- t_s, idade do betão em dias no início da retração por secagem;
- α_{ds1} e α_{ds2}, coeficientes dependentes do tipo de cimento, de acordo com o Quadro 3.3;
- f_{cm}, tensão média de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em MPa;
- $f_{cm,0} = 10$ MPa;
- RH, humidade relativa ambiente em %;
- $RH_0 = 100\%$

Quadro 3.3 – Coeficientes $\boldsymbol{\alpha_{ds1}}$ e $\boldsymbol{\alpha_{ds2}}$.

Tipo de Cimento	$\boldsymbol{\alpha_{ds1}}$	$\boldsymbol{\alpha_{ds2}}$
CEM 32,5 N (Classe S)	3	0.13
CEM 32,5 R e CEM 42,5 N (Classe N)	4	0.12
CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R (Classe R)	6	0.11

A retração autogénea para um dado tempo, $\varepsilon_{ca}(t)$, é dado por:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad 3.23$$

sendo,

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad 3.24$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0{,}2 \cdot t^{0{,}5}) \quad 3.25$$

em que:

- $\beta_{as}(t)$, desenvolvimento ao longo do tempo da retração autogénea;
- $\varepsilon_{ca}(\infty)$, extensão de retração autogénea a tempo infinito;
- f_{ck}, tensão caraterística de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade em MPa;
- t, idade do betão na data considerada, em dias.

3.3. RELAXAÇÃO DOS CABOS DE PRÉ-ESFORÇO

A relaxação dos cabos de pré-esforço pode ser caraterizada pela diminuição da tensão, ao longo do tempo, provocada pela imposição de um estado de deformação constante. Este fenómeno depende do nível de tensão instalada no aço, da temperatura do meio ambiente e do tipo de aço.

Assim como nos anteriores fenómenos referidos, também para este o Eurocódigo 2 [18] faz algumas considerações. No capítulo 3, mais especificamente no subcapítulo 3.3 – Aço de pré-esforço, define diferentes classes de relaxação em função das seguintes caraterísticas:

- Resistência, especificando o valor caraterístico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1% $(f_{p0,1k})$, o valor da relação entre a resistência à tração e a tensão limite convencional de proporcionalidade $\left(\frac{f_{pk}}{f_{p0,1k}}\right)$ e a extensão na carga máxima (ε_{uk});
- Classe, indicando o comportamento em relação à relaxação;
- Secção;
- Caraterísticas da superfície.

As perdas de pré-esforço devido à relaxação $\Delta\sigma_{pr}$, podem ser definidos como relação entre a variação da tensão de pré-esforço e a tensão inicial de pré-esforço, determinada mediante a classe do aço, por uma das seguintes expressões:

Classe 1, $$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5{,}39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6{,}7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad 3.26$$

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

Classe 3, $$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1{,}98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (3.28)$$

em que,

- $\Delta\sigma_{pr}$, valor absoluto das perdas de pré-esforço devidas à relaxação;
- σ_{pi}, valor absoluto da tensão inicial de pré-esforço, no caso da pós-tensão;
- t, tempo após aplicação de pré-esforço, em horas;
- $\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$, sendo f_{pk} o valor caraterístico da resistência à tração do aço de pré-esforço
- ρ_{1000}, valor da perda devida à relaxação, às 1000h depois da aplicação de pré-esforço, a uma temperatura média de 20 ºC.

Quando se calcula as perdas devidas à relaxação para diferentes intervalos de tempo para os quais a tensão nas armaduras de pré-esforço não é constante, é necessário um cálculo mais preciso. Por esse motivo, a norma disponibiliza no Anexo D [11], um método de cálculo pormenorizado das perdas devido à relaxação, baseado no princípio do tempo equivalente.

4

MODELAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

A simulação do faseamento construtivo é um aspeto importante a considerar em projetos de elevada complexidade quase sempre associados a obras de arte onde é imprescindível a consideração do método construtivos para a conceção e dimensionamento da mesma. No entanto, esta necessidade não é restrita a estes cenários.

Em edifícios de grande envergadura, o faseamento da obra tem um impacto notório na resposta, provocando deformações diferentes das obtidas através de um cálculo instantâneo da estrutura. Por se tratar de uma análise complexa, no caso dos edifícios, esta análise é ainda muitas vezes ignorada e, quando não é, procura-se a simulação do faseamento através da alteração da rigidez axial dos pilares, ou variando a temperatura a que os pilares estão expostos, nos modelos de cálculo estrutural [2].

Neste trabalho, tendo em consideração que o objeto de estudo é um edifício de betão armado cuja superestrutura é sustentada por vigas de enorme vão, a consideração dos efeitos diferidos do betão durante o faseamento construtivo tende a ser significativa, pelo que se justifica a utilização de metodologias de análise geralmente associadas a pontes. Isso significa fazer uma análise contendo uma atualização contínua da geometria do sistema estrutural, assim como as eventuais alterações das ligações ao exterior, típicas das referidas obras de arte. Neste caso, apesar de não se tratar de uma ponte, os vãos que se pretendem vencer, o faseamento construtivos das vigas apresentado na subsecção 2.2.1 e a aplicação de cabos de pré-esforço, tornam imprescindível uma correta simulação construtiva que permita efetuar o controlo das tensões e da geometria, quer durante a fase de construção, quer durante o período de exploração.

Tendo em conta a complexidade exposta anteriormente, devido ao comportamento instantâneo e diferido dos materiais utilizados e do processo construtivo, torna-se difícil uma correta previsão do comportamento estrutural sem recurso a um *software* de cálculo dedicado à consideração destes efeitos [14].

Nesse sentido, optou-se por recorrer a um *software* de análise estrutural disponível na plataforma EVOLUTION [15], talhado para este tipo de análises em pontes, uma vez que permite a modelação evolutiva pretendida, assim como a consideração dos fenómenos de não linearidade dos materiais e diferidos. Através deste software é possível obter a evolução da deformação da estrutura e do estado de tensão durante não só a construção, mas também depois da entrada em serviço.

O programa de cálculo estrutural referido, a que se recorreu no âmbito da realização deste trabalho, foi desenvolvido por Miguel Ferraz e encontra-se incluído na plataforma EVOLUTION, desenvolvida no âmbito da sua tese de doutoramento [15]. Este permite a análise de fenómenos diferidos e não lineares do comportamento dos materiais, tendo em conta o processo construtivo. Para além disso, permite ainda, modelar a evolução dos estados de tensão e/ou deformação da estrutura durante e após a construção. O *software* tem ainda outras valências que, por não serem relevantes para este estudo não se apresentam aqui.

A possibilidade de aplicação desta ferramenta a um caso real surge deste projeto, em Gibraltar, estar a decorrer e haver um interesse real de se controlar, durante a construção, o comportamento destes elementos através de extensómetros com o intuito de conferir que o desempenho estrutural se encontra dentro do expectável. Desta forma, será também possível, no final da obra, calibrar o modelo de cálculo às deformações reais, in situ, e prever com mais rigor a evolução das deformações durante a vida útil da estrutura e antever eventuais manutenções ou reforços futuros.

Neste capítulo, pretende-se apresentar e descrever algumas das funcionalidades do *software* utilizado, bem como, as decisões e considerações tomadas na modelação das vigas aquando da introdução na plataforma EVOLUTION [15]. Por fim, descreve-se os modelos de cálculos executados e as respetivas análises efetuadas.

4.2. DESCRIÇÃO DO SOFTWARE

A plataforma EVOLUTION foi desenvolvida em programação orientada por objetos [15]. Tem como finalidade a interpretação do comportamento das estruturas ao longo de toda a sua vida e utiliza modelos computacionais de análise estrutural baseados no Método dos Elementos Finitos. Tal como o nome EVOLUTION pressupõe, trata-se da análise do comportamento evolutivo da estrutura não só durante a fase construtiva, mas também durante a vida útil da mesma, considerando no modelo de analise estrutural os seguintes aspetos [14]:

- A componente instantânea e diferida dos materiais;
- O efeito das deformações com origem na retração do betão e pela variação da temperatura;
- A não linearidade geométrica associada a elementos esbeltos.

As funcionalidades disponíveis na plataforma EVOLUTION [15] são particularmente úteis no desenvolvimento do modelo em estudo, uma vez que permitem através da evolução das tensões e deformações, controlar a geometria, avaliar a segurança durante o processo construtivo, estimar o desempenho estrutural e monitorizá-lo após a entrada em serviço.

Este programa utiliza uma formulação tridimensional de elementos finitos de TIMOSHENKO para a modelação de elementos lineares, considera a análise geométrica não-linear e permite a discretização de seções transversais através de fibras [15].

As razões que tornam este problema num problema não linear são diversas, mas podem ser agrupadas em três grupos:

- Alteração do esquema estrutural, seja por adição ou subtração de elementos e/ou apoios no decorrer da sequência construtiva, quer por evolução do carregamento;
- Não linearidade material considerada em modelos constitutivos;
- Não linearidade geométrica característica de elementos esbeltos.

O primeiro ponto está sobretudo associado à possibilidade de "ligar" e "desligar" os diferentes componentes no programa, sejam elementos, ligações ao exterior, fenómenos, etc., o que facilita a modelação de processos evolutivos. Na verdade, para a análise rigorosa é essencial haver esta capacidade de ativar ou desativar componentes de forma a reproduzir por exemplo, escoramentos que se fação durante uma determinada fase da construção. Esta valência é introduzida no *software* através da adição de incrementos, permitindo mudar as condições em cada um desses incrementos. Por exemplo, no caso da análise de uma viga em que haja a criação de uma plataforma de apoio durante a betonagem que posteriormente seja removida é possível fazê-lo ligando apoios em todos os nós (simulando desta forma o apoio total da viga) no incremento da betonagem e desligá-lo, por exemplo no incremento em que se aplica o pré-esforço, permitindo a deformação que aconteceria na realidade se a viga estivesse simplesmente apoiada numa plataforma.

Além disso, é ainda possível adicionar a variável cronológica na análise do problema, através da introdução do tempo de cada um dos incrementos criados. Desta forma, existe a versatilidade de fazer a análise com a variável tempo sendo tida em conta, definindo tempos distintos a cada incremento, ou ignorar o faseamento e fazer uma análise instantânea, definindo o mesmo valor temporal para todos os incrementos. No entanto, para a simulação dos efeitos diferidos, foco principal deste estudo, é imprescindível a variável tempo, isto é, apenas com o faseamento temporal devidamente modelado é possível fazer uma correta análise destes fenómenos [15].

A análise da não-linearidade do material é tida em conta através de leis de comportamento diferido do material, como a retração e fluência do betão, e a relaxação do aço de pré-esforço. O modelo de análise, incorpora ainda diversas leis constitutivas, que incluem a análise não linear do material, nomeadamente modelos de fendilhação do betão, que não representam relevância para o presente estudo, uma vez que não é admissível a existência de fendas no betão pré-esforçado exposto ao ar transportado por sais marinhos.

Por último, o modelo utiliza a teoria dos grandes deslocamentos, que se define por considerar que as deformações (deslocamentos/rotações) são grandes o suficiente para provocar alterações significativas na geometria da estrutura e que, localmente, as deformações (extensões/curvaturas) são consideradas pequenas. Desta forma, são formuladas as equações de equilíbrio para a configuração deformada, o que implica a inclusão de termos geométricos não-lineares na resolução do sistema de equações, garantindo uma análise mais realista de peças esbeltas.

A plataforma inclui uma série de classes, fazendo sentido referir aquelas que se pretende utilizar. No caso das vigas pré-esforçadas, serão simuladas com a classe anteriormente referida, TIMOSHENKO. As armaduras longitudinais, tanto dos pilares como das vigas, serão modeladas com a classe REINFORCEMENT, já os cabos de pré-esforço serão da classe ENBEDDEDCABLE. A principal diferença destas duas classes prende-se pelo facto de na primeira, a diretriz da armadura longitudinal ter de ser equidistante à diretriz do elemento finito em que se encontra inserida, enquanto na segunda o mesmo não é necessário. Isto permite que na modelação dos cabos de pré-esforço aderentes através da classe EMBEDDEDCABLE, a formulação do elemento finito é independente da do elemento finito de suporte, permitindo a modelação dos cabos com um traçado livre ao longo do elemento de suporte.

A plataforma de análise estrutural oferece ainda a possibilidade de simular as ações de pré-tensão e de pós-tensão na aplicação do pré-esforço. Essa funcionalidade é pouco comum nos modelos computacionais de análise estrutural. Na aplicação de pré-tensão, ou seja, a aplicação de uma tensão inicial, da transferência de forças das armaduras previamente pré-esforçadas para o betão resultam perdas de pré-esforço por deformação elástica, resultando num valor final de pré-esforço instalado não coincidente com o inicialmente aplicado. Esta ação é representada pela classe APPLIEDSTRESS. Por

outro lado, a classe IMPOSEDSTRESS permite simular a aplicação de pré-esforço por pós-tensão, isto é, permite impor uma tensão final de pré-esforço das armaduras que é aplicado em simultâneo com a deformação da estrutura, resultando isto num valor final de pré-esforço instalado coincidente com o aplicado.

No que diz respeito à introdução das ações, o *software* permite a introdução de diferentes formas, tendo sido utilizadas nesta dissertação *Loads* das classes SELFWEIGHT, TRAPEZOIDAL e GLOBAL. A primeira permite adicionar o peso próprio da estrutura modelada de forma automática, sendo o programa capaz de utilizar a volumetria de cada fibra na determinação do peso próprio da mesma. A classe TRAPEZOIDAL permite atribuir cargas distribuídas aos elementos, sendo necessário para isso atribuir o valor da ação para cada nó do elemento. Desta forma é possível, num elemento de 3 nós, atribuir cargas distribuídas constantes, crescentes/decrescentes e parabólicas (ver Fig. 4.1). A classe GLOBAL corresponde às cargas pontuais sendo por isso atribuída aos nós.

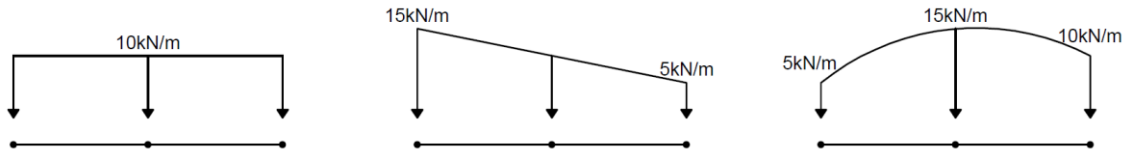


Fig. 4.1 - Exemplos de aplicabilidade da classe TRAPEZOIDAL.

4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Tendo em conta que este trabalho decorreu em paralelo com o desenvolvimento do projeto do edifício, a modelação do mesmo, mais especificamente das vigas pré-esforçadas, procurou ser a mais detalhada e atualizada possível, tendo por base as últimas informações recebidas. Desta forma, toda a modelação, desde a geometria da viga, ao tempo e faseamento construtivo, está de acordo com os últimos desenvolvimentos que poderão não corresponder na íntegra à solução final. Por esse motivo, teve-se o cuidado de desenvolver o modelo de modo a facilitar eventuais ajustes posteriores.

A modelação do pórtico foi efetuada no referencial XYZ do EVOLUTION (Fig. 4.3), sendo a direção X coincidente com o eixo longitudinal da viga, a direção X transversal à mesma e a direção Z o eixo vertical.

Para a modelação da viga, foram gerados 192 nós com espaçamentos de, quase sempre, 0,25m, agrupados em 95 elementos de viga com três nós e dois pontos de Gauss cada. Foram ainda gerados 25 nós para a modelação dos pilares com espaçamento constante, imposto pelo comprimento do pilar, agrupados em 24 elementos de dois nós e dois pontos de Gauss.

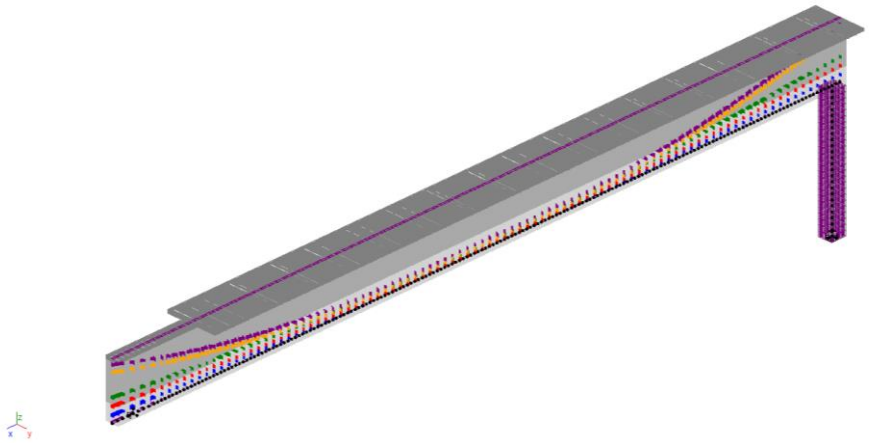


Fig. 4.2 - Modelação numérica da viga PTB-B.

Começando pela base da estrutura, os apoios foram inseridos como ligações ao exterior da classe *IMPOSEDDOF*, que permite bloquear qualquer deslocamento ou rotação do nó a que é atribuído. Desta forma, no apoio do pilar bloqueou-se o deslocamento e rotações em todas as direções, reproduzindo um apoio encastrado. No apoio do lado oposto, pretendeu-se simular um apoio simples pelo que apenas se bloqueou o deslocamento vertical. Uma vez que se modelou a viga de forma isolada, foi ainda necessário neste último apoio, bloquear a rotação em torno do eixo longitudinal da viga, para que não ocorresse instabilidade no modelo.

Seguindo a ordem de execução, cada um dos 25 elementos do pilar foram discretizados em 10 fibras da classe *TIMOSHENKO*. Uma vez que o pórtico tem um desenvolvimento longitudinal retilíneo e a análise que se pretende fazer restringe-se ao comportamento sob ações verticais, a discretização da secção do pilar privilegiou a divisão da secção em fibras na direção longitudinal do pórtico como exposto na Fig. 4.3. Também no pilar modelou-se as armaduras longitudinais do mesmo com fibras da classe *REINFORCEMENT* (ver Fig. 4.3).

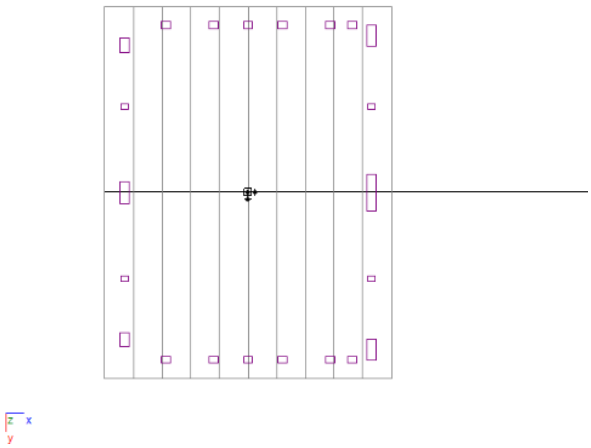


Fig. 4.3 - Pormenor de secção transversal do pilar.

De seguida, foi modelada a viga cuja secção transversal foi discretizada em 106 fibras de 2,5 cm cada de modo a obter uma precisão adequada a esta análise. Mantendo a lógica usada na modelação do pilar, privilegiou-se a discretização em fibras no sentido vertical. As 106 fibras da classe *TIMOSHENKO* foram divididas pelos três grupos de modo a ser possível replicar as três fases de betonagem. Começando de baixo, as primeiras 31 fibras foram atribuídas à primeira fase, as 70 seguintes para a segunda e as restantes 5 fibras para a última fase. De modo que visualmente fosse mais fácil a distinção desta divisão, foi atribuída uma cor de cinzento diferente a cada grupo (mais claro na fase 1 e mais escuro na fase 3). (ver Fig. 4.4).

No quadro seguinte apresenta-se as propriedades consideradas para o betão de cada uma das fases.

Quadro 4.1 - Parâmetros considerados na análise nos elementos de betão.

Betão	E_{cm} (28 dias) [GPa]	f_{cm} (28 dias) [MPa]	Humidade [%]	Idade do Betão	Classe Cimento	Coeficiente Poisson
Pilar	37	58	50	28	R	0.2
Viga Fase 1	37	58	50	5.1(1)	R	0.2
Viga Fase 2	37	58	50	6(1)	R	0.2
Viga Fase 3	37	58	50	0.1(2)	R	0.2

(1) As idades atribuídas são as idades do betão aquando do tensionamento dos cabos de pré-esforço da fase correspondente.
(2) Apesar da viga ser moldada com betão fresco, ou seja, com uma idade de 0 dias é necessário atribuir uma idade superior para que não ocorram erros numéricos.

Ainda referente à viga, também se modelou a armadura superior e inferior prevista em projeto. Uma vez que a introdução da armadura varão a varão sobrecarregaria o modelo de cálculo e não representaria melhorias no resultado devido à forma como se discretizou a secção transversal, optou-se por agrupar a armadura superior numa só fibra, com a largura de um varão e o comprimento necessário para corresponder à área total de armadura. O mesmo se aplicou para a armadura inferior, ainda que neste caso se tenha dividido em duas camadas, para que a posição vertical relativa das armaduras correspondesse à real, totalizando-se assim um total de 3 fibras da classe *REINFORCEMENT*, visíveis na Fig. 4.4 roxo. Além disso, foram modelados os 8 cabos de pré-esforço, onde pelo mesmo motivo apresentado acima se agrupou alguns cabos, modelando-se, por isso, apenas 5 fibras da classe *EMBEDDEDCABLE*. Os cabos 1 e 2 (a azul), 3 e 4 (a vermelho) e 5 e 6 (a verde) (ver Fig. 4.4), foram agrupados uma vez que são paralelos e apresentam a mesma dimensão, geometria de traçado, tensão instalada e fase de tensionamento. Por sua vez, o cabo 7 (a amarelo) e o cabo 8 (a roxo) embora tenham a mesma dimensão, tensão instalada e sejam tensionados na mesma fase, foram modelados de forma separada por terem traçados distintos.

Quadro 4.2 - Parâmetros considerados na análise dos cabos de pré-esforço.

Aço	f_{pk} [MPa]	$f_{p0.1k}$ [MPa]	Classe de Relaxação
Cabos de pré-esforço	1860	1670	2

Para além da definição da geometria do cabo e do traçado dos mesmos, foi ainda aplicada uma tensão a cada conjunto de cabos, na fase de tensionamento. Por se tratar de cabos de pré-esforço por pós-tensão, esta foi modelada com a operação *IMPOSEDSTRESS*. Devido a alguns constrangimentos verificados na modelação do tensionamento dos cabos, onde se detetou uma inconsistência nos resultados obtidos para cabos cujo traçado se inicie acima do eixo neutro da viga , optou-se por modelar a tensão imposta nos cabos 7 e 8 através do método de cargas equivalentes, não obstante o facto de toda a geometria e propriedades do cabo terem sido executadas de forma similar aos restantes cabos.

Quadro 4.3 – Tensão aplicada nos cabos de pré-esforço.

Pré-esforço	**Área do cabo pré-esforço [cm^2]**	**Tensão aplicada [kPa]**
Cabos 1 e 2	111	1325970
Cabo 3 e 4	111	1325970
Cabo 5 e 6	111	1308647
Cabo 7	55.5	1254133(1)
Cabo 8	55.5	1254133(1)

(1) Aplicada através de cargas equivalentes.

O *software* EVOLUTION considera de forma automática as perdas de tensão de pré-esforço aquando da introdução dos fenómenos diferidos, no entanto, uma vez que aos cabos 7 e 8 não foi imposta uma tensão, o programa não considera perdas nestes cabos. De modo a contornar esta questão, estimou-se a perda de pré-esforço nestes cabos e faseou-se a introdução da mesma através de aplicação de cargas equivalentes de sentido inverso às atribuídas para a simulação do tensionamento dos cabos. Por simplificação, admitiu-se uma variação linear da perda ao longo do tempo

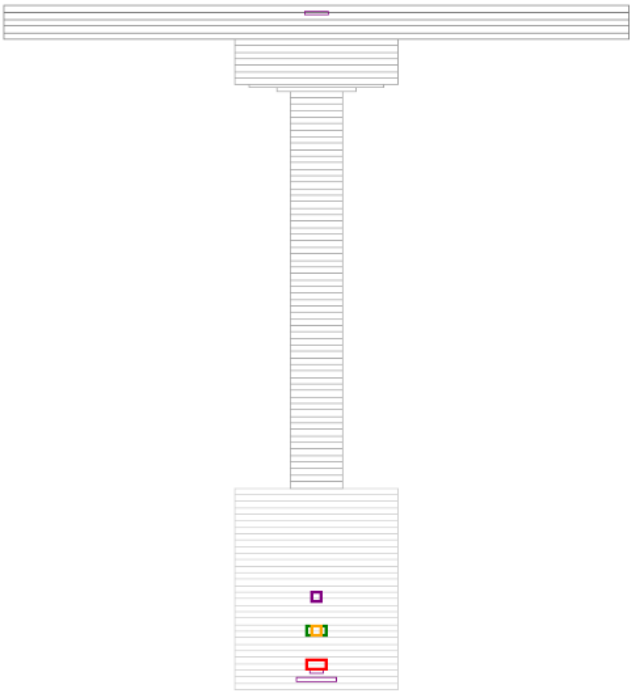


Fig. 4.4 - Secção transversal da viga PTB-B a meio-vão (conteúdos de ecrã EVOLUTION).

Após a modelação do pórtico foi necessário introduzir as ações verticais a que a estrutura está sujeita. Estas foram divididas em peso próprio, restantes cargas permanentes e sobrecargas. No caso do peso próprio, usou-se a classe SELFWEIGHT de modo a considerar o peso próprio da estrutura modelada. Como o objetivo é simular a construção total do edifício é necessário adicionar ainda o peso próprio correspondente a cada um dos pisos, uma vez que estes não se encontram modelados. Para tal, recorreu-se ao modelo de cálculo global, executado no Robot Structural Analysis 2023 [4], pelo gabinete responsável pelo projeto de estruturas, de onde foi possível obter o peso próprio total da estrutura e, mais importante, que parcela do mesmo descarrega em cada um dos 12 pórticos do edifício. Utilizando o mesmo processo, estimou-se as restantes cargas permanentes e a sobrecarga a que cada pórtico estaria sujeito.

Perante a necessidade de simular o faseamento construtivo, a introdução de cargas no EVOLUTION foi dividida por piso e por tipologia de carga de modo que seja fácil de proceder a ajustes e introduzir qualquer tipo de fator de carga. Estas foram adicionadas como cargas do tipo *TRAPEZOIDAL*, para a simulação das solicitações do piso 1 e piso 2, uma vez que descarregam ao longo da viga modelada, e para os restantes pisos como cargas do tipo *GLOBAL*, posicionadas de modo a simular os pilares do edifício apoiados na viga pré-esforçada em análise. Estas cargas por piso foram determinadas através do esforço axial em cada pilar, obtendo com o auxílio do Robot Structural Analysis [4] o esforço axial em cada elemento de barra vertical (Fig. 4.5) e pela diferença de esforço axial entre pisos, obtém-se o incremento do piso. A forma encontrada de traduzir os esforços de cada piso em cargas pontuais é uma simplificação possivelmente grosseira, sendo possível refinar estes resultados, por exemplo, modelando e calculando a estrutura para cada piso introduzido. Tal optou-se por não fazer devido à morosidade do processo e ao facto de, no âmbito do objetivo desta dissertação, não se justificar esse refinamento.

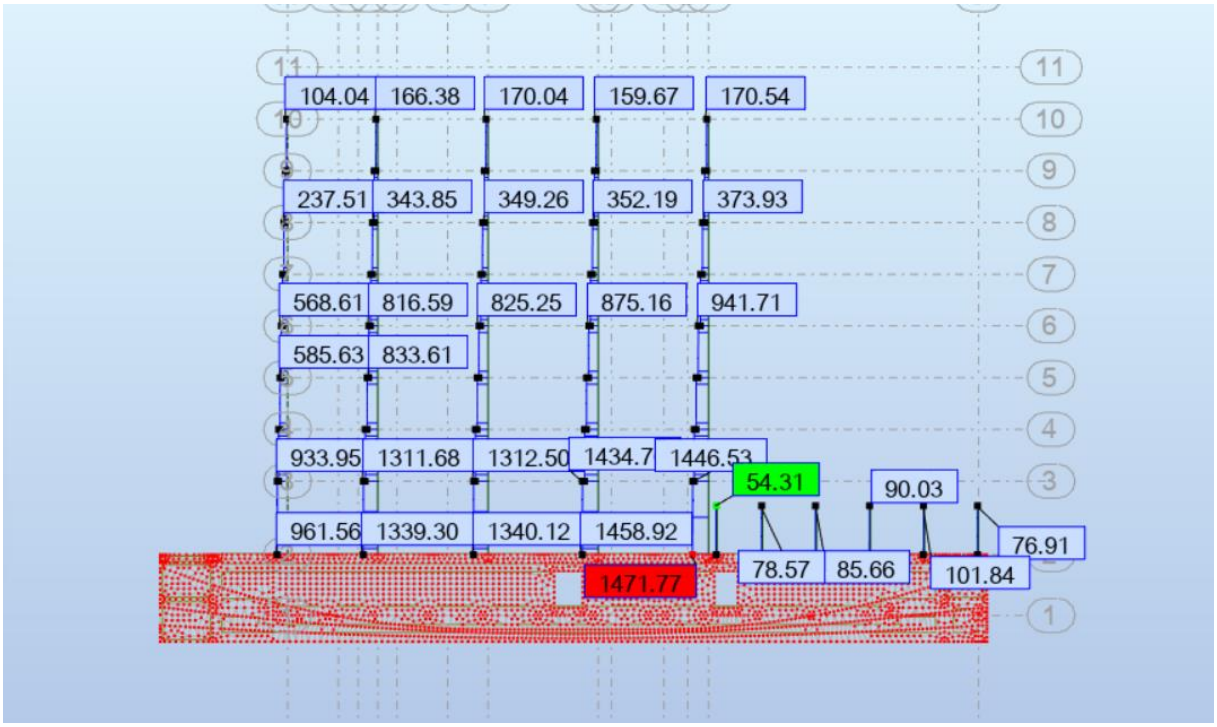


Fig. 4.5 - Ecrã do RSA 2023, esforços axiais nos elementos de barra verticais (pilares) devido ao peso próprio, pórtico PTB-B.

Por fim, foi necessário definir os incrementos e respetiva duração. Tratando-se de um projeto em fase de conceção, os tempos definidos que se atribuiu foram os estimados pela entidade responsável pela empreitada à data da realização deste trabalho, podendo por isso, vir-se a verificar diferenças em relação aos prazos reais. Novamente, procurou-se modelar estes tempos de forma a tornar o modelo facilmente ajustável no futuro, para que durante e no fim da construção se possa atualizar os prazos de execução de cada fase.

Perante o previsto pela entidade executante, expõem-se no Quadro 4.4, as operações introduzidas no modelo de calculo e, no **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**, os tempos de cada uma destas operações. Note-se que para efeito desta modelação considera-se o pilar já betonado, pelo que se atribui um tempo de execução desta fase igual a zero, mas atribuindo uma idade ao betão do pilar, à data do incremento seguinte, de 28 dias. Outra consideração que se fez, de modo a simplificar o volume de cálculo, sem detrimento dos resultados pretendidos, foi assumir que os cabos de pré-esforço 1 a 4 e 5 e 6, são tensionados ao mesmo tempo que se introduz o betão das fases 1 e 2, respetivamente. Esta consideração só é possível devido à capacidade de introduzir manualmente a idade do betão, assumindo-se assim que a data do incremento é a do tensionamento dos cabos, e que a idade do betão é a que teria caso se tivesse criado um incremento dedicado a isso. A potencial desvantagem deste método, em comparação com a alternativa de criar um incremento em que se betonaria a parte correspondente à fase em questão, totalmente apoiada, seguido da desativação desses apoios ao longo do vão e tensionamento dos cabos, no incremento seguinte, é a dificuldade em obter diretamente dados relativos às tensões geradas na secção transversal devido, exclusivamente, ao tensionamento dos cabos. Os cabos 7 e 8 têm um incremento dedicado a cada para se aplicar o tensionamento por cargas equivalentes, permitindo controlar a correta aplicação dos mesmos. A par disso, esta separação do incremento da construção do piso 5, permite avaliar o comportamento da viga imediatamente antes e após a aplicação do pré-esforço.

Quadro 4.4 - Operações consideradas na modelação.

Operação	Designação	Descrição das atividades	Data [dias]
-	Pilar	Betonagem do pilar da Europa Road	-
1ª Fase	Fase1	Introdução do betão da fase 1 e tensionamento dos cabos 1 a 4	0
2ª Fase	Fase2	Introdução do betão da fase 2 e tensionamento dos cabos 5 e 6	33
2ª Fase	CargaR1	Aplicação do peso próprio correspondente à laje do piso 1 do edifício	41
3ª Fase	Fase3	Betonagem da laje do piso 2, correspondente à fase 3 de betonagem da viga	58
4ª Fase	CargaSCP	Aplicação da carga correspondente à Slab Concrete Podium	65
5ª Fase	CargaR3	Aplicação da carga correspondente ao piso 3	72
6ª Fase	CargaR4	Aplicação da carga correspondente ao piso 4	79
7ª Fase	CargaR5	Aplicação da carga correspondente ao piso 5	86
8ª Fase	Cabo7	Tensionamento do Cabo 7	86
8ª Fase	Cabo8	Tensionamento do Cabo 8	86.5
9ª Fase	CargaR6	Aplicação da carga correspondente ao piso 6	93
10ª Fase	CargaR7	Aplicação da carga correspondente ao piso 7	103
11ª Fase	CargaR8	Aplicação da carga correspondente ao piso 8	110
12ª Fase	CargaR9	Aplicação da carga correspondente ao piso 9	117
13ª Fase	CargaRoof	Aplicação da carga correspondente ao piso da cobertura	124
14ª Fase	RCP	Aplicação das restantes cargas permanentes	131
15ª Fase	SOBRECARGAS	Aplicação das sobrecargas do edifício	131

5
ANÁLISE PARAMÉTRICA

5.1. INTRODUÇÃO

A previsão dos fenómenos de retração e fluência do betão está associada a uma elevada incerteza devido à multiplicidade de fatores que influenciam o seu desenvolvimento. Esta incerteza reflete-se na modelação do comportamento diferido das estruturas de betão [16]. Os efeitos diferidos são influenciados por fatores intrínsecos ao betão, tanto pela sua composição como pelas propriedades dos materiais que o constituem e por fatores extrínsecos, cujas incertezas na definição resultam das condições ambientais variáveis e da duração de cada fase de obra.

O comportamento da solução estrutural adotada para este edifício pode ser fortemente influenciado pelos efeitos diferidos do betão conforme foi exposto anteriormente. Tratando-se de uma estrutura evolutiva também ao nível da secção transversal, a análise mais detalhada dos efeitos destes fenómenos reológicos permitirá perceber a influência da variação de diferentes fatores no seu comportamento mecânico. São consideradas variações nos valores da fluência e da retração do betão, mas também na quantidade de carga aplicada ou nos tempos de construção e, desta forma, avalia-se a sua importância na resposta estrutural das vigas pré-esforçadas que dão apoio aos pisos superiores do edifício.

Para este efeito, será realizada uma série de análises de sensibilidade da estrutura à variação de cinco parâmetros: dois internos, relativos à alteração às curvas de retração e fluência preconizadas no EC2 [11], e ainda, três externos, através da modificação dos valores das cargas aplicadas, da força de pré-esforço instalada e da calendarização das fases de construção previstas.

Neste capítulo realçam-se, também, as múltiplas capacidades do programa de cálculo EVOLUTION como ferramenta de previsão comportamental da estrutura, tanto em fase de obra, quanto durante a sua exploração, utilizando para isso o modelo numérico apresentado no capítulo anterior.

5.2. PROCEDIMENTO

A análise paramétrica realizada tem como objetivo prever o efeito de determinadas variações no comportamento da estrutura. Os resultados obtidos poderão ter interesse para um melhor controlo da resposta da estrutura real, permitindo através de "medições em obra" fazer a comparação com os valores numéricos previstos em projeto e, desta forma, ajustar o modelo de cálculo com o intuito de tentar perceber a razão de ser de eventuais diferenças detetadas.

Com esse mote, pretende-se estimar de forma determinística a sensibilidade da resposta estrutural à variação dos parâmetros atrás descritos. Para isso foram avaliados, para cada cenário considerado, os seguintes aspetos:

- A deformada vertical da viga;
- As tensões instaladas a meio-vão.

Considerando as incertezas associadas à determinação de cada um dos referidos parâmetros, em particular no que diz respeito aos valores da fluência e da retração, seria possível identificar um elevado número de combinações possíveis de variáveis, o que tornaria impraticável levar a cabo a análise pretendida. Por esse motivo, definiu-se uma variação máxima expectável para cada um destes fatores, de modo a enquadrar a amplitude da resposta. Neste contexto, consideraram-se assim as seguintes análises:

- Fluência e retração iguais aos valores médios recomendado pelo EC2. ("Reologia do EC2", 100% Fl, 100% Rt);
- Variação da fluência para metade do valor expectável, mantendo o valor da retração recomendada pelo EC2. (50% Fl, 100% Rt);
- Variação da fluência para o dobro do valor expectável, mantendo o valor da retração recomendada pelo EC2. (200% Fl, 100% Rt);
- Variação da retração para metade do valor expectável, mantendo o valor da fluência recomendada pelo EC2. (100% Fl, 50% Rt);
- Variação da retração para o dobro do valor expectável, mantendo o valor da fluência recomendada pelo EC2. (100% Fl, 200% Rt);
- Redução do peso total da estrutura em 10%;
- Aumento do peso total da estrutura em 10%;
- Redução de 10% da tensão aplicada nos cabos de pré-esforço;
- Redução de 5% da tensão aplicada nos cabos de pré-esforço;
- Redução para 2/3 do tempo de execução total da obra;
- Aumento de 50% do tempo de execução total da obra.

Conforme descrito, em cada uma das análises anteriores, apenas se considera a variação de um parâmetro, mantendo o valor expectável para todos os outros.

O modelo numérico utilizado permite considerar ajustes às leis de fluência e retração do EC2, através da utilização de coeficientes corretores [15]. Desta forma, às equações 3.4 e 3.12, apresentada na subsecção 3.2.1, e às equações 3.20, 3.21, 4.24 e 3.25 da subsecção 3.2.2, o modelo de cálculo da plataforma EVOLUTION adiciona os seguintes coeficientes de ajuste:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \cdot \boldsymbol{C_{\varphi_0}} \qquad 5.1$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right]^{0{,}3\ \boldsymbol{C_{\beta_c}}} \qquad 5.2$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85[220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}] \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2}\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \cdot \boldsymbol{C_{\varepsilon_{cd},0}} \qquad 5.3$$

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \left[\frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0.04\sqrt{h_0^3}}\right]^{\boldsymbol{C_{\beta_{ds}}}} \quad 5.4$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5\cdot(f_{ck}-10)\cdot 10^{-6}\cdot \boldsymbol{C_{\varepsilon_{ca,\infty}}} \quad 5.5$$

$$\beta_{as}(t) = [1-\exp(-0{,}2\cdot t^{0,5})]^{\boldsymbol{C_{\beta_{as}}}} \quad 5.6$$

Do ponto de vista prático, a alteração da proporcionalidade da resposta às ações reológicas fica assim possível, sendo os coeficientes $\boldsymbol{C_{\varphi_0}}$, $\boldsymbol{C_{\varepsilon_{cd,0}}}$e $\boldsymbol{C_{\varepsilon_{ca,\infty}}}$, os que interessam para o presente estudo por permitirem afetar linearmente as leis materiais. Isto significa que, considerar estes coeficientes corretivos iguais a 0,5 ou 2, se traduz em respostas com 50% e 200%, respetivamente, do valor teórico proposto na norma em causa.

Segundo as normas europeias, no EC2 [11], os estudos que se pretendem efetuar exigem a utilização de diferentes cenários de cargas, resumindo-se, por esse motivo, as combinações de carga e a sua aplicabilidade para a presente dissertação.

A primeira análise pretendida, o controlo da deformação, deve ser analisado para a combinação quase-permanente definida no EC0 [17] como:

Combinação quase-permanente: $$\sum_{j>1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \sum_{i>1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \quad 5.7$$

Já no que ao controlo de tensões instaladas na viga, é possível observar no Quadro 7.1N do EC2 [11] a exigência, para classes de exposição XS, caso da estrutura em estudo, de não poderem ocorrer descompressões na peça, considerando a combinação frequente, de modo a controlar a abertura de fendas. Por outro lado, limita também a tensão de compressão máxima no betão devido à aplicação de pré-esforço e de outras ações que atuem no momento da aplicação do pré-esforço a $0.6\cdot f_{ck}(t)$ para a combinação caraterística de modo a evitar fendilhação longitudinal. Também no controlo de compressões excessivas, a norma acrescenta que caso a tensão de compressão exceda permanentemente $0.45\cdot f_{ck}(t)$, considerando a combinação quase-permanente, deve-se considerar a não linearidade do comportamento da fluência.

Combinação frequente: $$\sum_{j>1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } \psi_{1,i}\, Q_{k,i} \text{ "+" } \sum_{i>1} \psi_{2,i}\, Q_{k,i} \quad 5.8$$

Combinação caraterística: $$\sum_{j>1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } Q_{k,i} \text{ "+" } \sum_{i>1} \psi_{0,i}\, Q_{k,i} \quad 5.9$$

Tratando-se de um edifício habitacional, categoria A, o Eurocódigo 0 [17] recomenda a utilização dos seguintes coeficientes Ψ, expostos no Quadro 5.1 :

Quadro 5.1 - Valores recomendados para os coeficientes Ψ.

Ação	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3
Sobrecargas em edifícios Categoria A: zonas de habitação	0.7	0.5	0.3

Perante o exposto, ajustou-se o modelo desenvolvido para cada uma das combinações enunciadas, apresentando-se no seguimento deste capítulo os resultados obtidos para a combinação que melhor se ajusta à análise em questão, isto é, a combinação quase-permanente para a análise das deformações verticais e a combinação frequente para o controlo das tensões instaladas. Por último, para o cenário onde se observa maiores compressões, efetuar-se-á o controlo de fendilhação ou fluência excessiva para as combinações caraterística e quase-permanente, respetivamente.

5.3. PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DIFERIDO DO EDIFÍCIO

Pretende-se, nesta secção, apresentar os resultados obtidos nas análises anteriormente descritas, dando enfâse aos momentos cruciais do faseamento construtivo, bem como ao comportamento a "tempo infinito" da estrutura, considerado para a análise como sendo 20000 dias, ou seja, 55 anos, por ser aproximadamente o tempo de vida útil para o qual a estrutura foi dimensionada.

Apresentam-se os resultados obtidos com particular interesse na secção transversal a meio-vão das vigas pré-esforçadas por pós-tensão, por ser a zona sujeita a maiores deformações ao longo do processo evolutivo estudado.

5.3.1. DEFORMAÇÃO VERTICAL DA VIGA PRÉ-ESFORÇADA POR PÓS-TENSÃO

Nesta subsecção apresenta-se, na Fig. 5.1, a previsão numérica da configuração da deformada da viga PTB-B ao longo das diferentes fases da construção, considerando a Reologia preconizada no EC2 (100% Fl, 100% Rt), expondo os resultados dos restantes cenários no Anexo C deste documento.

Com a Fig. 5.2 pretende-se mostrar, em perspetiva, o modelo desenvolvido com a configuração da deformada a "tempo infinito" obtida no *software* EVOLUTION.

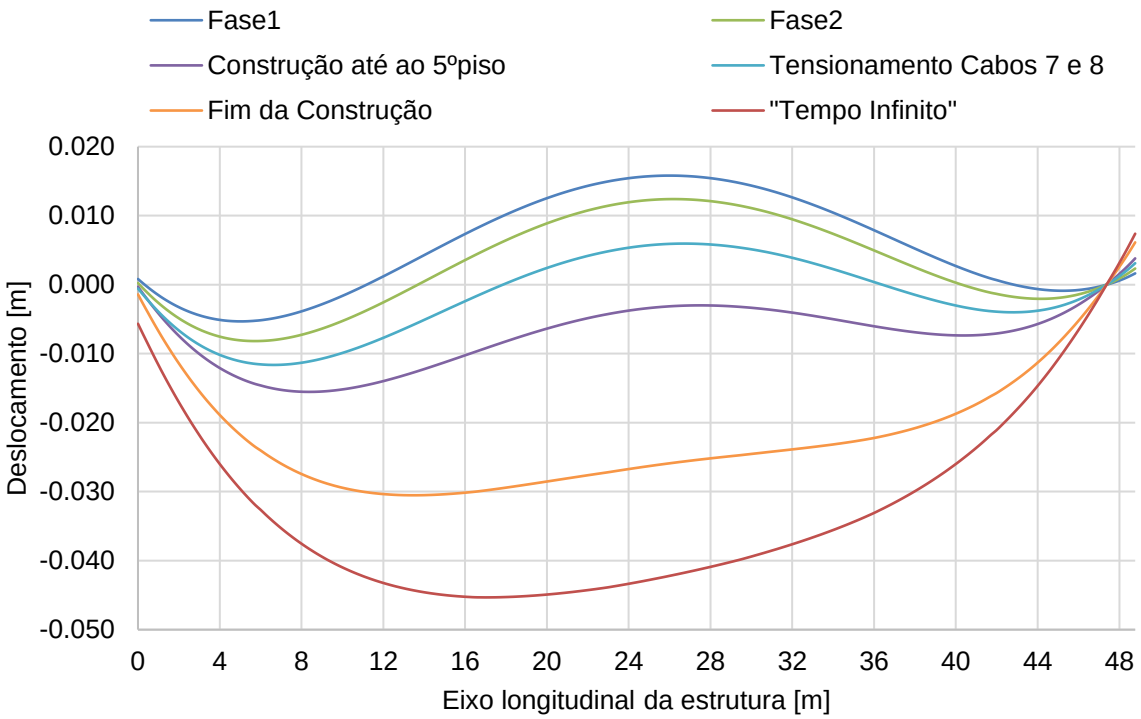


Fig. 5.1 - Deformada da viga PTB-B em cada fase para a Reologia do EC2.

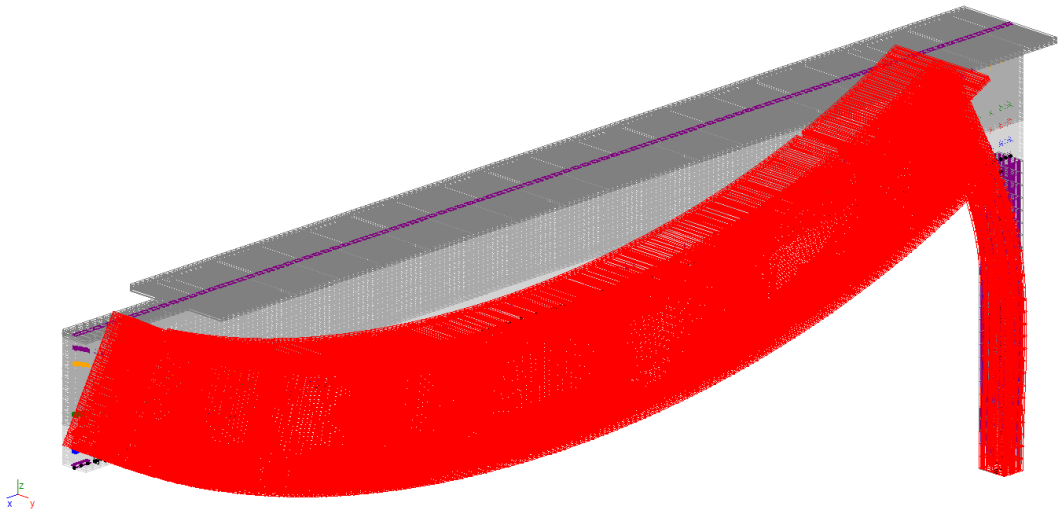


Fig. 5.2 - Configuração da deformada a "tempo infinito" (conteúdos de ecrã EVOLUTION).

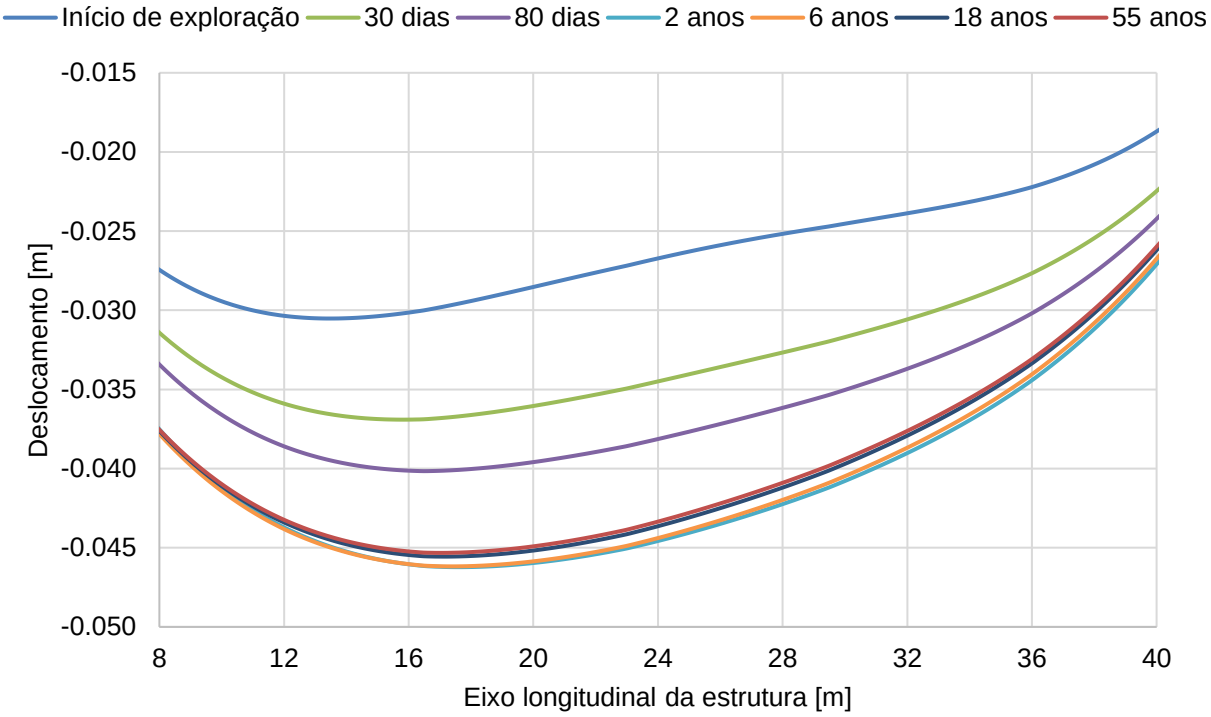


Fig. 5.3 – Evolução da deformada durante a fase de exploração para a Reologia do EC2.

Das figuras anteriores, é possível verificar a deformação expectável da viga PTB-B considerando a reologia prevista no EC2 [11], até aos 20000 dias (55 anos), assim como a parcela incremental de cada fase construtiva da obra. Da Fig. 5.3 fica ainda espelhado que, como esperado, a influência dos efeitos diferidos vai diminuindo com o tempo e que, neste caso, não é expectável que a estrutura sofra grandes deformações após dois anos da entrada em serviço. O incremento da deformação vertical, bem como o acumulado de cada fase encontra-se no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 - Deslocamento vertical a meio-vão para a reologia do EC2.

Designação	Incremento instantâneo	Acumulados a meio vão
Pilar	0	0.000
Fase1	0.018	0.018
Fase2	-0.001	0.017
CargaR1	-0.005	0.012
Fase3	-0.005	0.007
CargaSCP	-0.002	0.005
CargaR3	-0.003	0.002
CargaR4	-0.003	-0.001
CargaR5	-0.003	-0.004
Cabo7	0.005	0.001
Cabo8	0.004	0.006
CargaR6	-0.002	0.004
CargaR7	-0.003	0.001
CargaR8	-0.003	-0.002
CargaR9	-0.003	-0.005
CargaRoof	-0.003	-0.007
RCP	-0.016	-0.024
SOBRECARGAS	-0.003	-0.027
30 dias de Exploração	-0.008	-0.034
80 dias de Exploração	-0.004	-0.038
2 Anos de Exploração	-0.006	-0.044
6 Anos de Exploração	0.000	-0.044
18 Anos de Exploração	0.001	-0.043
55 Anos de Exploração	0.000	-0.043

Da análise incremental exposta no Quadro 5.2 para além de como já referido não ser expectável que ocorram deformações significativas após o instante correspondente a 2 anos de exploração, constata-se também que, o tensionamento faseado dos cabos de pré-esforço permitem que a viga PTB-B tenha uma flecha positiva (ascendente) durante grande parte da execução da superestrutura, verificando-se que até à aplicação das restantes cargas permanentes e sobrecargas a estrutura não apresenta deformações negativas (descentes) superiores a 7mm.

A evolução do deslocamento a meio-vão ao longo do tempo, para a Reologia do EC2 pode ser melhor compreendido através da Fig. 5.4, onde também se apresenta o comportamento da estrutura sem efeitos

diferidos, demonstrando de forma mais percetível a relevância da consideração dos fenómenos reológicos do betão. Os gráficos de evolução da deformação a meio vão para os restantes cenários analisados encontram-se no anexo C.

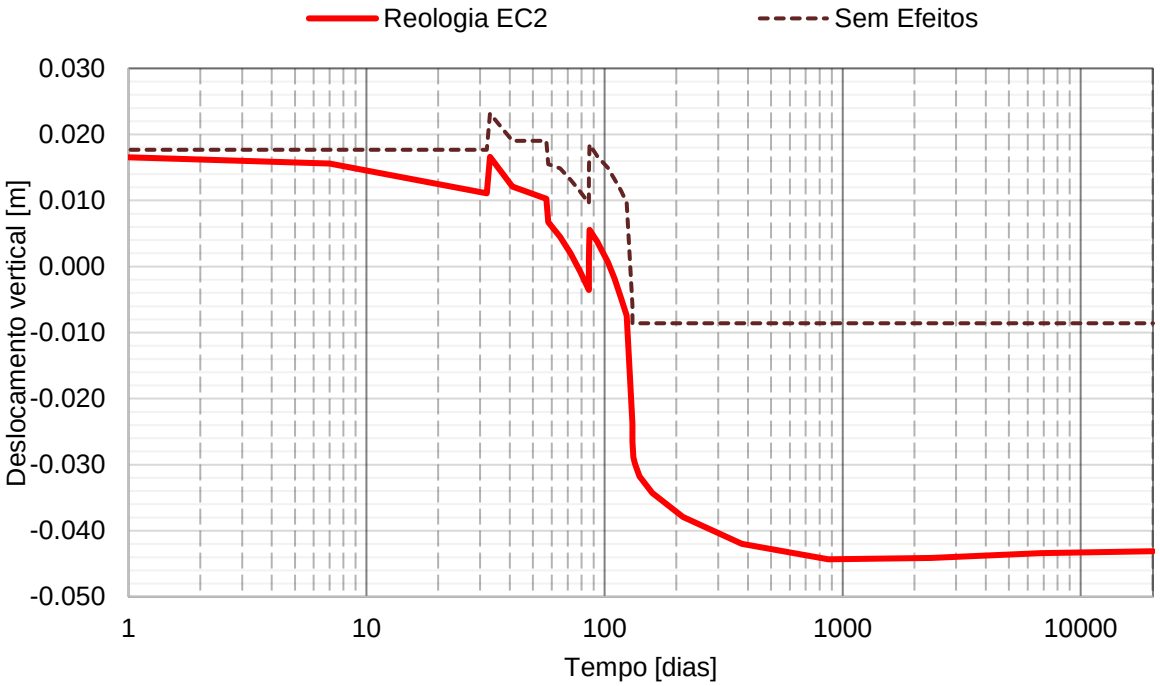


Fig. 5.4 - Variação do deslocamento vertical a meio-vão considerando o cenário da Reologia do EC2.

Como é possível constatar da Fig. 5.4, a não consideração dos efeitos diferidos do betão, fluência e retração, e do fenómeno de relaxação dos cabos de pré-esforço tem um impacto significativo na deformação da estrutura, o que torna imprescindível a consideração destes efeitos na obtenção das contraflechas de construção.

5.3.2. TENSÕES INSTALADAS NA SECÇÃO TRANSVERSAL A MEIO-VÃO

Seguindo a mesma lógica da subsecção anterior, fez-se uma análise da variação das tensões instaladas na secção evolutiva de meio-vão da viga, apresentando-se, nesta subsecção, a previsão numérica para o cenário correspondente à Reologia do EC2. De recordar que para a análise que se apresenta de seguida, foi utilizada a combinação frequente, sendo o foco da análise o entendimento de quais fibras estão mais expostas a um possível fenómeno de descompressão. A evolução tensional a meio-vão para os restantes cenários reológicos estudados encontram-se disponíveis para consulta no Anexo D.

Para facilitar a leitura dos gráficos onde, por vezes, se apresentam as tensões de diferentes fibras no mesmo gráfico, criou-se um código de cores que se pretende ilustrar na Fig. 5.5.

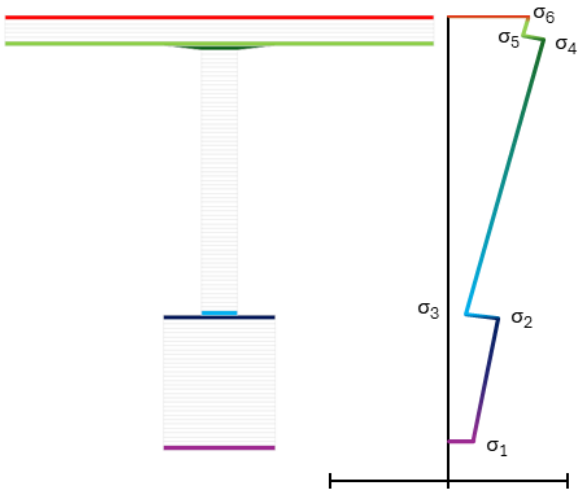


Fig. 5.5 - Código de cor correspondente a cada fibra analisada.

A escolha das fibras a analisar, apresentadas na figura acima, em detrimento de outras, prende-se ao facto de serem as fibras extremas de cada "secção parcial", sendo por isso os extremos máximos e mínimos de tensões de cada uma das fases de betonagem da viga.

A Fig. 5.6 ilustra a evolução das tensões em cada uma das 6 fibras estudadas para a reologia do EC2 e apresenta à direita da mesma o diagrama de tensões instaladas, a tempo infinito, na secção de meio-vão da viga PTB-B.

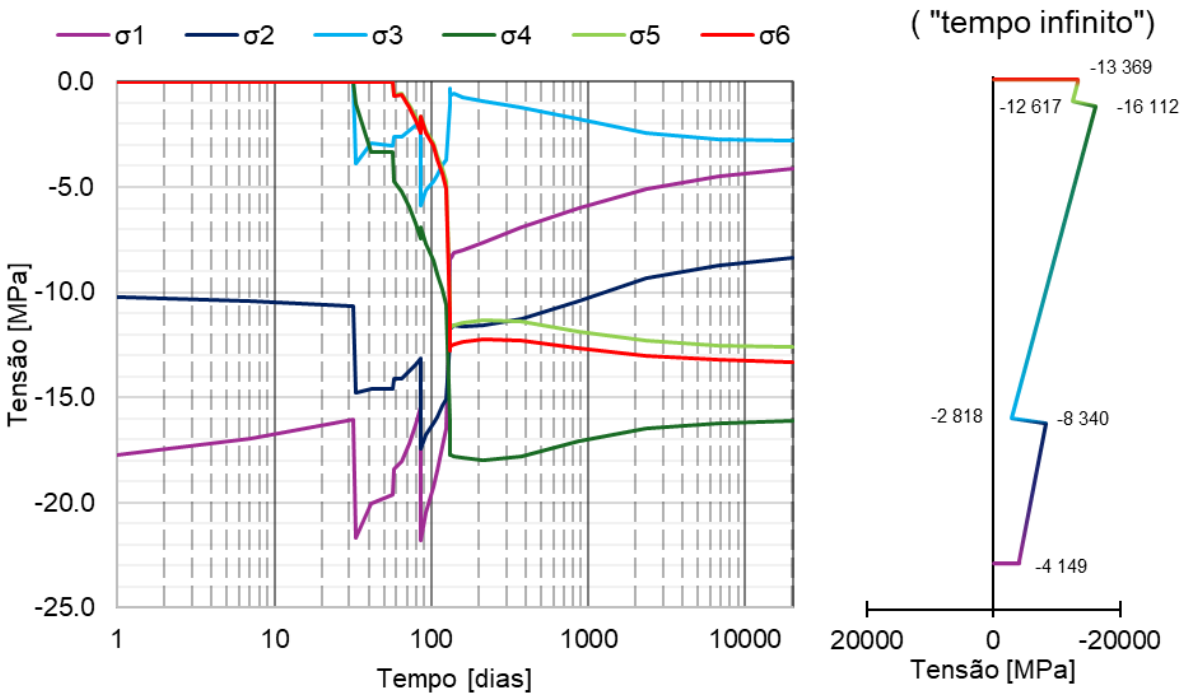


Fig. 5.6 - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para a Reologia do EC2.

Como se constata na figura anterior, apesar de não ser expectável que ocorram tensões de tração na secção central da viga, considerando a evolução reológica do betão definida nas normas europeias, percebe-se que a fibra σ3 é a mais suscetível de experimentar tensões de tração no betão, caso ocorram variações na evolução de fenómenos reológicos, alterações na tensão aplicada nos cabos de pré-esforço ou aumento da carga global a que a viga está sujeita. Também se deteta que, no caso da fibra σ3, é aos 131 dias, data prevista para o fim da obra, que a estrutura apresenta maior risco de tensões de tração, percebendo-se que no caso desta fibra, a evolução reológica ao longo da exploração da obra tende a ser favorável, comprimindo-a. Da mesma figura percebe-se ainda que a evolução reológica do betão, bem como fenómenos associados a perdas de pré-esforço, como a relaxação dos cabos, descomprimem significativamente as fibras da primeira fase de betonagem, sendo a fibra σ1 a menos comprimida de toda a secção a "tempo infinito".

Do gráfico apresentado na Fig. 5.6, apesar do controlo de tensões de compressão máxima apenas ser apresentado mais à frente (uma vez que não é feito para a combinação frequente apresentada), percebe-se, desde já, que é na fibra inferior da secção, σ1, durante o tensionamento dos cabos 5 e 6, e posteriormente nos cabos 7 e 8, que será necessário efetuar o controlo de tensões. A "tempo infinito" tal como seria expectável é a fibra superior da secção a que experimenta maiores tensões de compressão.

Na Fig. 5.7 ilustra-se as tensões na secção a meio-vão para a combinação frequente para as diferentes fases críticas durante a execução da obra, onde se pretende apresentar e quantificar a evolução das tensões nas diferentes fibras da secção.

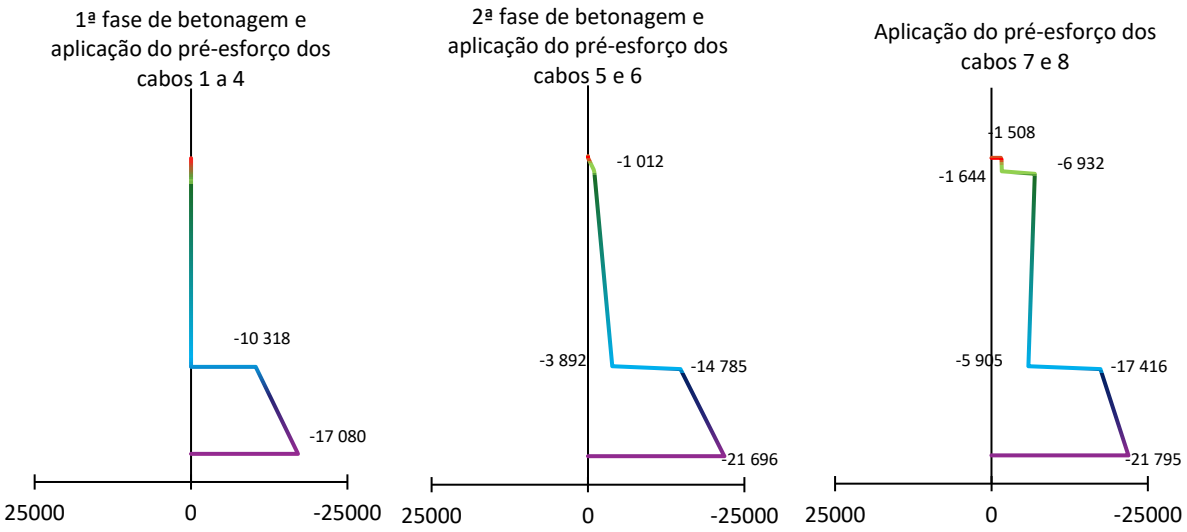


Fig. 5.7 - Diagramas de tensões na secção de meio-vão em diferentes fases para a Reologia do EC2.

Como anteriormente se referiu, as fibras inferiores apresentam tensões de compressão elevadas durante a execução da obra, naturalmente motivado pelo tensionamento dos cabos de pré-esforço. Após a instalação dos últimos 2 cabos de pré-esforço, à medida que se vão executando os pisos superiores do edifício e, consequentemente, adicionando carga, há uma pronunciada descompressão das fibras inferiores e um aumento de compressão nas fibras superiores. No diagrama mais à esquerda na Fig. 5.8 apresentam-se as tensões instaladas no fim da construção onde fica patente o enunciado. Ainda na mesma figura, pretende-se apresentar a variação de tensões durante a exploração da obra, onde se

verifica um ligeiro reequilíbrio de tensões nas fibras fronteiriças, isto é, um incremento de compressão na fibra menos comprimida e uma diminuição na fibra mais comprimida.

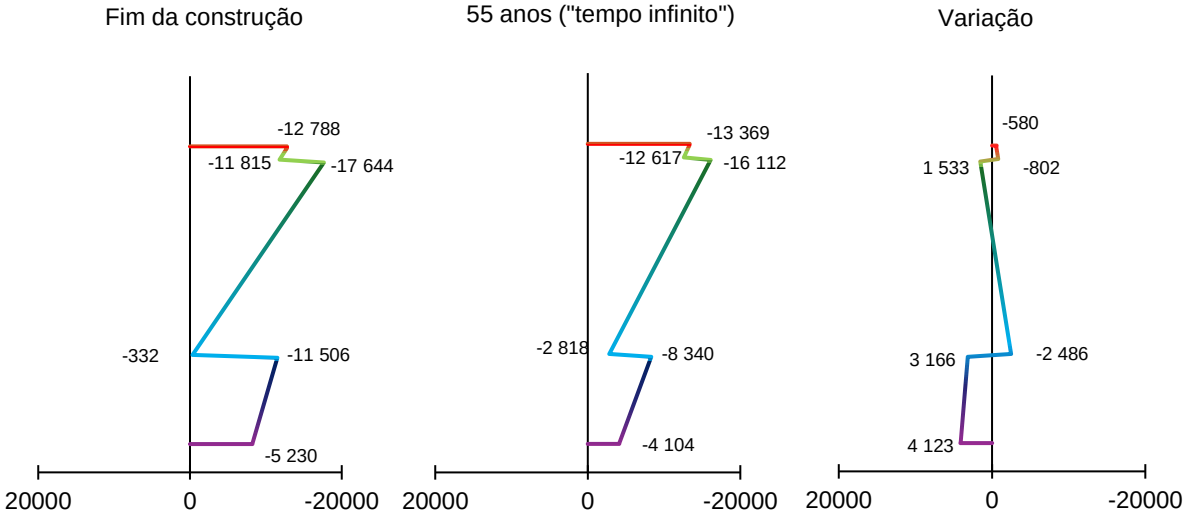


Fig. 5.8 - Diagramas de tensão instalada na secção de meio-vão no início e no fim da fase de exploração para Reologia do EC2.

5.3.3. Perdas de Tensões nos Cabos de Pré-Esforço

Nesta subsecção pretende-se apresentar a estimativa das perdas diferidas na tensão instalada nos cabos de pré-esforço. Os cabos 7 e 8 são excluídos desta análise uma vez que, conforme se referiu anteriormente, foram modelados como cargas equivalentes.

De modo a ter um termo de comparação que permita validar os resultados obtidos através do modelo EVOLUTION, confirmando a correta consideração das perdas por parte do *software*, efetuou-se o cálculo analítico destas perdas conforme o EC2 [5], utilizando a metodologia apresentada no Designer's Guide do EC2 parte 2 [18] e enunciada anteriormente neste trabalho. O resultado desse cálculo apresenta-se no Quadro 5.3 juntamente com o resultado obtido através do EVOLUTION. Apesar de, simplificadamente, se ter contabilizado apenas as perdas nas secções de meio vão e 1/4 de vão, os valores calculados são semelhantes aos resultados obtidos no modelo numérico.

Quadro 5.3 - Percentagem de perdas de tensão nos cabos de pré-esforço a "tempo infinito".

Metodologia	Perda a "tempo infinito"
Analítica	6.98%
EVOLUTION	7.17%

A Fig. 5.9 mostra a evolução das tensões instaladas nos cabos 1 a 6, onde se percebe a notória perda de tensão quando se tensionam os cabos 7 e 8, bem como o ganho de tensão motivado pela aplicação das cargas referentes às restantes cargas permanentes e sobrecargas. Também se verifica que, ao longo do tempo, a evolução das perdas de pré-esforço devidas aos fenómenos reológicos do betão e à relaxação dos cabos vai sendo cada vez menor.

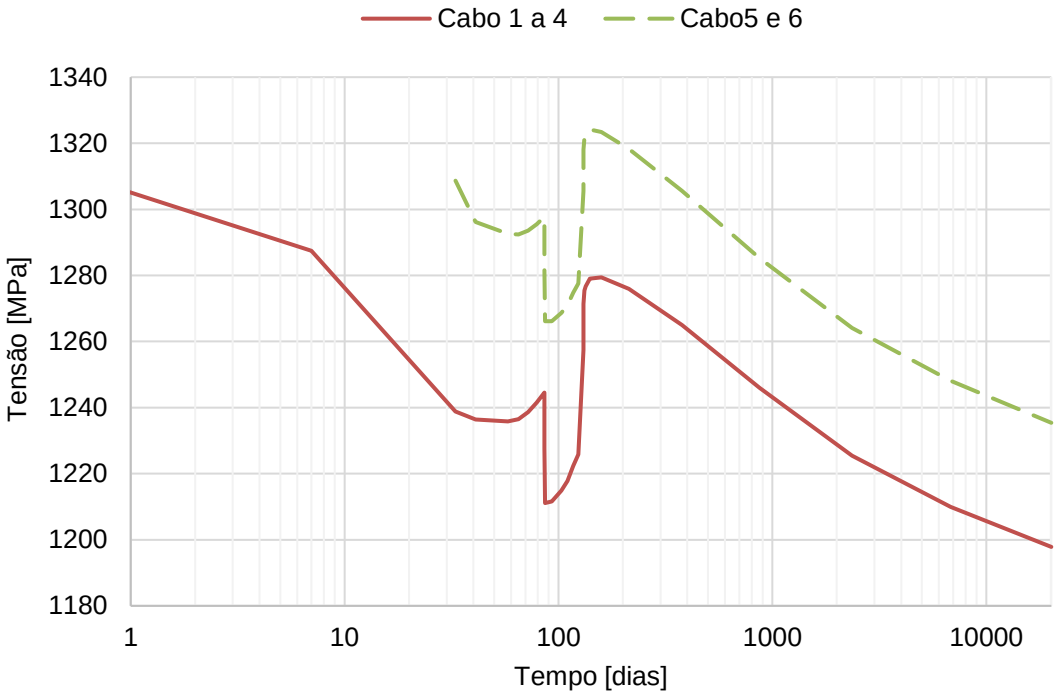


Fig. 5.9 - Perda de tensão nos cabos de pré-esforço ao longo do tempo para a reologia do EC.

5.4. ANÁLISE COMPARATIVA DA RESPOSTA ESTRUTURAL

Nesta secção faz-se uma síntese dos resultados obtidos nas análises paramétricas realizadas, mostrando as principais variações do comportamento estrutural resultantes das alterações efetuadas no modelo. Apresentam-se "gráficos resumo" referentes à resposta da estrutura, nomeadamente para deslocamentos e tensões onde se apresenta e comenta as diferenças causadas pela variação da reologia do betão, das cargas aplicadas, do pré-esforço instalado e do tempo de construção. Os registos da análise aqui apresentada podem ser consultados na íntegra nos anexos deste documento.

Pretende-se ainda tecer algumas reflexões sobre os gráficos apresentados e efetuar considerações sobre o comportamento da estrutura perante a relevância dos fenómenos diferidos.

5.4.1. DESLOCAMENTO VERTICAL A MEIO-VÃO

Em termos de variação dos deslocamentos máximos da viga, mostram-se, nesta subsecção, os aspetos mais relevantes da variação do comportamento diferido do betão, da grandeza das cargas, do valor do pré-esforço instalado nos cabos e do tempo previsto de execução de obra. A análise comparativa de cada um destes cenários será feita sempre com o cenário previsto e apresentado na secção anterior, isto é, a reologia do betão prevista no EC2, a carga estimada, a quantidade de pré-esforço que se pretende instalar e o tempo de execução que a entidade construtora estima ser necessário.

A evolução temporal do deslocamento condicionada pela variação da reologia do EC2 é apresentada na Fig. 5.10. Do gráfico apresentado conclui-se que a retração e a fluência do betão assumem importância semelhante na resposta da viga PTB-B. Ou seja, observa-se que as diferenças "a tempo infinito" entre os cenários de variação da fluência e os cenários de variação da retração não são significativas, mas são relevantes quando comparados com o cenário "Reologia do EC2".

Este tipo de análise permite balizar a variação de deformação expectável em cada momento da obra. Desta forma, poderá ser possível, perceber se eventuais diferenças entre as medições em obra das deformações em determinados pontos estratégicos da viga e os previstos no modelo numérico, se deve a um aumento/diminuição da fluência ou da retração. O modelo criado permite ainda conjugar outras combinações, podendo por processos iterativos tentar obter-se uma resposta semelhante à medida em obra.

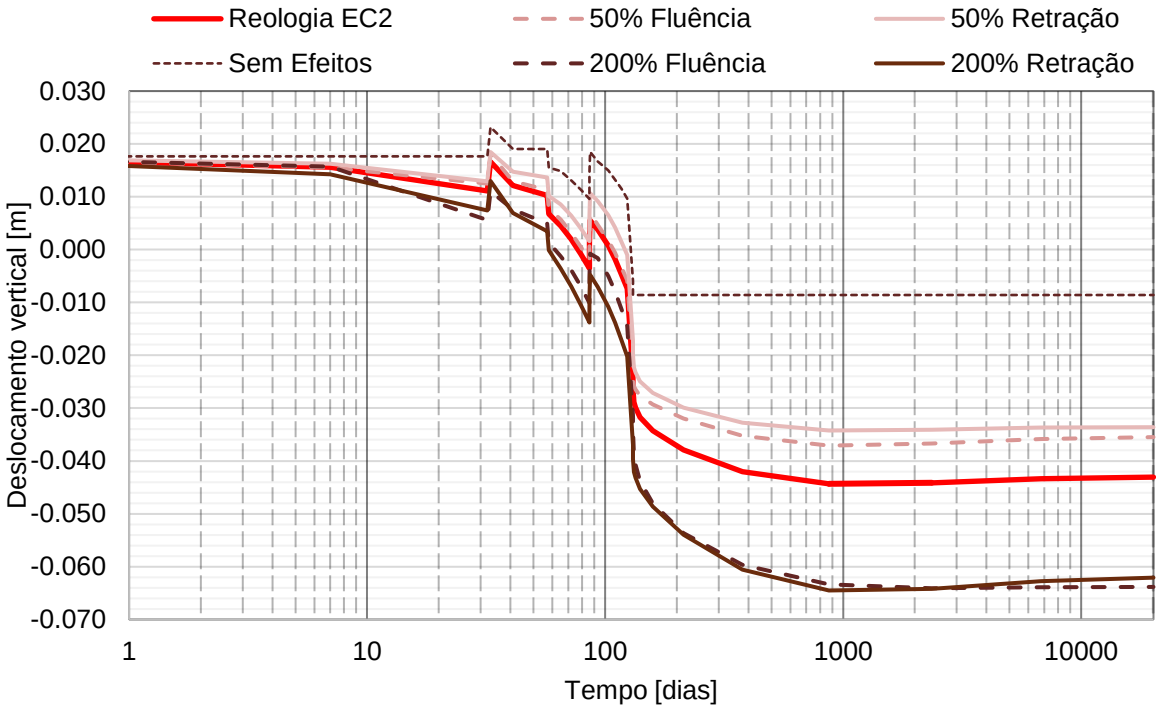


Fig. 5.10 - Evolução do deslocamento vertical a meio-vão para as diferentes variações de reologia estudadas.

O Quadro 5.4 resume numericamente os resultados apresentados no gráfico da Fig. 5.10, mostrando na última coluna a maior variação possível dentro dos cenários estudados, fornecendo a informação útil de que não são expectáveis variações superiores a 3cm, e que esta variação máxima deverá ocorrer durante a exploração da obra.

Quadro 5.4 - Deformação vertical acumulada ao longo do tempo a meio-vão para as diferentes análises reológicas.

Designação	50% FL	50% RT	EC2	200% FL	200% RT	Variação
Pilar	0	0	0	0	0	0
Fase1	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.000
Fase2	0.018	0.018	0.017	0.011	0.013	0.007
CargaR1	0.013	0.015	0.012	0.008	0.007	0.008
Fase3	0.008	0.010	0.007	0.001	0.000	0.010
CargaSCP	0.006	0.009	0.005	-0.001	-0.004	0.012
CargaR3	0.003	0.006	0.002	-0.004	-0.007	0.013
CargaR4	0.001	0.004	-0.001	-0.007	-0.010	0.014
CargaR5	-0.002	0.002	-0.004	-0.010	-0.014	0.015
Cabo7	0.003	0.006	0.001	-0.005	-0.009	0.015
Cabo8	0.007	0.011	0.006	-0.001	-0.005	0.015
CargaR6	0.005	0.009	0.004	-0.002	-0.007	0.016
CargaR7	0.002	0.006	0.001	-0.005	-0.011	0.017
CargaR8	-0.001	0.004	-0.002	-0.008	-0.014	0.018
CargaR9	-0.003	0.001	-0.005	-0.011	-0.017	0.019
CargaRoof	-0.006	-0.001	-0.007	-0.014	-0.020	0.019
RCP	-0.022	-0.017	-0.024	-0.031	-0.037	0.020
SOBRECARGAS	-0.025	-0.020	-0.027	-0.034	-0.040	0.020
30 dias de Exploração	-0.029	-0.027	-0.034	-0.048	-0.049	0.022
80 dias de Exploração	-0.032	-0.030	-0.038	-0.054	-0.054	0.024
2 Anos de Exploração	-0.037	-0.034	-0.044	-0.063	-0.065	0.030
6 Anos de Exploração	-0.037	-0.034	-0.044	-0.064	-0.064	0.030
18 Anos de Exploração	-0.036	-0.034	-0.043	-0.064	-0.063	0.030
55 Anos de Exploração	-0.035	-0.034	-0.043	-0.064	-0.062	0.030

Os gráficos seguintes facilitam a interpretação da variação dos deslocamentos a “tempo infinito” devido à variação da fluência e retração, Fig. 5.11 e Fig. 5.12, respetivamente.

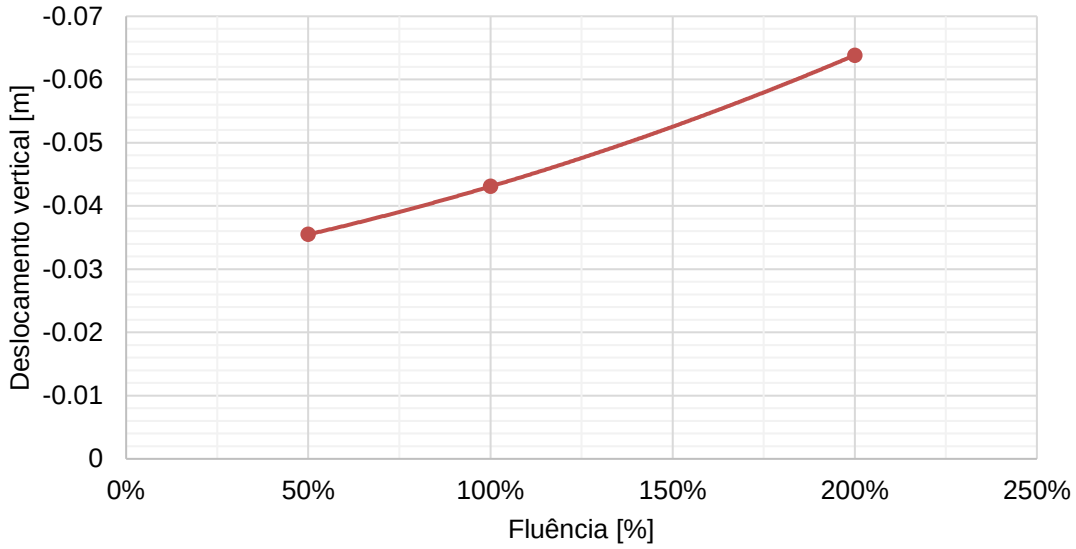


Fig. 5.11 - Variação do deslocamento vertical esperado a "tempo infinito" na secção a meio-vão em função da variação da fluência consideradas.

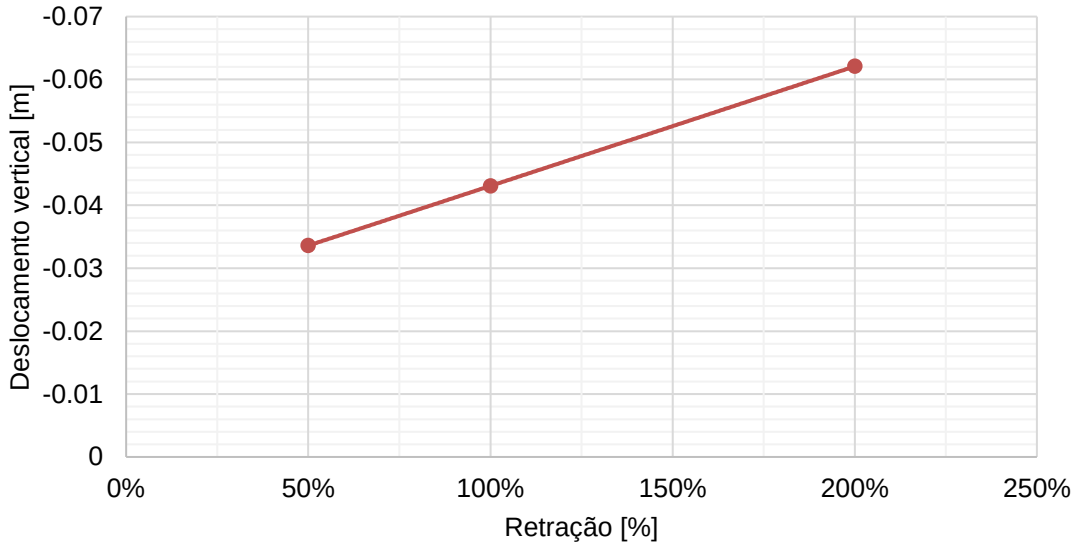


Fig. 5.12 - Variação do deslocamento vertical esperado a "tempo infinito" na secção a meio-vão em função da variação de retração.

De seguida apresentar-se-ão figuras idênticas às anteriores, dedicadas à exposição da variação do comportamento da deformada a meio-vão devido à alteração da quantidade de cargas aplicadas na viga PTB-B.

Da Fig. 5.13, onde se mostra a evolução temporal da deformação para os cenários de mais 10% e menos 10% de carga, percebe-se que a variação de cargas representa uma variação significativa na deformação que é crescente durante a construção da obra em resultado da quantidade de carga aplicada na estrutura.

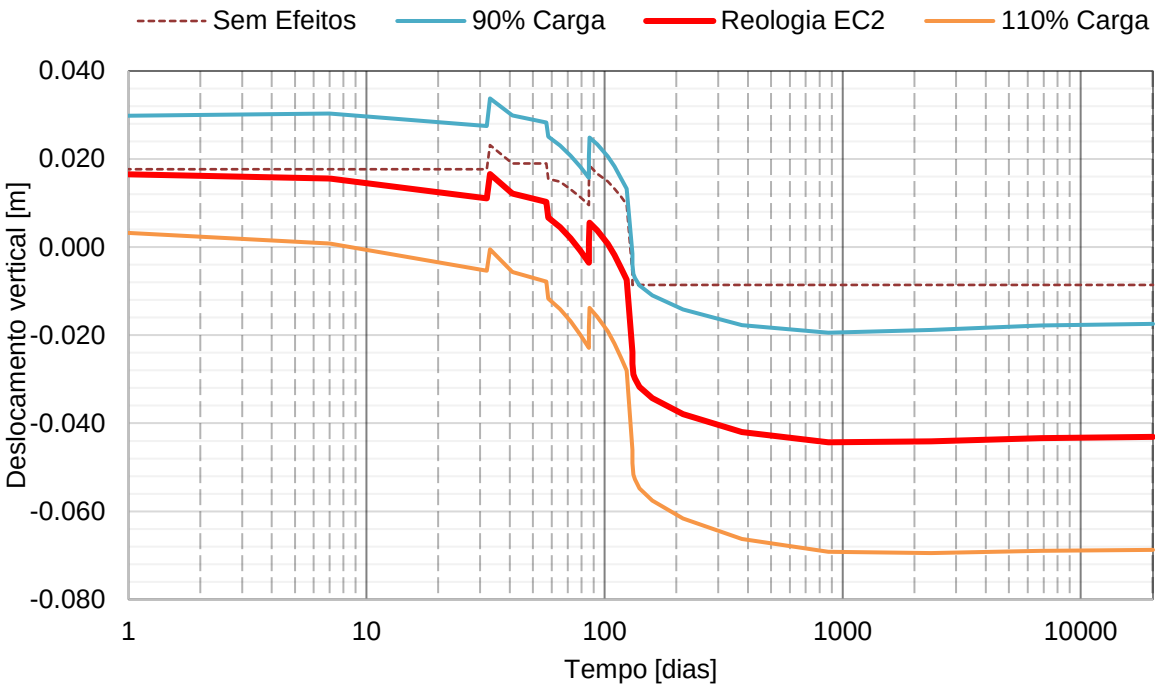


Fig. 5.13 - Evolução do deslocamento vertical a meio-vão para as diferentes variações de carga estudadas.

O gráfico apresentado na Fig. 5.14 facilita a interpretação da variação dos deslocamentos a "tempo infinito" devido à variação de carga, onde se deteta que uma variação de 10% da carga total provoca uma variação de quase 60% na deformação vertical a meio-vão constatando-se uma grande sensibilidade da deformação da estrutura a pequenas variações de carga.

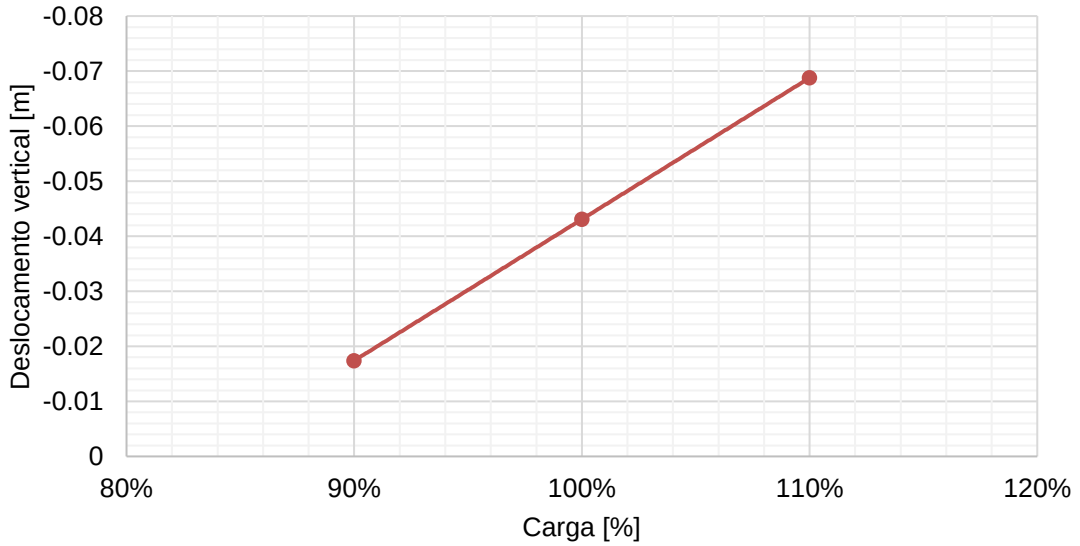


Fig. 5.14 - Variação do deslocamento vertical esperado a "tempo infinito" na secção a meio-vão em função da variação de cargas.

Em relação à quantidade de tensão inicial aplicada nos cabos de pré-esforço, procurou-se perceber a sensibilidade da viga PTB-B em relação a esta variação. Na Fig. 5.15 mostra-se a evolução temporal do deslocamento vertical a meio-vão condicionado pela variação de pré-esforço aplicado, de onde se deteta que a variação da deformação é mais ao menos constante ao longo do tempo perante estes cenários. Para além disso, percebe-se que a variação da deformação que a viga sofre é praticamente linear, percebendo-se do gráfico que o dobro da diminuição da tensão aplicada provoca o dobro da variação da deformação a meio-vão.

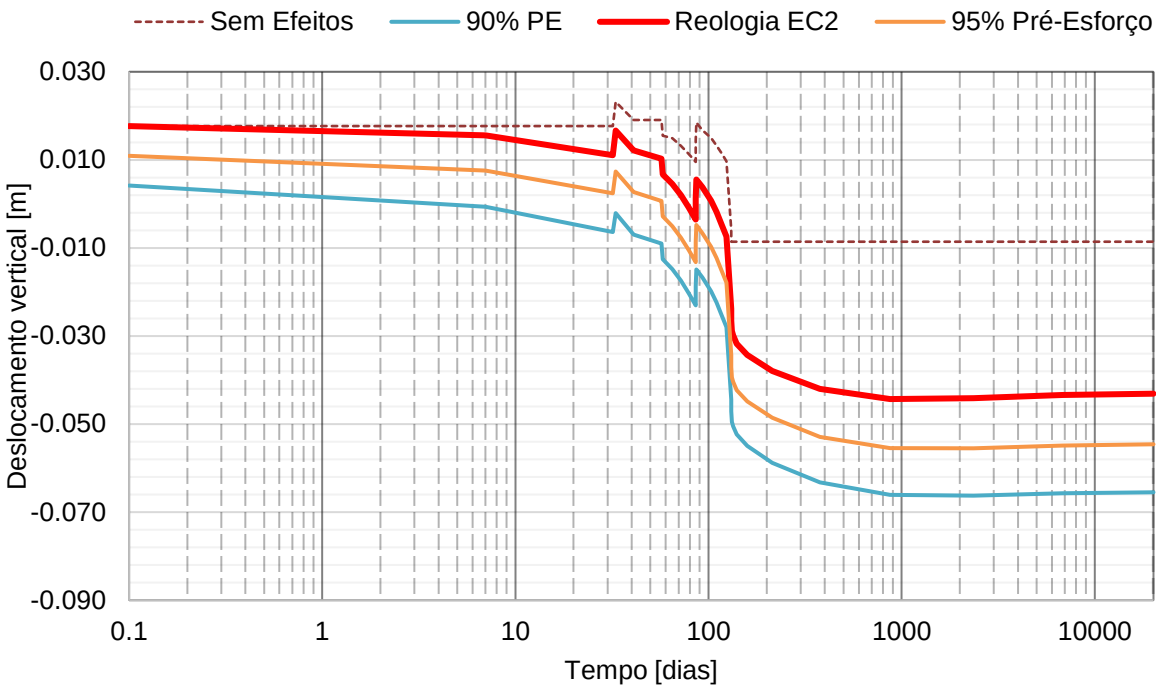


Fig. 5.15 - Evolução do deslocamento vertical a meio-vão para diferentes tensões de pré-esforço instaladas.

A "tempo infinito", consegue-se identificar bem este comportamento, concluindo-se que por cada 5% de défice na tensão inicial aplicada nos cabos se verifica uma variação da deformação vertical a meio-vão da ordem de 1,1cm, ou seja, um aumento de 27% face ao valor inicial, conforme se representa na Fig. 5.16. Assim se demonstra a especial importância deste parâmetro no comportamento da estrutura.

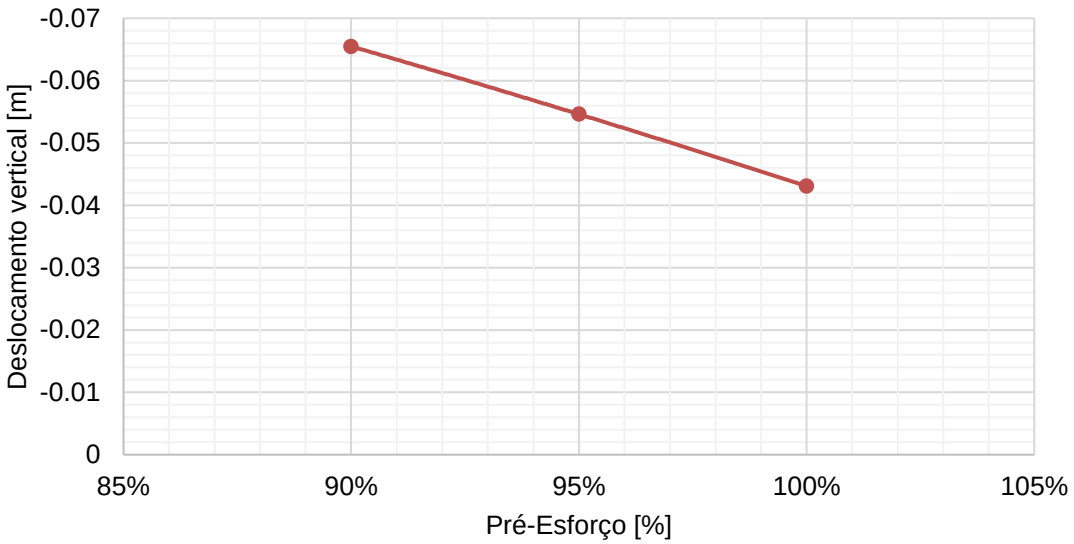


Fig. 5.16 - Variação do deslocamento vertical esperado a "tempo infinito" na secção a meio-vão em função da variação da tensão de pré-esforço instalada.

Por último, apresenta-se na Fig. 5.17 a evolução temporal do deslocamento vertical da secção de meio-vão condicionada pela variação do tempo de execução da obra, onde se constata que a estrutura que materializa a viga PTB-B não apresenta grande sensibilidade a variações desta ordem.

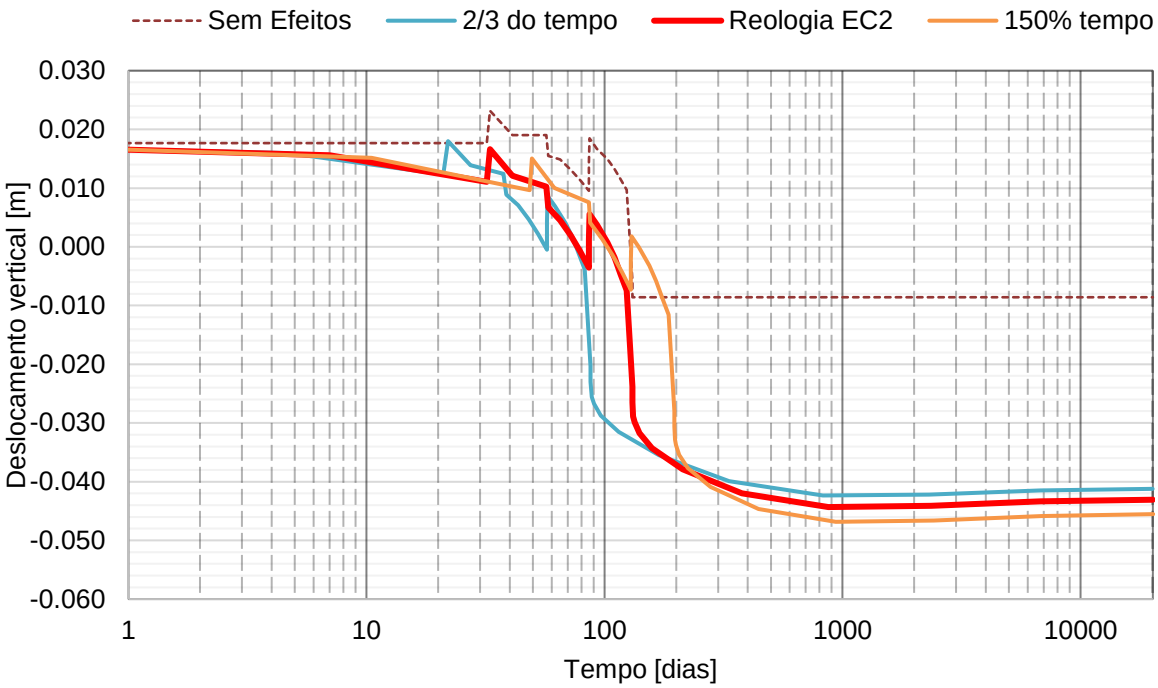


Fig. 5.17 - Evolução do deslocamento vertical a meio-vão para diferentes tempos de execução da obra.

A “tempo infinito” a variação da deformação é praticamente nula, na ordem dos 2mm, verificando-se uma linha praticamente horizontal no gráfico da Fig. 5.18. Demorar apenas 2/3 do tempo previsto representa uma variação de cerca de 4mm em relação a demorar mais 50% do tempo estimado. Daqui se conclui que a sensibilidade da estrutura a eventuais atrasos ou avanços na execução da obra não é particularmente relevante quando comparado com a variação de outros parâmetros aqui apresentados.

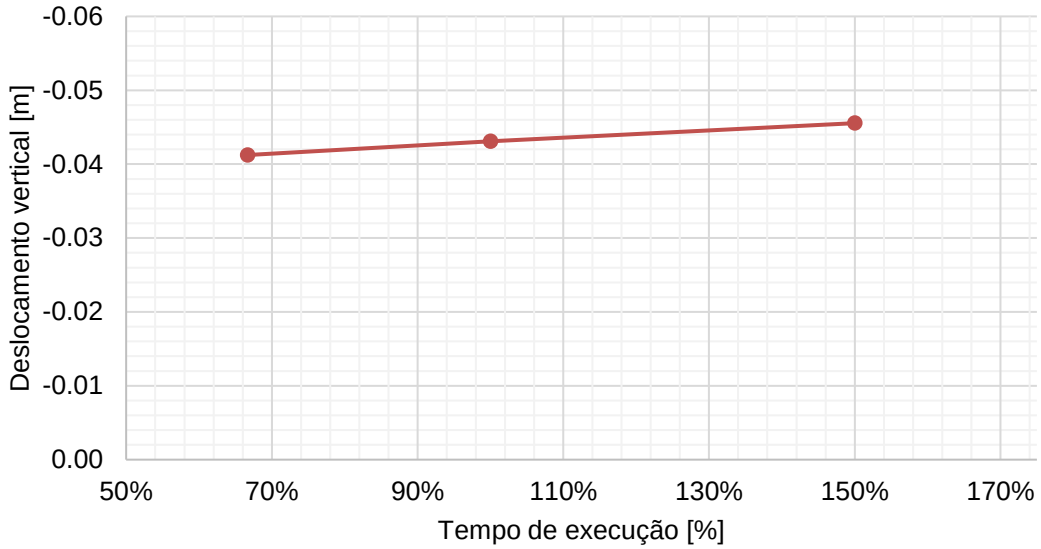


Fig. 5.18 - Variação do deslocamento vertical esperado a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função do tempo de execução da obra.

No gráfico da Fig. 5.19 expõe-se a deformada vertical global final (a “tempo infinito”) da viga PTB-B para as análises apresentadas nesta subsecção, onde certamente saltará à vista do leitor o desfasamento e sensibilidade do comportamento da viga face à não consideração dos efeitos reológicos característicos deste tipo de estruturas, bem como a enorme sensibilidade desta estrutura face a pequenas variações percentuais de carga aplicada ou à diminuição da tensão instalada nos cabos de pré-esforço. A par disso, percebe-se que, assumindo não ser expectável a simultaneidade dos piores cenários de cada uma das variações estudadas, a variação da flecha máxima não será superior a 4cm e que, em nenhum ponto da viga, será superior a 7cm o que significa flechas inferiores a $l/671$.

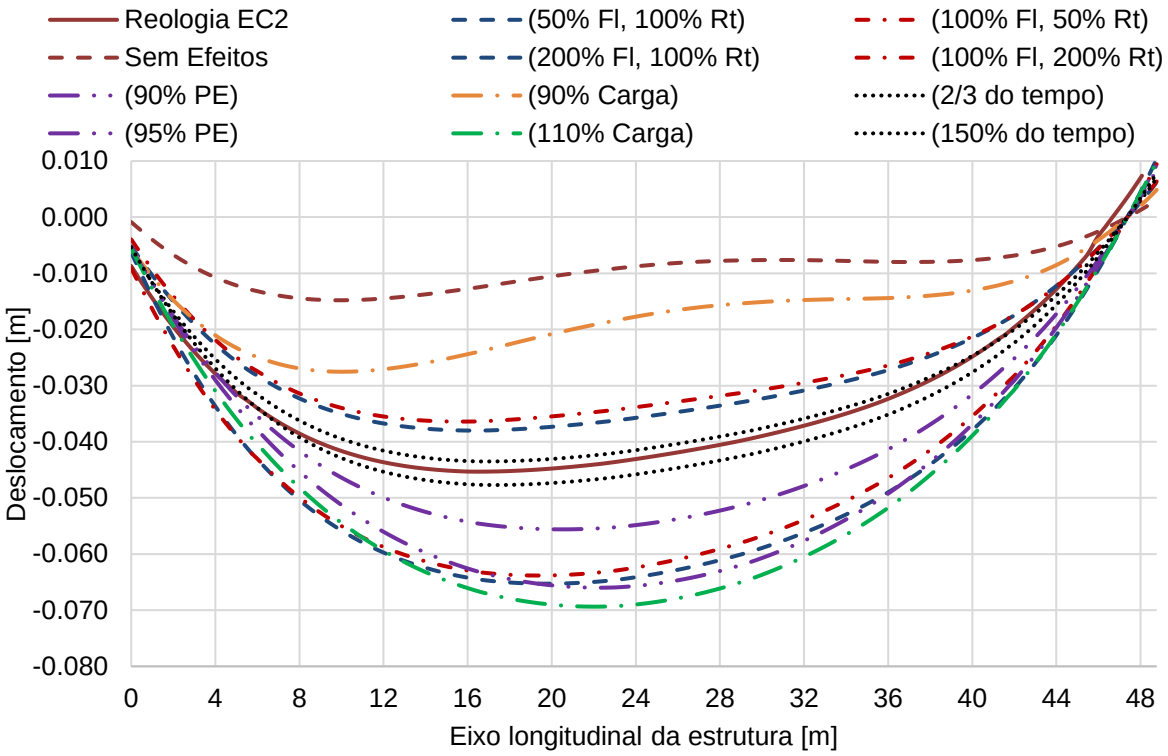


Fig. 5.19 - Deformações verticais ao longo da viga a "tempo infinito" para os diferentes casos estudados.

5.4.2. TENSÕES INSTALADAS A MEIO-VÃO

De modo análogo à subsecção anterior, nesta subsecção analisa-se o comportamento da viga pré-esforçada mas agora em termos tensionais. Assim, resume-se e comenta-se a variação das tensões instaladas a meio-vão da viga em resultado das alterações introduzidas no modelo de cálculo de forma representar os cenários atrás descritos. Numa primeira fase avalia-se, para a combinação frequente, a possibilidade de ocorrer descompressão em determinados momentos da vida da obra. Posteriormente, realiza-se o controlo das tensões de compressão máximas quer para o cenário expectável apresentado, quer para o cenário mais desfavorável identificado na análise paramétrica.

5.4.2.1. Controlo da descompressão.

Na Fig. 5.20 apresenta-se o diagrama de tensões instaladas na secção transversal de meio-vão para os diferentes cenários de reologia estudados, onde se deteta que na fibra inferior a diminuição da retração para 50% é a que impõe maiores compressões e, em ordem inversa, é a duplicação da fluência que traduz menores compressões e ainda que a fibra superior, a “tempo infinito”, perante a variação dos fenómenos reológicos, não apresenta sensibilidade relevante.

Também na Fig. 5.20 é possível constatar que, nas fibras intermédias, betonadas na segunda fase de execução da obra, há uma alteração na resposta devido à variação dos fenómenos reológicos, fazendo com que, contrariamente ao que se verifica para as fibras da primeira fase de betonagem, as tensões instaladas na secção a meio-vão da viga PTB-B, devido ao aumento para o dobro da retração, sejam semelhantes às motivadas pela redução da fluência para metade. O mesmo se verifica no caso inverso.

Daqui se antecipa que, para o cenário "extremo" de variação conjunta de o dobro da retração e metade da fluência, poderão ocorrer tensões de tração na fibra inferior da segunda fase de betonagem (σ3), fazendo deste o ponto crítico da secção transversal quanto à verificação da descompressão do betão. O mesmo se pode dizer de um cenário "extremo" de variação conjunta de o dobro tanto da retração quanto da fluência para a fibra inferior da secção final (σ1).

Quanto à compressão máxima que se prevê ser possível de ocorrer nos diferentes cenários reológicos, percebe-se que é na fibra superior da segunda fase de betonagem que a secção estará sujeita a maiores compressões e que estas não apresentam grandes variações, devido à variação dos fenómenos reológicos, quando comparado com outras fibras da secção.

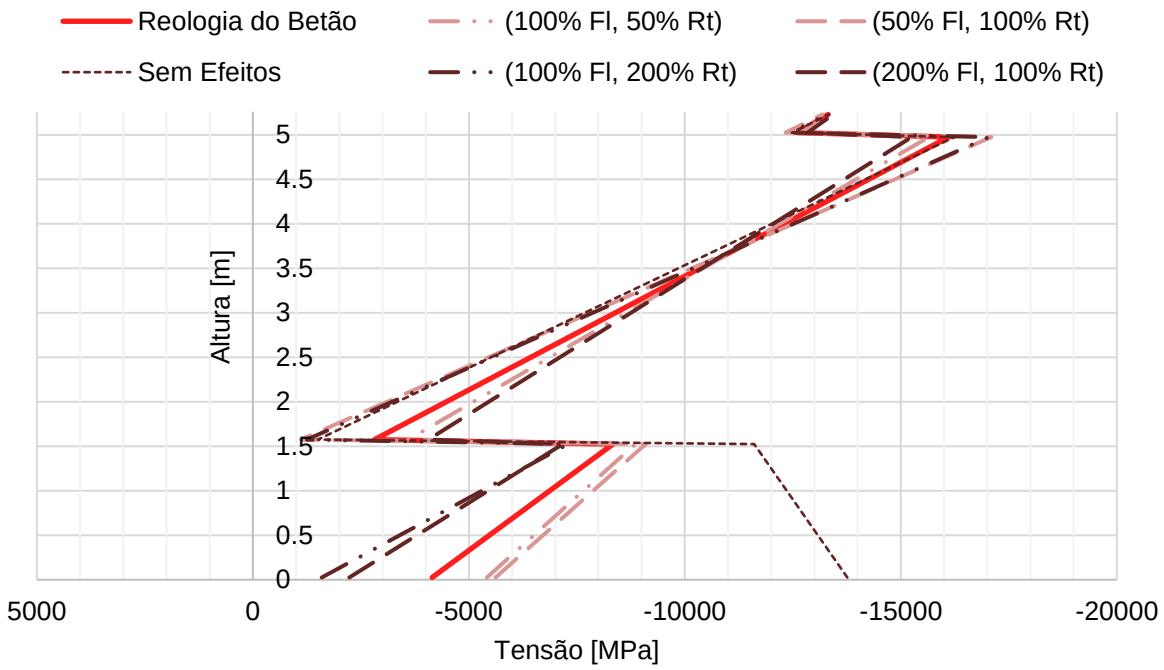


Fig. 5.20 - Efeito da variação da Reologia do EC2 nas tensões instaladas na secção a meio-vão a "tempo infinito".

Nas figuras seguintes apresenta-se, para "tempo infinito", a variação das tensões instaladas em cada uma das fibras analisadas, perante a variação da fluência (Fig. 5.21) e a variação da retração (Fig. 5.22), onde se reforça o já observado anteriormente, isto é, são as fibras inferiores que apresentam maior sensibilidade perante os fenómenos reológicos.

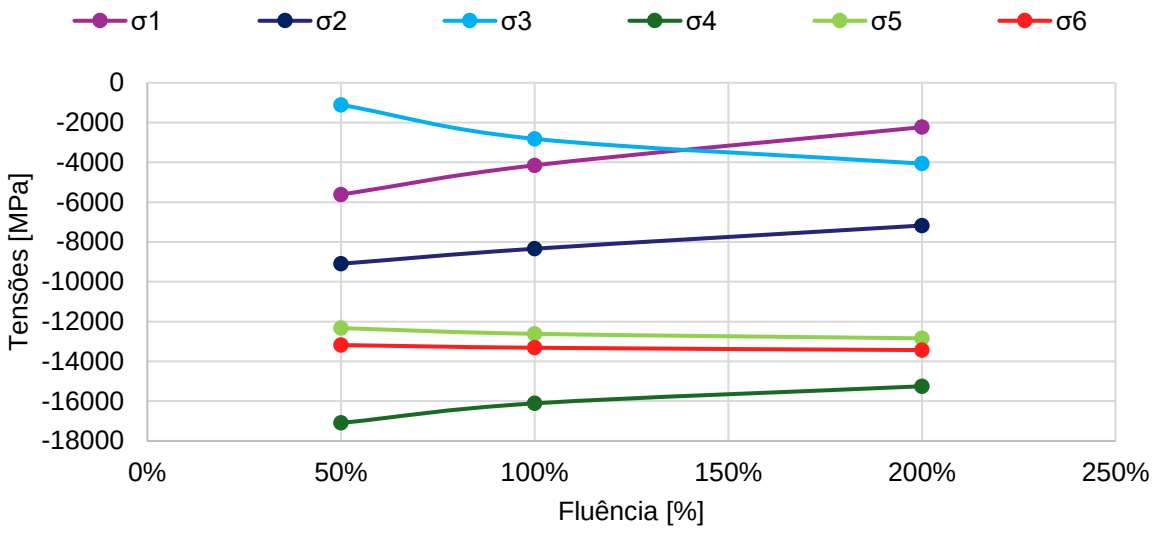


Fig. 5.21 - Variação da tensão instalada nas diferentes fibras a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação da fluência.

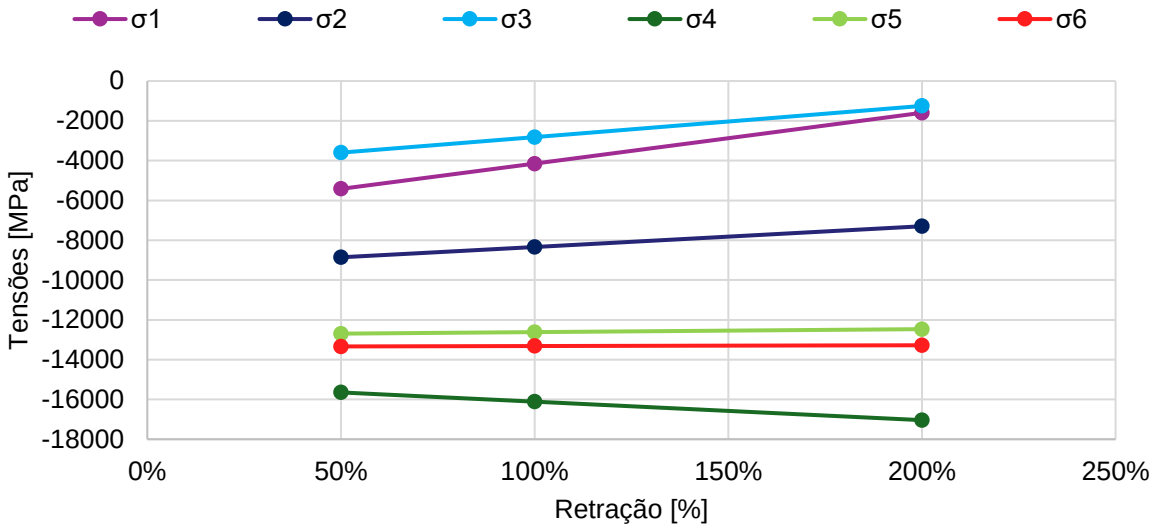


Fig. 5.22 - Variação da tensão instalada nas diferentes fibras a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação da retração.

Apesar desta análise a “tempo infinito”, tal como se constatou na secção anterior, o fim da vida útil não representa o instante mais desfavorável para todas as fibras da secção, pelo que, de forma a evitar eventuais desconsiderações de outros momentos quer da execução da obra, quer durante a exploração que possam ser mais críticos, analisou-se e apresenta-se de seguida a evolução temporal das tensões instaladas em cada fibra analisada, tecendo-se breves comentários que se considerem relevantes.

Na Fig. 5.23, referente à evolução das tensões na fibra σ1, enunciada no início da subsecção 5.3.2, percebe-se que, durante a fase de construção, é a variação da fluência que poderá motivar maiores variações de tensões e que o aumento/diminuição da retração não apresenta grande impacto na tensão

instalada na fibra inferior da secção. Durante a fase de exploração da obra, há um aumento de influência da retração na resposta da estrutura. Verifica-se que, a "tempo infinito", aumentar o efeito da retração em 100% provoca, para esta gama de tensões instaladas, uma diminuição da tensão de compressão em 60%. Assinala-se também o facto de que variar de forma independente a fluência ou a retração em ordens de grandeza equivalentes (o gráfico apresenta os cenários de duplicar ou reduzir para metade) traduz-se em evoluções tensionais do mesmo tipo.

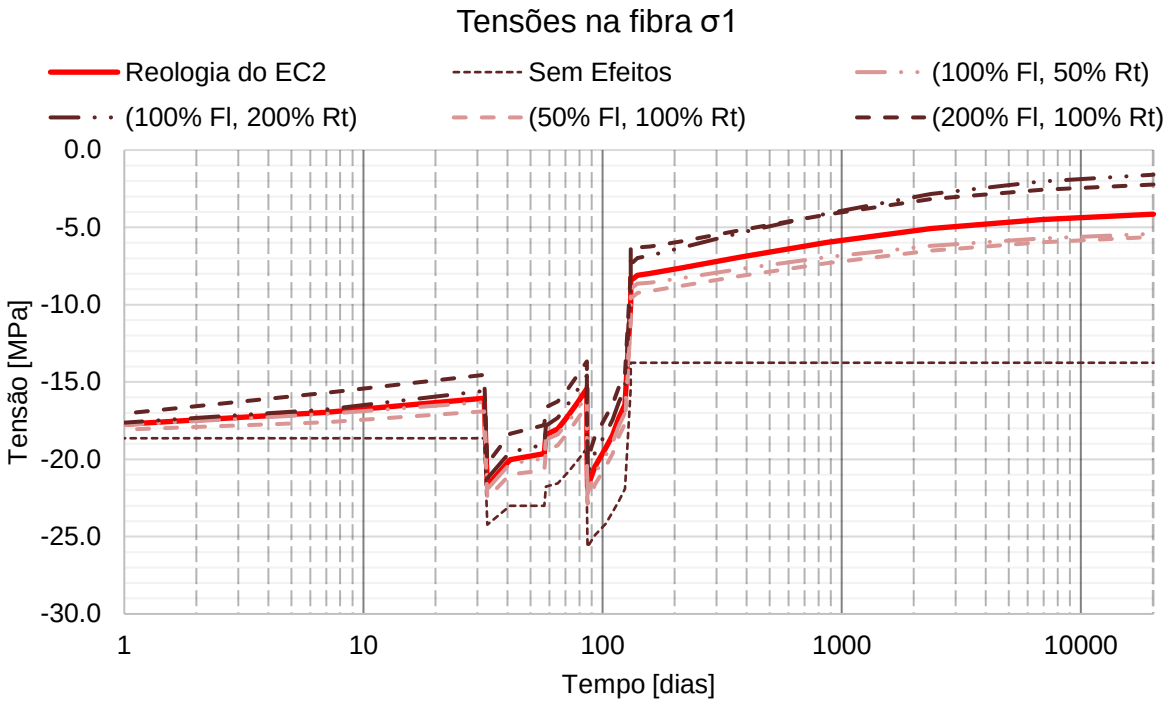


Fig. 5.23 - Tensões instaladas na fibra σ1 mediante a variação da Reologia do EC2.

No caso da fibra σ2, verifica-se com auxílio do gráfico da Fig. 5.24 que a variabilidade dos fenómenos reológicos tem um menor impacto na variação das tensões, do que na fibra anterior. Constata-se que a "tempo infinito" a duplicação do efeito da fluência provoca uma variação inferior a 15% na tensão de compressão instalada na fibra. Durante a execução da obra, a influência dos efeitos diferidos é pouco relevante, ocorrendo um ligeiro aumento do seu impacto após o fim da construção. É também possível verificar que tanto na fase de construção como durante a exploração da obra, há uma inversão, ainda que ligeira, do efeito provocado pela alteração da retração. Assim, no momento imediatamente após o fim da construção, a duplicação do efeito de retração provoca um aumento da compressão na fibra em análise em relação à tensão instalada para a reologia do EC2 e ao longo do tempo de exploração, há uma diminuição da tensão de compressão, tornando a fibra menos comprimida do que para a reologia do EC2. O inverso ocorre com a redução para metade do efeito da retração. Esta constatação é relevante pois, apesar de a "tempo infinito" o sentido da influência dos dois fenómenos reológicos ser igual, ao longo da vida da obra isso nem sempre se verifica.

Também se verifica uma menor diferença entre o pico de maior e menor compressão da fibra, não havendo uma variação superior a 10MPa ao longo da obra, inferior ao verificado na fibra anterior onde a diferença é superior a 15MPa.

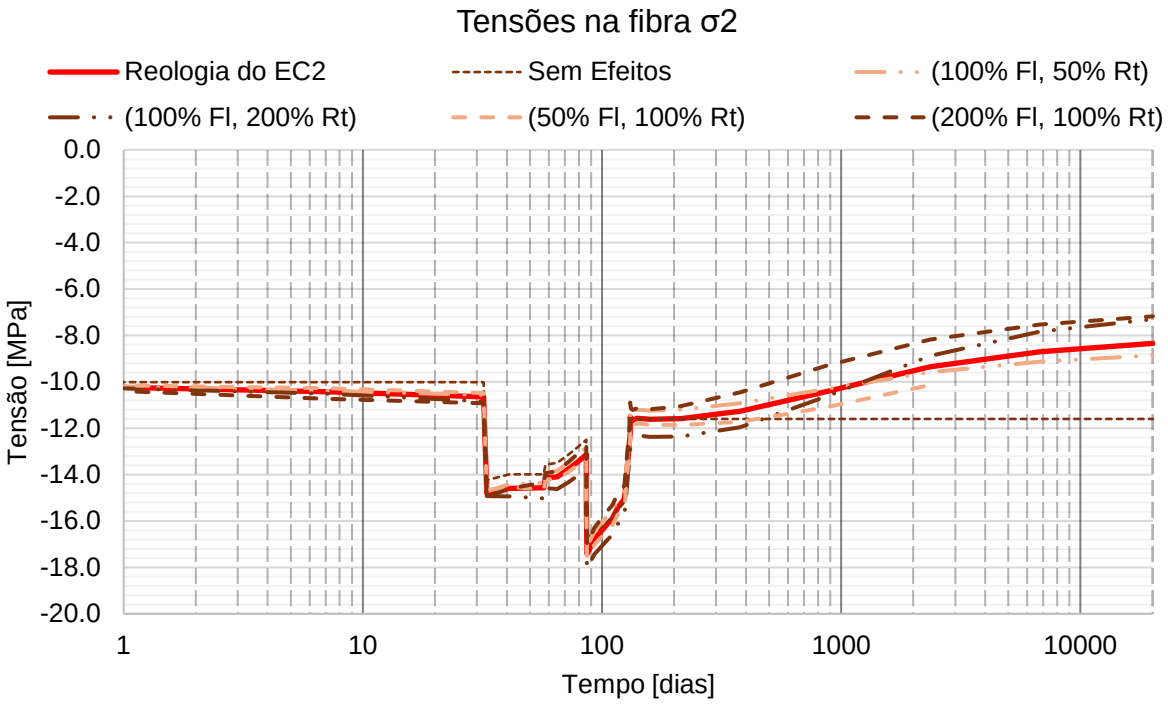


Fig. 5.24 - Tensões instaladas na fibra σ2 mediante a variação da Reologia do EC2.

Tal como já se referiu, a fibra σ3 é a que está sujeita a menores compressões, tendo-se mencionado que a "tempo infinito", uma redução do fenómeno da fluência ou um aumento da retração poderia implicar que se instalassem tensões de tração nesta fibra. Além disso, na secção anterior, alertou-se para o facto de o instante crítico para o controlo tensional desta fibra ser no início da exploração da obra e não a "tempo infinito", onde se confirmou que para a reologia esperada se verificava o estado limite de descompressão. Isto ocorre, porque neste caso particular, os efeitos diferidos conduzem a uma compressão da fibra e não a uma descompressão como verificado nas fibras anteriores.

Como se visualiza na Fig. 5.25, durante os primeiros anos de exploração da obra, a fibra poderá estar sujeita a tensões de tração caso haja um aumento da retração ou uma diminuição da fluência. Verifica-se também durante todo o processo evolutivo que as variações dos efeitos em estudo têm um enorme impacto. A título de exemplo, verifica-se que no início da exploração da obra, a duplicação da retração implica grandes variações relativas na tensão esperada, podendo, mesmo, ocorrer a descompressão. Este comportamento justifica-se pelo facto de esta fibra apresentar tensões instaladas próximas de zero no cenário reológico do EC2.

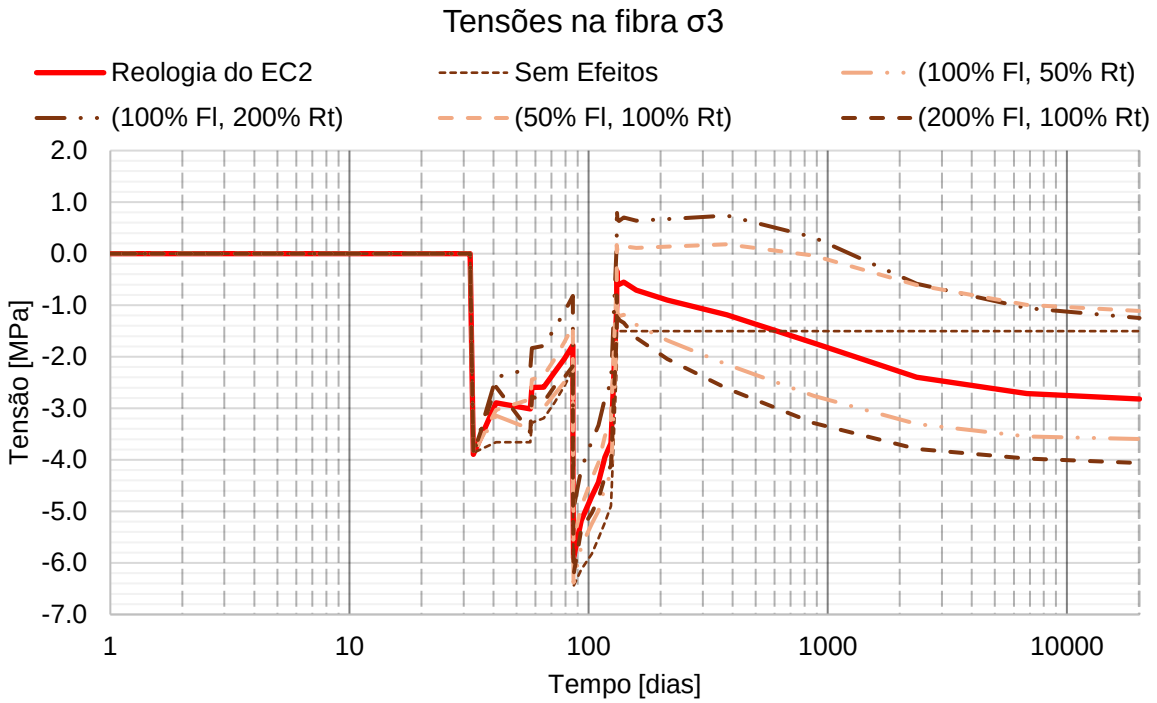


Fig. 5.25 - Tensões instaladas na fibra σ3 mediante a variação da Reologia do EC2.

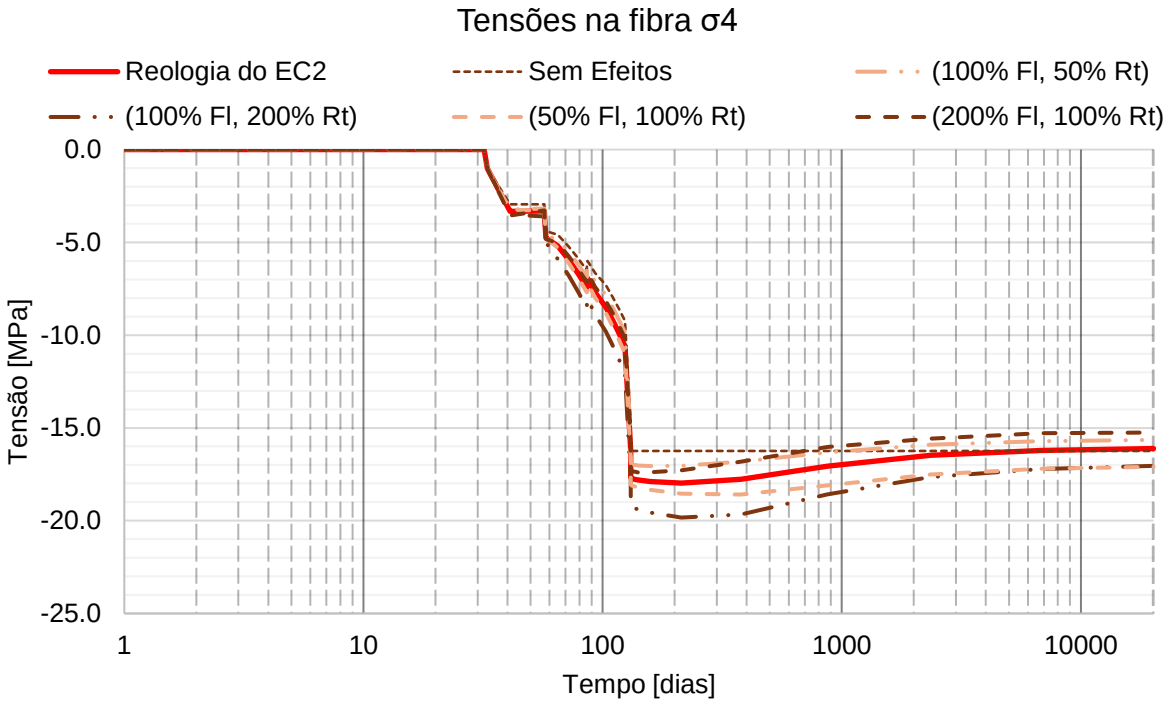


Fig. 5.26 - Tensões instaladas na fibra σ4 mediante a variação da Reologia do EC2.

Por sua vez, na fibra σ4 (fibra superior da segunda fase de betonagem) verifica-se pouco impacto dos efeitos dos fenómenos reológicos durante todo o processo evolutivo, exceção feita no início da exploração da obra onde o aumento da retração para o dobro provoca um aumento de 10% na tensão de compressão da fibra. Durante a exploração da obra a tensão instalada tende, como seria de esperar, a evoluir no sentido da descompressão, aproximando-se da resposta instantânea sem efeitos diferidos.

As fibras da última fase de betonagem, fibra σ5 (Fig. 5.27) e fibra σ6 (Fig. 5.28) apresentam variações de tensão bastante semelhantes ao longo de toda a construção. O mesmo se verifica durante a exploração da obra, onde a evolução das tensões é idêntica, mas desfasada em cerca de 1 MPa, isto é, a fibra superior (σ6) está, ao longo do tempo, cerca de 1 MPa mais comprimida do que a fibra inferior da terceira fase (σ5).

Durante a exploração, constata-se, numa primeira fase, uma ligeira diminuição da compressão das fibras que, devido aos fenómenos reológicos, tende a desaparecer, voltando as tensões instaladas a aproximar-se das observadas no instante correspondente ao fim da construção.

Em suma, tal como já verificado na análise da fibra σ4, denota-se também que as fibras superiores da secção transversal em estudo são bastante menos sensíveis ao efeito da variação dos fenómenos reológicos do que as fibras mais inferiores, tendendo as primeiras, a "tempo infinito" para níveis de tensão idênticos aos obtidos caso não se considere os efeitos diferidos.

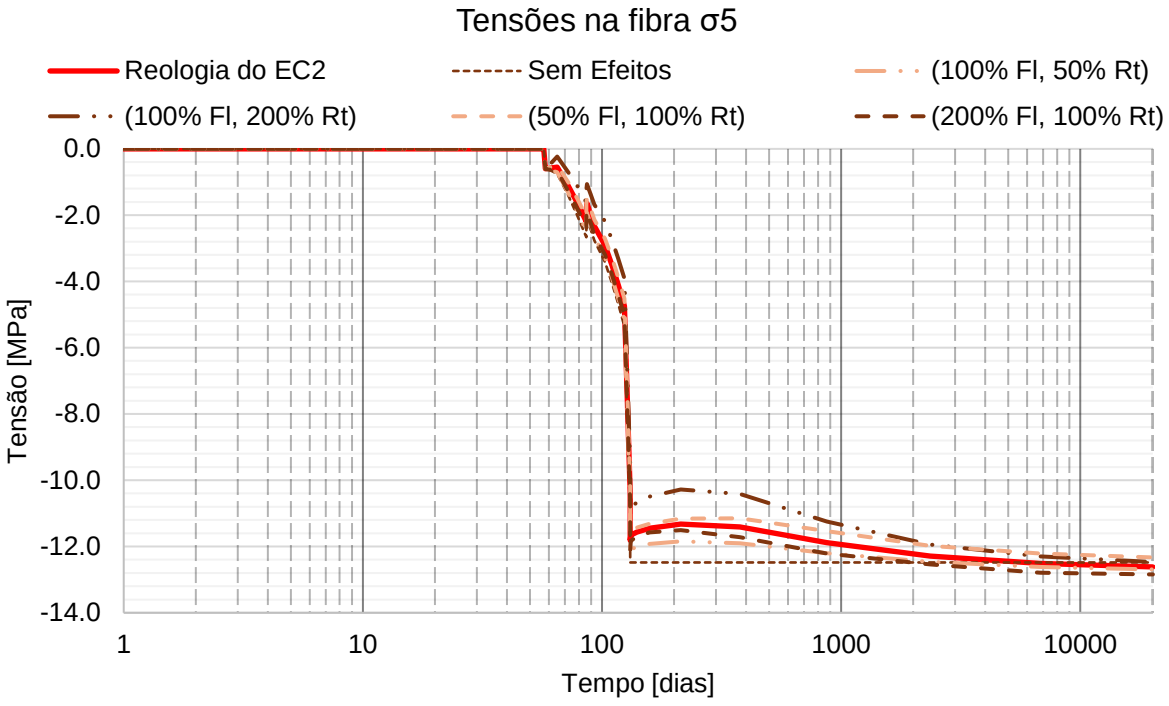


Fig. 5.27 - Tensões instaladas na fibra σ5 mediante a variação da Reologia do EC2.

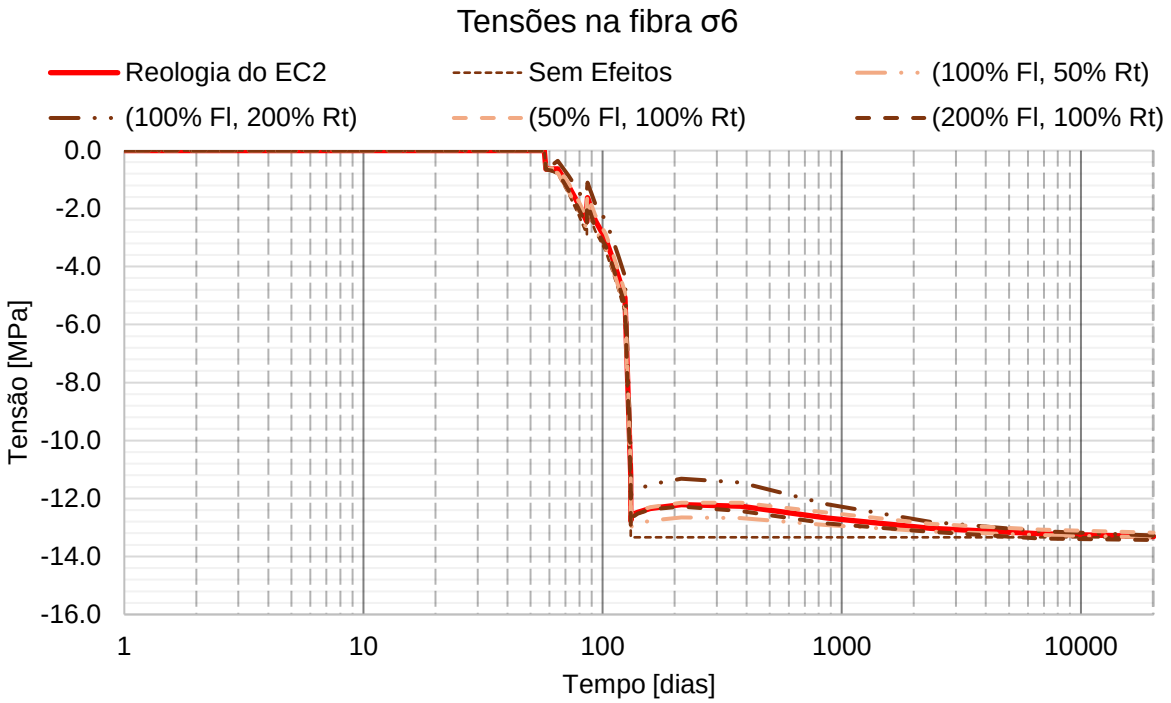


Fig. 5.28 - Tensões instaladas na fibra σ6 mediante a variação da Reologia do EC2.

De forma análoga ao apresentado na subsecção anterior, apresentar-se-á de seguida a influência dos restantes cenários analisados, desta vez, nas tensões instaladas na secção transversal a meio-vão, seguindo a mesma metodologia apresentada para a influência dos fenómenos reológicos.

Com o intuito de não sobrecarregar a leitura, optou-se por agrupar, na Fig. 5.29 e em parte da análise que se apresenta posteriormente, os cenários de alteração de carga com os cenários de variação do pré-esforço aplicado.

No diagrama de tensões instaladas a meio-vão na secção transversal da viga PTB-B apresentado na Fig. 5.29, é possível constatar que nas fibras inferiores se verifica que o efeito de reduzir em 5% a quantidade de pré-esforço é idêntico ao aumento de 10% da carga, no entanto essa semelhança não se aplica às fibras superiores onde se deteta que a influência da variação de tensão instalada nos cabos de pré-esforço é praticamente nula. Analisando os diagramas apresentados na Fig. 5.29, percebe-se também que não há nenhum comportamento atípico ou inesperado perante as variações consideradas, nomeadamente no que diz respeito à variação da carga aplicada, onde de forma expectável se verifica uma menor variação de tensões entre fibras quando se aplica menos carga e o contrário quando se aplica mais carga. A par disso, verifica-se também, de forma expectável, que a variação da carga provoca maiores variações nas fibras extremas da secção, que nas intermédias.

A “tempo infinito” não é expectável que ocorram problemas de descompressão devido à variação destes efeitos.

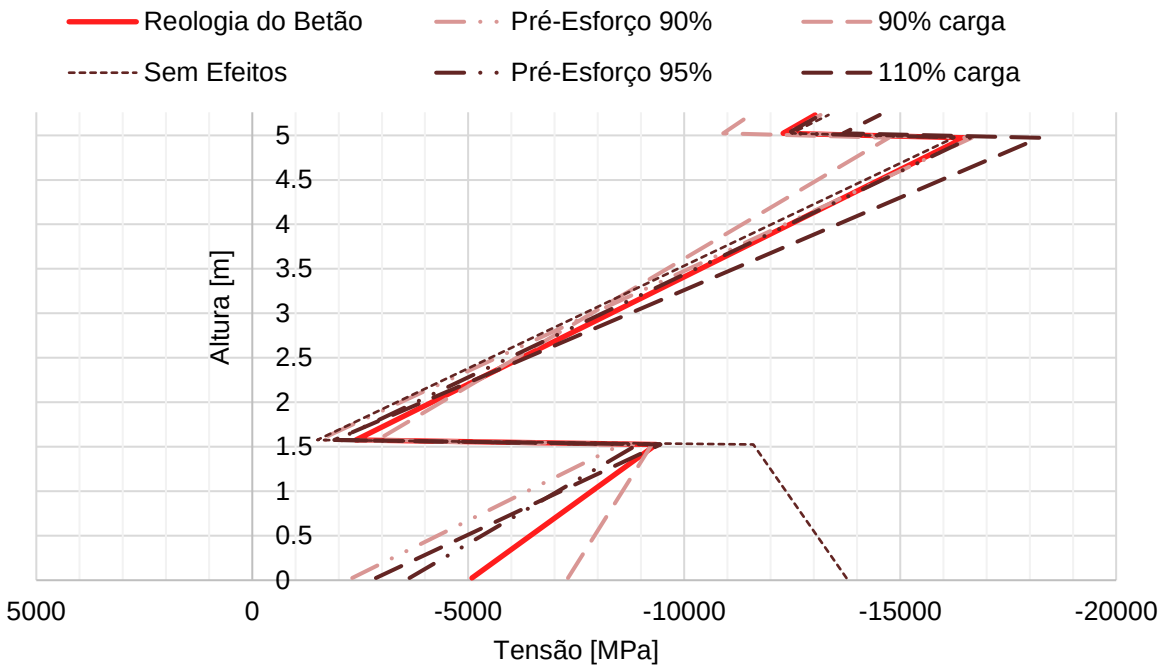


Fig. 5.29 – Efeito da variação de cargas e de pré-esforço nas tensões instaladas na secção a meio-vão a "tempo infinito".

Nas figuras seguintes apresenta-se para "tempo infinito" a variação das tensões instaladas em cada uma das fibras analisadas, perante a variação de carga aplicada (Fig. 5.30) e variação da quantidade de pré-esforço (Fig. 5.31).

Na primeira (Fig. 5.30), reforça-se visualmente o anteriormente referido de que há um aproximar de tensões quando se diminui a carga e um afastamento das mesmas quando se aumenta a carga, bem como a menor variação nas fibras intermedias da secção (σ2 e σ3). Na segunda (Fig. 5.31), reforça-se que a variação de força aplicada nos cabos de pré-esforço influencia, de forma mais pronunciada, a tensão instalada nas fibras inferiores sendo o efeito desprezável nas fibras superiores.

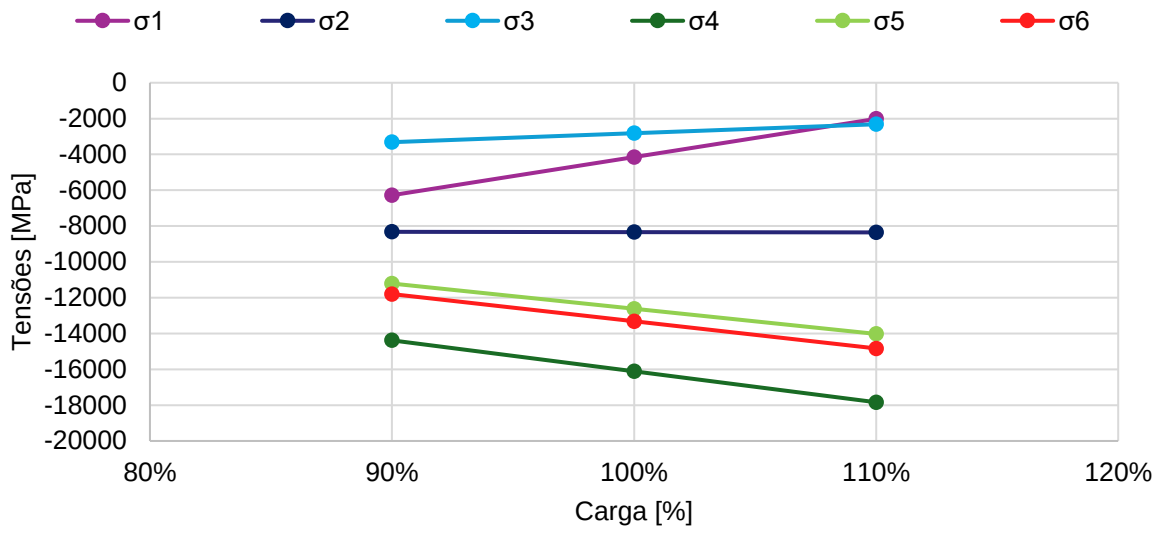


Fig. 5.30 - Variação da tensão instalada nas diferentes fibras a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação da carga aplicada.

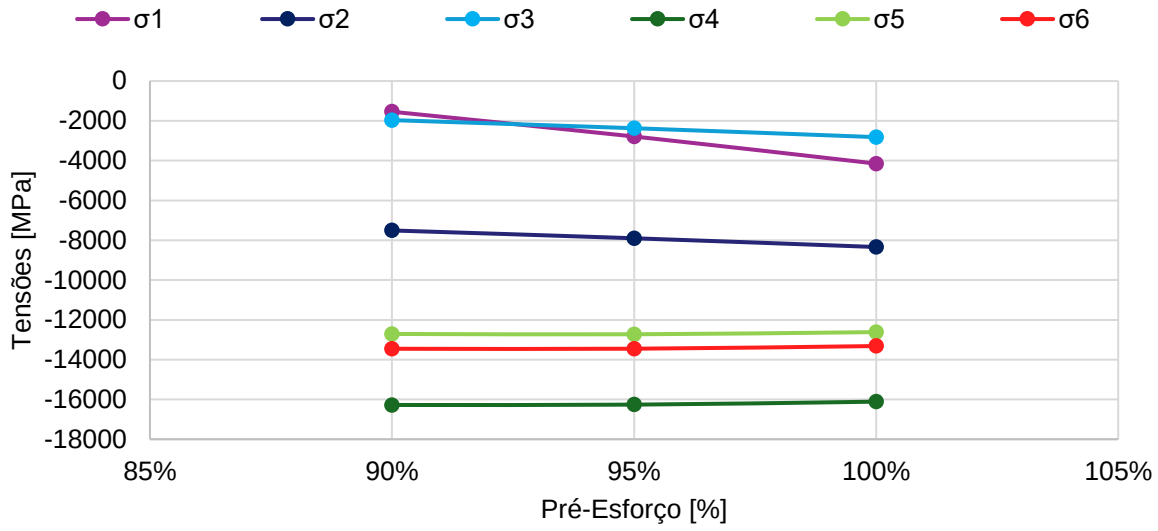


Fig. 5.31 - Variação da tensão instalada nas diferentes fibras a ”tempo infinito” na secção a meio-vão em função da variação de pré-esforço.

Tal como se apresentou na presente secção para os diferentes cenários reológicos, os gráficos apresentados nas figuras seguintes mostram a evolução das tensões em cada uma das fibras analisadas ao longo da construção e em fase de exploração, para os casos de variação da carga aplicada e do pré-esforço instalado, tecendo-se um breve comentário para cada.

Na Fig. 5.32, referente ao gráfico que traduz a evolução das tensões na fibra σ1, percebe-se que, durante todo o processo evolutivo é que a variação de tensões é diretamente proporcional à variação de carga aplicada, isto é, o aumento de carga de 10% tem um impacto igual, mas de sentido oposto a uma diminuição de 10%.

Quanto à quantidade de pré-esforço instalado, o resultado obtido é o expectável, a diminuição de pré-esforço traduz-se numa fibra menos comprimida. Conclui-se também que esta variação é linear, permitindo com os resultados obtidos no âmbito deste trabalho estimar as tensões instaladas nas fibras da secção para qualquer percentagem de pré-esforço aplicado.

A "tempo infinito" a fibra tende a descomprimir, ainda que nunca para valores positivos, isto é, não se prevê que mudanças desta ordem de grandeza provoquem tensões de tração na fibra σ1.

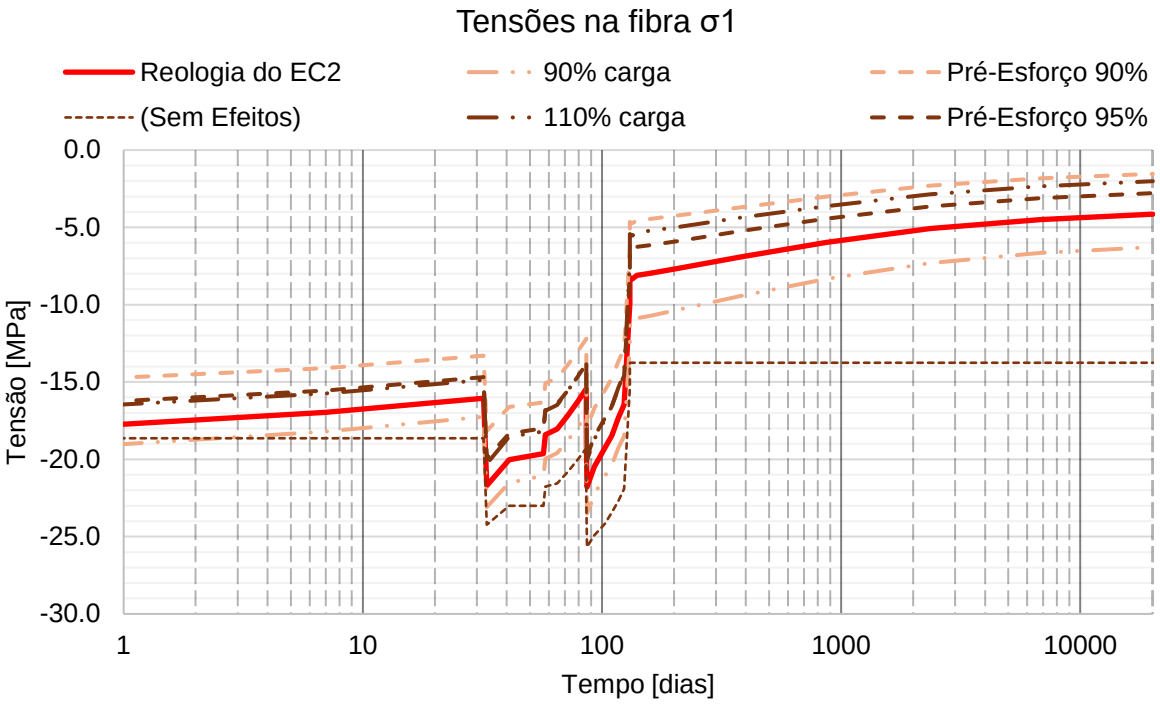


Fig. 5.32 - Tensões instaladas na fibra σ1 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

Na fibra σ2, ilustrada na Fig. 5.33, verifica-se que a diminuição da tensão instalada nos cabos de pré-esforço não representa impacto significativo. No entanto, ao nível da variação de cargas constata-se que a variação das mesmas representa um menor impacto no fim da construção do que durante. Isto justifica-se uma vez que na fase inicial da obra, onde se constata mais influencia desta variação, na ordem dos 12%, a fibra σ2 é a fibra extrema da secção. À medida que a secção evolui esta fibra deixa de ser uma fibra extrema da secção, diminuindo por isso a variação de tensões devido à variação de cargas.

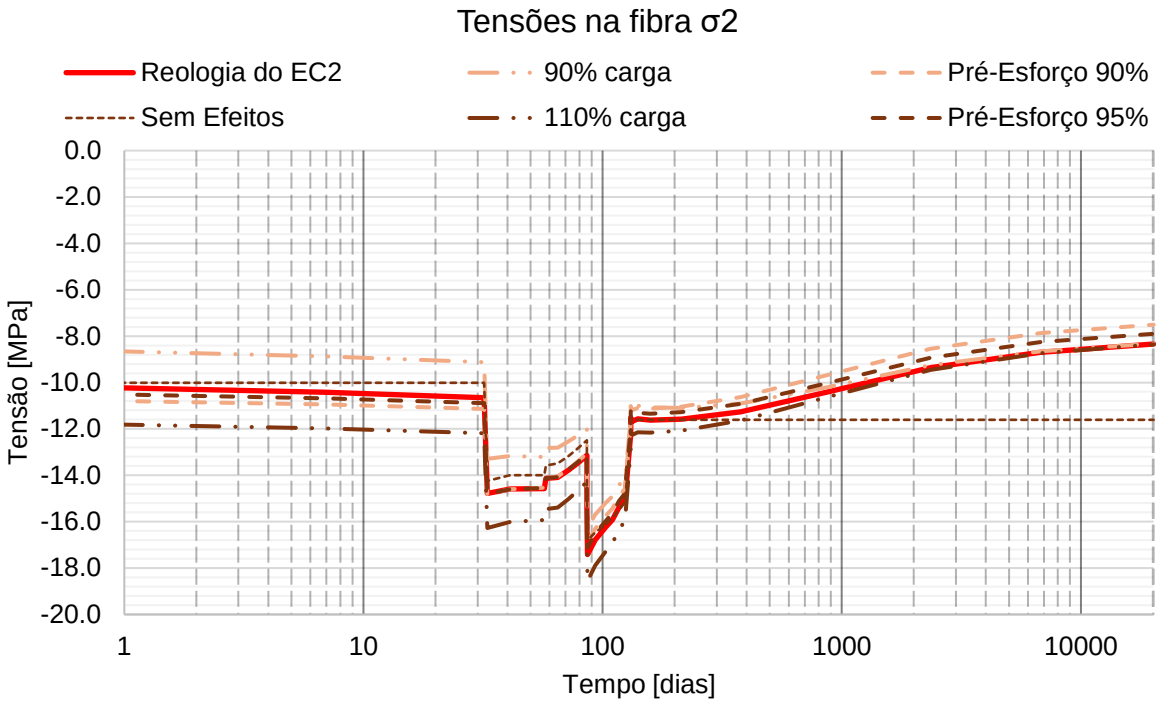


Fig. 5.33 - Tensões instaladas na fibra σ2 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

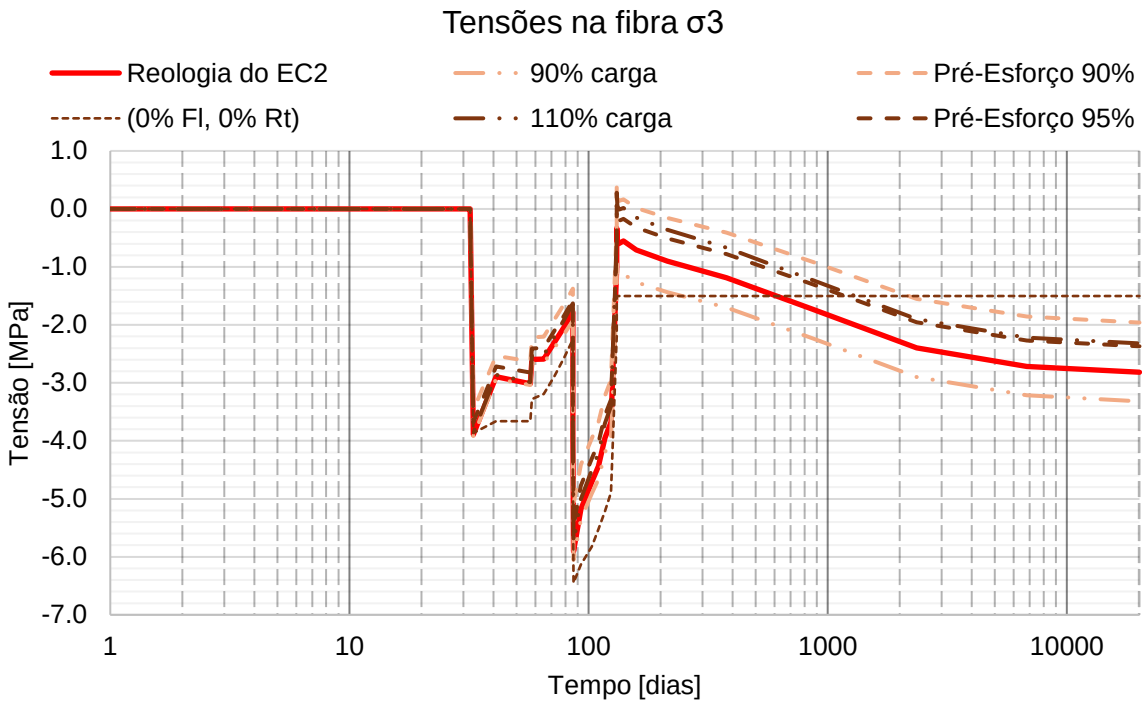


Fig. 5.34 - Tensões instaladas na fibra σ3 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

A Fig. 5.34, referente à fibra σ3, demonstra que, tal como ocorre para variações dos fenómenos reológicos, também a diminuição do pré-esforço instalado ou o aumento de 10% de carga traduzem-se em descompressões totais da fibra no início da exploração. Constata-se também que o efeito de diminuir 5% da tensão instalada nos cabos de pré-esforço é idêntico a aumentar a carga global em 10%.

A evolução da tensão instalada nas fibras superiores da secção, representada nas Fig. 5.35, Fig. 5.36 e Fig. 5.37, apresenta comportamento semelhante, pelo que se opta por condensar os comentários num só.

Nestas fibras, verifica-se que a variação de cargas é pouco representativa até ao momento da aplicação das restantes cargas permanentes e sobrecargas, onde após esse momento a variação de 10% da carga provoca uma variação de aproximadamente de 10% nas três fibras. O comportamento durante a exploração da obra é idêntico ao verificado para nas fibras σ1, σ2 e σ3, naturalmente com sentidos opostos uma vez que se tratam de fibras em lados opostos em relação ao eixo neutro. Isto significa que, no caso das fibras σ4, σ5 e σ6 a diminuição de cargas traduz-se numa menor tensão de compressão e o aumento de carga num aumento de tensão de compressão instalada.

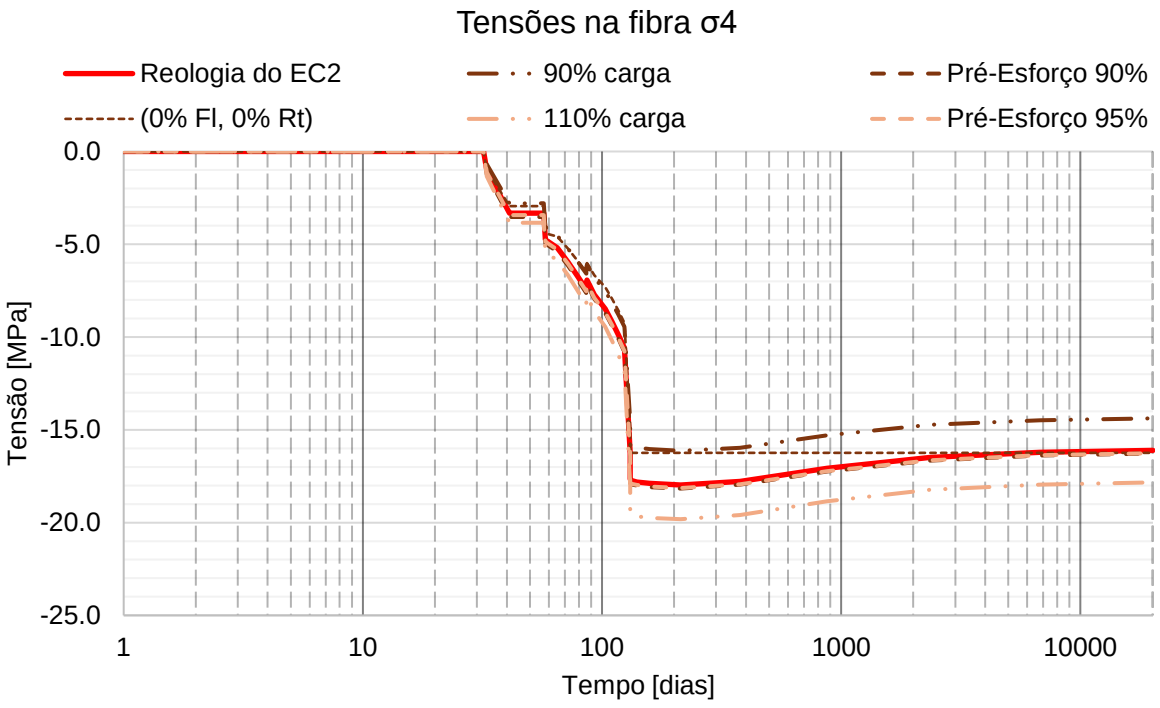


Fig. 5.35 - Tensões instaladas na fibra σ4 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

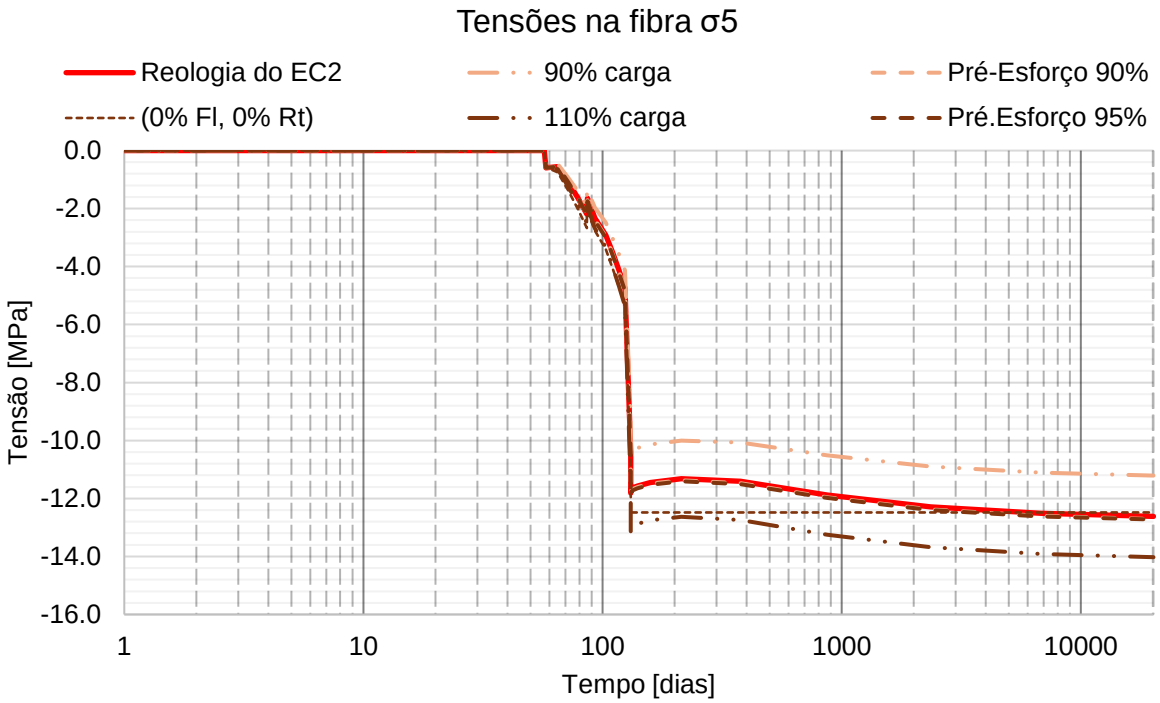


Fig. 5.36 - Tensões instaladas na fibra σ5 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

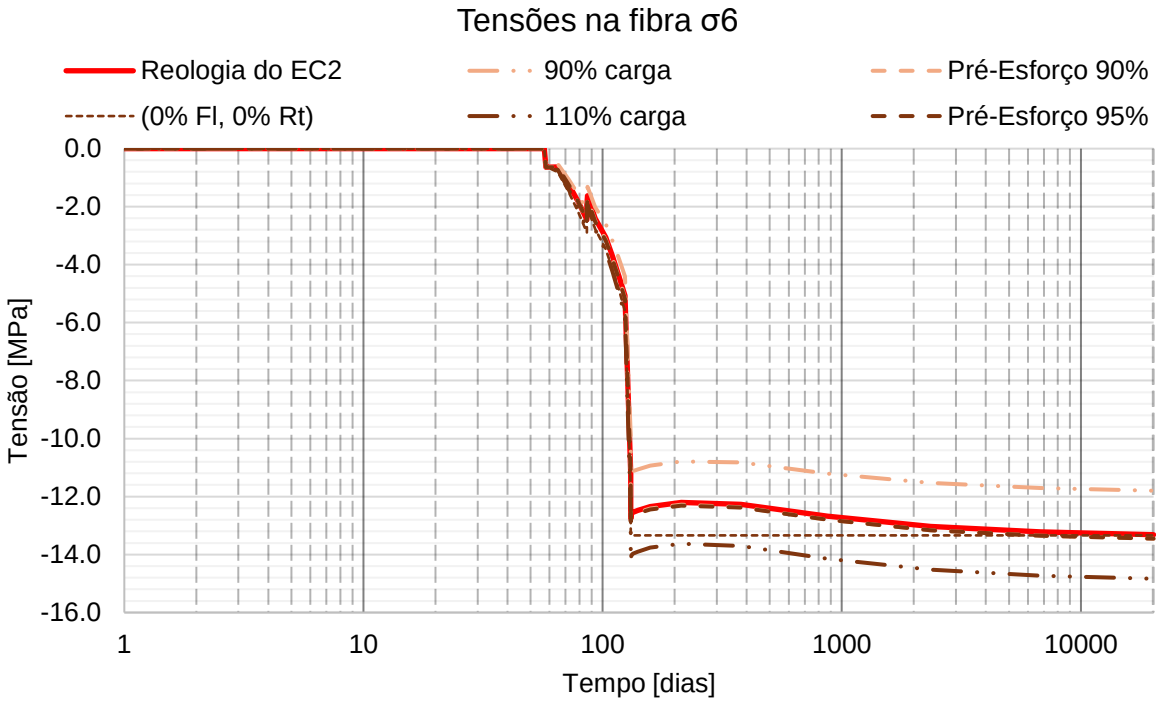


Fig. 5.37 - Tensões instaladas na fibra σ6 mediante variações de carga e tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

Quanto à influência do tempo de construção, o diagrama de tensões apresentado na Fig. 5.38 permite concluir que tem pouco impacto nas tensões instaladas na secção transversal da viga PTB-B, o que seria expectável tendo em conta que na subsecção anterior se demonstrou também não ter grande impacto nas deformações verticais.

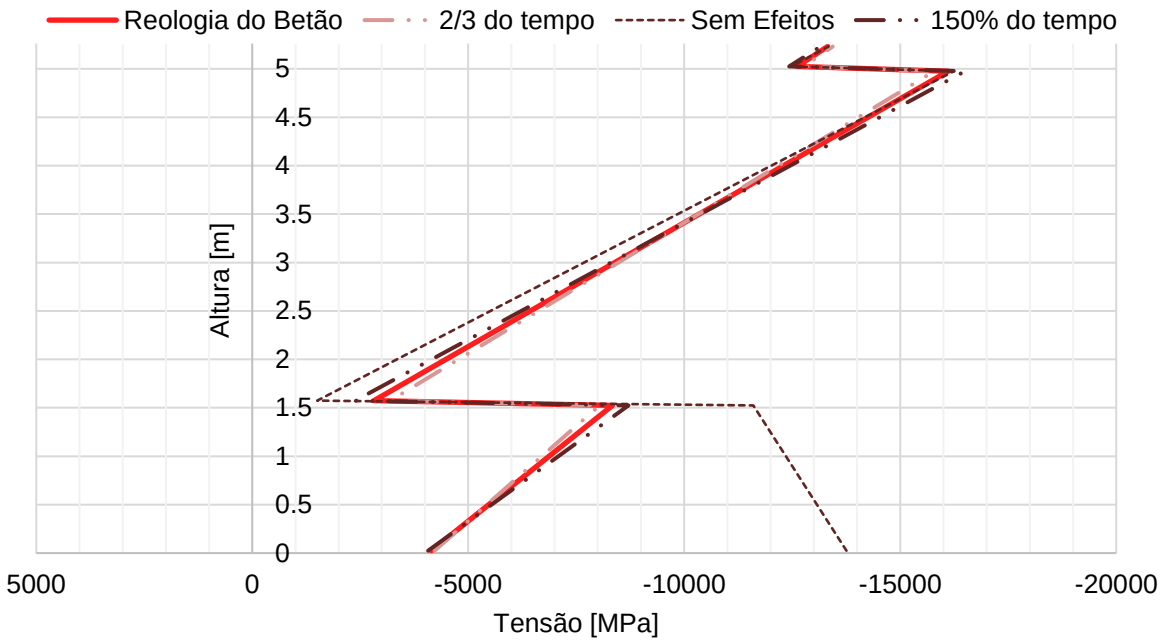


Fig. 5.38 - Efeito da variação de cargas e de pré-esforço nas tensões instaladas na secção a meio-vão a "tempo infinito".

5.4.2.2. Controlo de tensões de compressão excessivas

Após a análise tensional das diferentes fibras para os diferentes cenários, é possível concluir que a fibra mais condicionante do ponto de vista de tensões de compressão máxima é a fibra σ1, durante o tensionamento dos cabos de pré-esforço referentes à fase 2 da secção transversal e durante o tensionamento dos cabos 7 e 8. Após o fim da construção, a fibra σ4 é que está sujeita a compressões mais elevadas. Por esse motivo, pretende-se apresentar de seguida, a evolução tensional da secção, com especial foco na fibra σ1 após a aplicação do pré-esforço (cabos 7 e 8), e na fibra σ4 após o fim da construção. Em fase construtiva verifica-se o cumprimento da limitação de tensões para a combinação quase-permanente, por ser a condicionante, e durante a exploração da obra executa-se a análise para a combinação caraterística e para a combinação quase permanente. Tendo em conta o intuito de verificar a compressão máxima de compressão, apresentar-se-ão as tensões instaladas nestas fibras para o cenário expectável e para o pior cenário identificado nas análises paramétricas, efetuando-se para ambos os casos a verificação do limite de compressão imposto nas normas europeias e que foi apresentado, em suma, no início do presente capítulo.

Para a combinação quase-permanente, tal como enunciado anteriormente, a norma limita a tensão a $0.45 \cdot f_{ck}(t)$, ou seja, considerando t igual ou superior a 28 dias, temos que:

$$\sigma_c \leq 0.45 \cdot 50 \Leftrightarrow \sigma_c \leq 22.5\ MPa \qquad 5.10$$

As tensões instaladas na fibra σ1 ao longo do tempo, para o cenário reológico expectável e para o cenário de 90% de carga (cenário desfavorável) são apresentadas na Fig. 5.39.

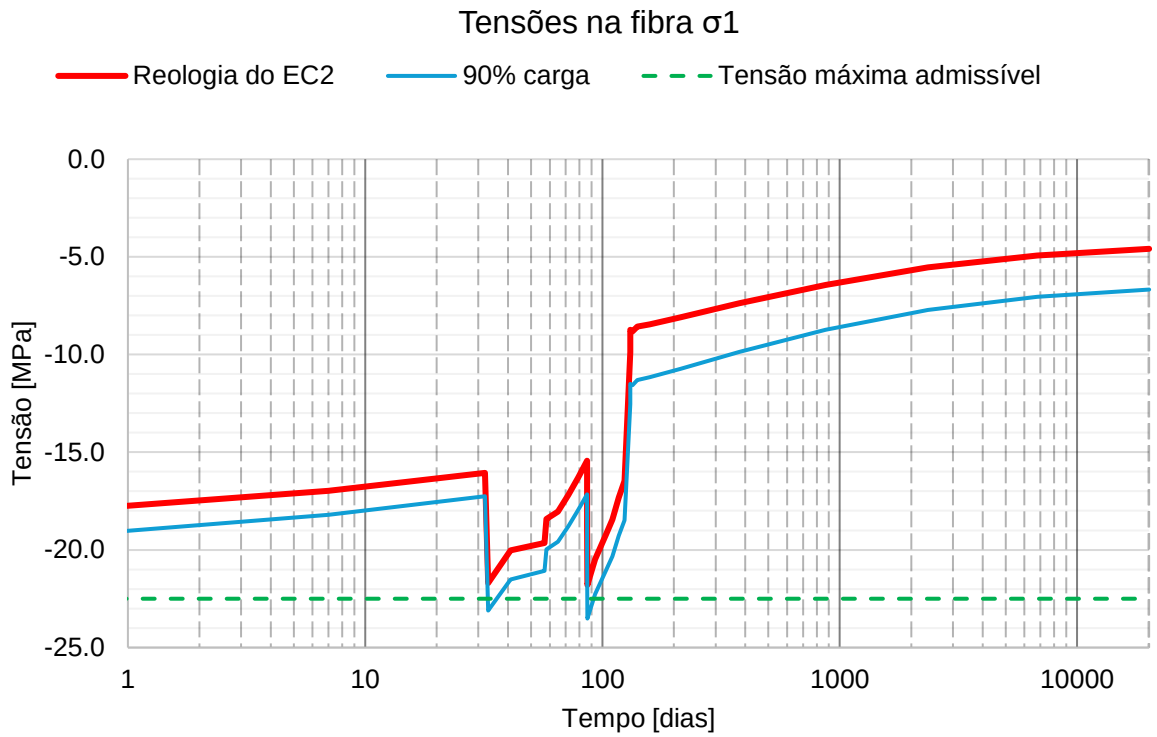


Fig. 5.39 - Variação de tensão instalada na fibra σ1 para a combinação quase-permanente.

No quadro seguinte apresenta-se o valor de tensão máxima de compressão instalada e o instante em que ocorre para os diferentes cenários:

Quadro 5.5 - Tensão máxima instalada na fibra inferior (σ1) da secção transversal a meio-vão da viga PTB-B.

Cenário	Combinação quase-permanente	Incremento
Reologia do EC2	21.795 [MPa]	Tensionamento dos cabos 7 e 8
90% de Carga	23.514 [MPa]	Tensionamento dos cabos 7 e 8

Do Quadro 5.5 percebemos que para o cenário expectável (Reologia do EC2) não haverá problemas de compressão excessiva, uma vez que a compressão máxima é inferior a 22.5 MPa, podendo-se considerar a linearidade do comportamento da fluência No entanto, percebemos também que havendo uma diminuição da carga aplicada expectável, a quantidade de pré-esforço instalada é excessiva, originando tensões de compressões superiores às admissíveis.

Para a fibra σ4, tal como já referido, é a duplicação da retração que representa o cenário mais desfavorável, entre os cenários analisados. Por esse motivo, apresenta-se nas Fig. 5.40 e .Fig. 5.41, a variação da tensão instalada ao longo do tempo, para a combinação característica e quase-permanente, respetivamente, quer do cenário reológico do EC2, quer do cenário de 200% de retração.

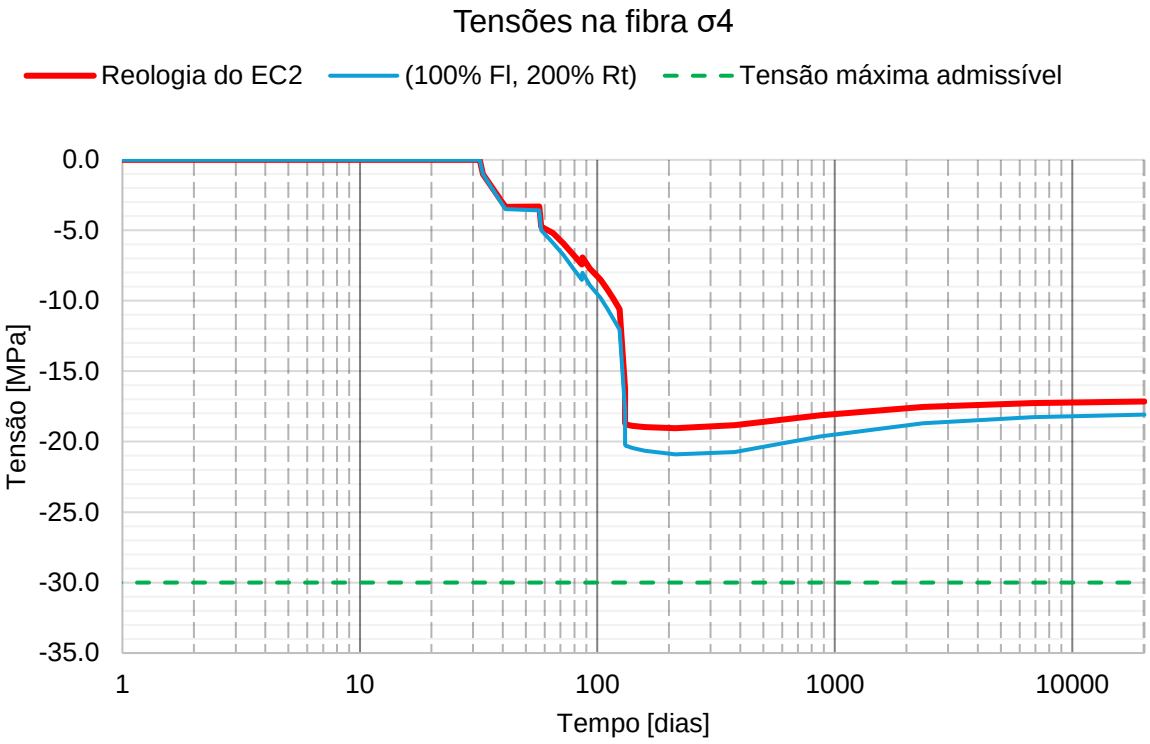
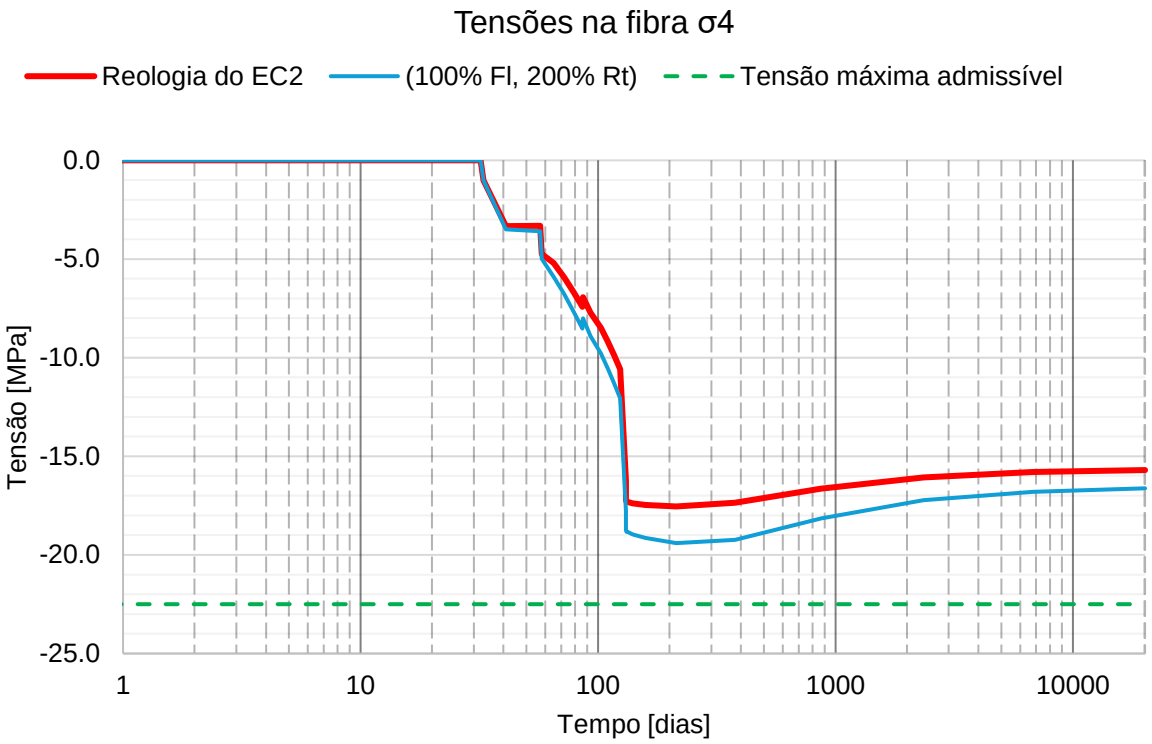


Fig. 5.40 - Variação de tensão instalada na fibra σ4 para a combinação caraterística.



.Fig. 5.41 - Variação de tensão instalada na fibra σ4 para a combinação quase-permanente.

No Quadro 5.6 apresenta-se o valor de tensão máxima de compressão na fibra e o instante em que ocorre para os diferentes cenários:

Quadro 5.6 - Tensão máxima instalada na fibra inferior (σ4) da secção transversal a meio-vão da viga PTB-B.

Cenário	Combinação Caraterística	Combinação quase-permanente	Incremento
Reologia do EC2	19.044 [MPa]	17.545 [MPa]	80 dias após o início da exploração
200% de Retração	20.902 [MPa]	19.404 [MPa]	80 dias após o início da exploração

Uma vez que a tensão máxima ocorre 80 dias após o início da exploração, também neste caso considera-se t superior a 28 dias, pelo que a compressão máxima admissível para a combinação quase-permanente é a mesma que foi apresentada na equação 5.10, isto é 22.5 MPa, significando que não há ocorrência de tensões de compressão superiores às admissíveis.

No que ao controlo da fendilhação longitudinal diz respeito, a norma limita a tensão de compressão máxima para a combinação caraterística a $0.60 \cdot f_{ck}(t)$, constatando-se que não há risco de ocorrência de fendilhação longitudinal ou microfendilhação para nenhum dos cenários avaliados nesta dissertação:

$$\sigma_c \leq 0.60 \cdot 50 \Leftrightarrow \sigma_c \leq 30\ MPa \qquad 5.11$$

5.5. CONCLUSÕES DA ANÁLISE COMPARATIVA

Do exposto na secção anterior é possível tecer algumas conclusões acerca da resposta da viga PTB-B às solicitações e cenários estudados. Naturalmente, esta análise não considera todos os efeitos que tais alterações provocariam globalmente na estrutura e a influência que estas teriam no comportamento conjunto de todas as vigas pré-esforçadas. Tal só seria possível alcançar, se houvesse uma constante interoperabilidade entre o modelo de cálculo viscoelástico aqui apresentado (modelo de "viga isolada") e um modelo de cálculo global "instantâneo" com a totalidade dos elementos estruturais. Esta análise extravasa, naturalmente, o âmbito desta dissertação. No estudo presente, pretendeu-se demonstrar as valências de uma análise complementar de um modelo de cálculo numérico evolutivo modelado na EVOLUTION, dotando-o do rigor e pormenor necessários para ser uma ferramenta útil na análise do comportamento diferido da estrutura deste edifício.

Perante as análises feitas optou-se por compilar nas Fig. 5.42 e Fig. 5.44 os resultados de todos os cenários num só gráfico de forma a ser mais percetível identificar os valores extremos.

No que diz respeito a deformações verticais fica notório que é o aumento de 10% de carga que mais impacta negativamente o comportamento da viga pré-esforçada, seguido da diminuição de pré-esforço e da duplicação da retração ou da fluência cujo efeito, em termos de deformações, é semelhante. No sentido oposto, é a diminuição de carga em 10% que traduz menores deformações verticais "tempo infinito" seguida da diminuição em 50% do valor da retração ou da fluência.

É a meio-vão que se constata a maior variação, cerca de 5cm, entre os cenários mais e menos favoráveis, significando que não foram consideradas variações nos parâmetros que possam levar a que ocorram diferenças superiores a 60% em relação ao cenário esperado.

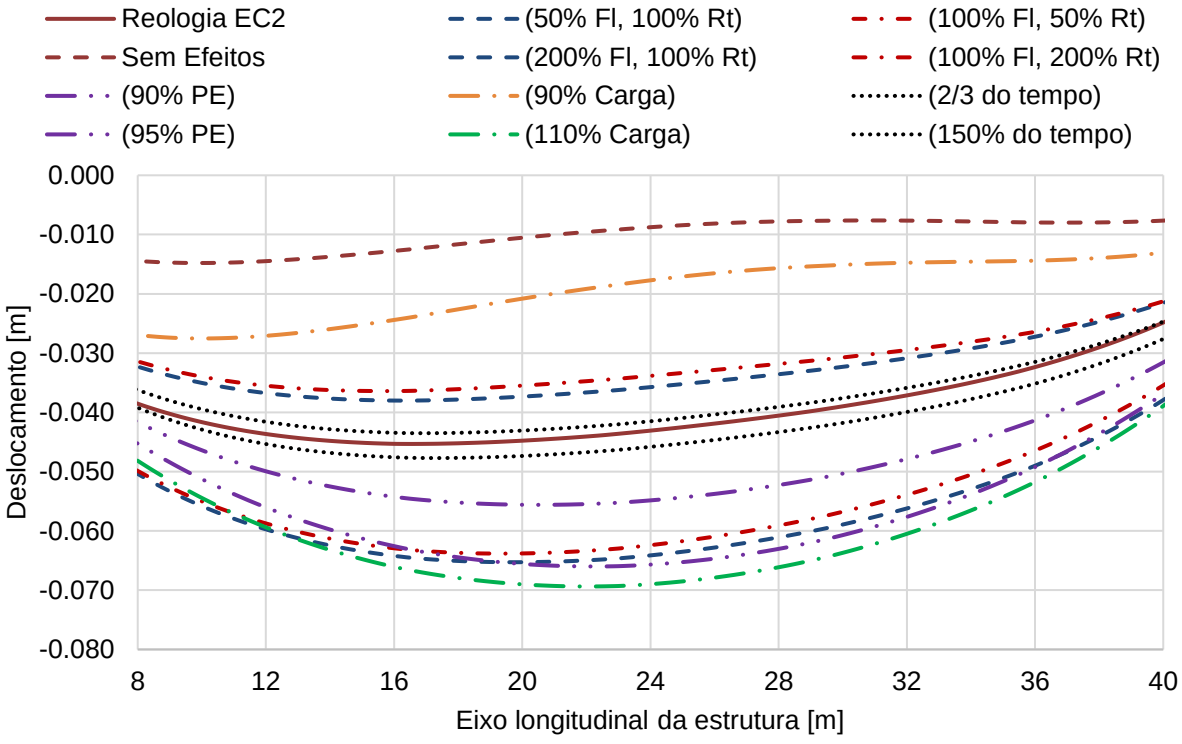


Fig. 5.42 - Deslocamentos verticais a "tempo infinito" da viga PTB-B para todos os cenários estudados.

Em relação ao risco de existirem tensões de tração na secção de meio-vão da viga, percebe-se que há vários cenários que podem dar origem à descompressão da fibra σ3, visíveis na Fig. 5.43, ainda que, para o cenário previsto não seja expectável que tal se verifique. Constata-se também que é no fim da construção que há mais suscetibilidade de ocorrência de trações na fibra em causa. Em termos de variabilidade, os diferentes cenários apresentados provocam variações inferiores a 2MPa na tensão instalada na fibra σ3.

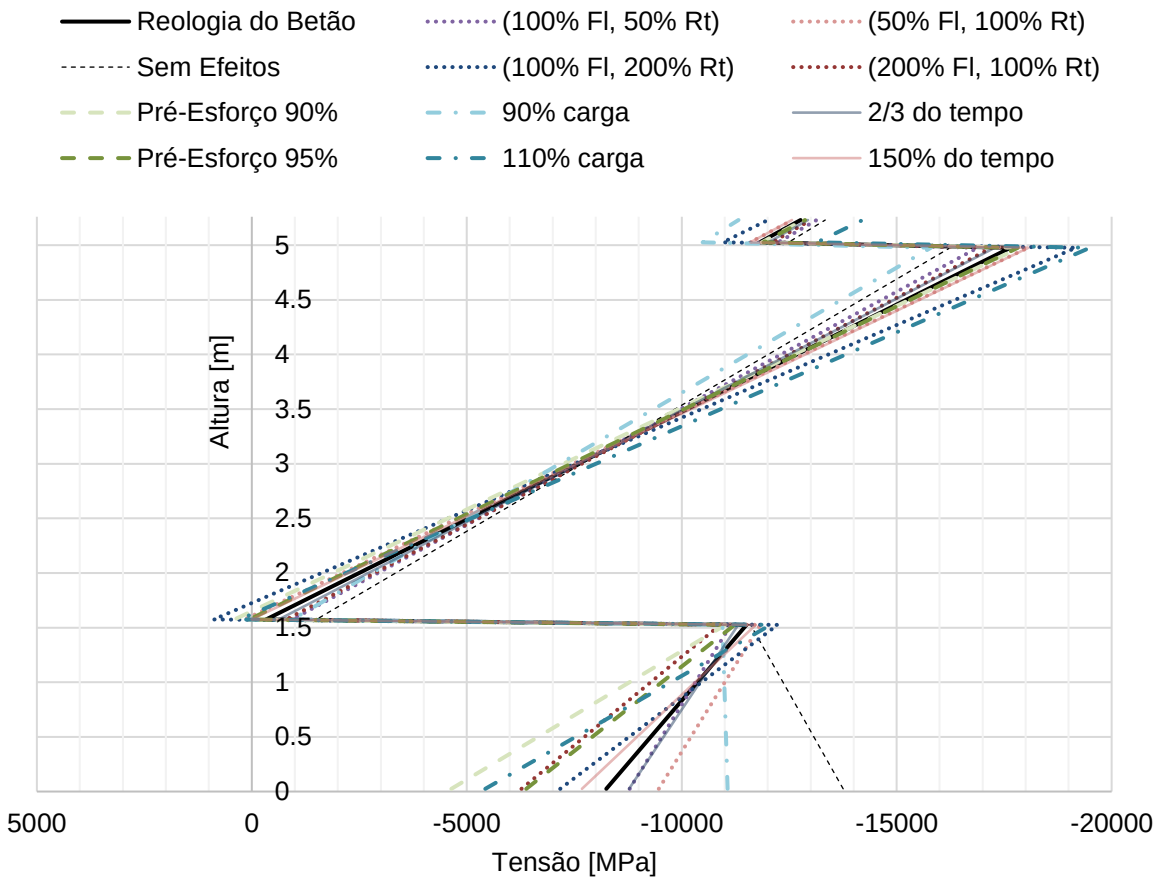


Fig. 5.43 - Diagrama de tensões a meio-vão no início da exploração da obra para todos os cenários estudados para a combinação frequente.

Nestes cenários, também a fibra inferior da secção transversal (σ1) merece o devido cuidado, pois uma evolução mais acentuada de algum dos fenómenos aqui estudados, ou a ocorrência simultânea dos casos apresentados, poderão a longo prazo originar problemas de descompressão na parte inferior da viga, Fig. 5.44. A par disso, esta é a fibra mais suscetível de apresentar maiores variações de tensão mediante pequenas alterações às condições previstas em projeto.

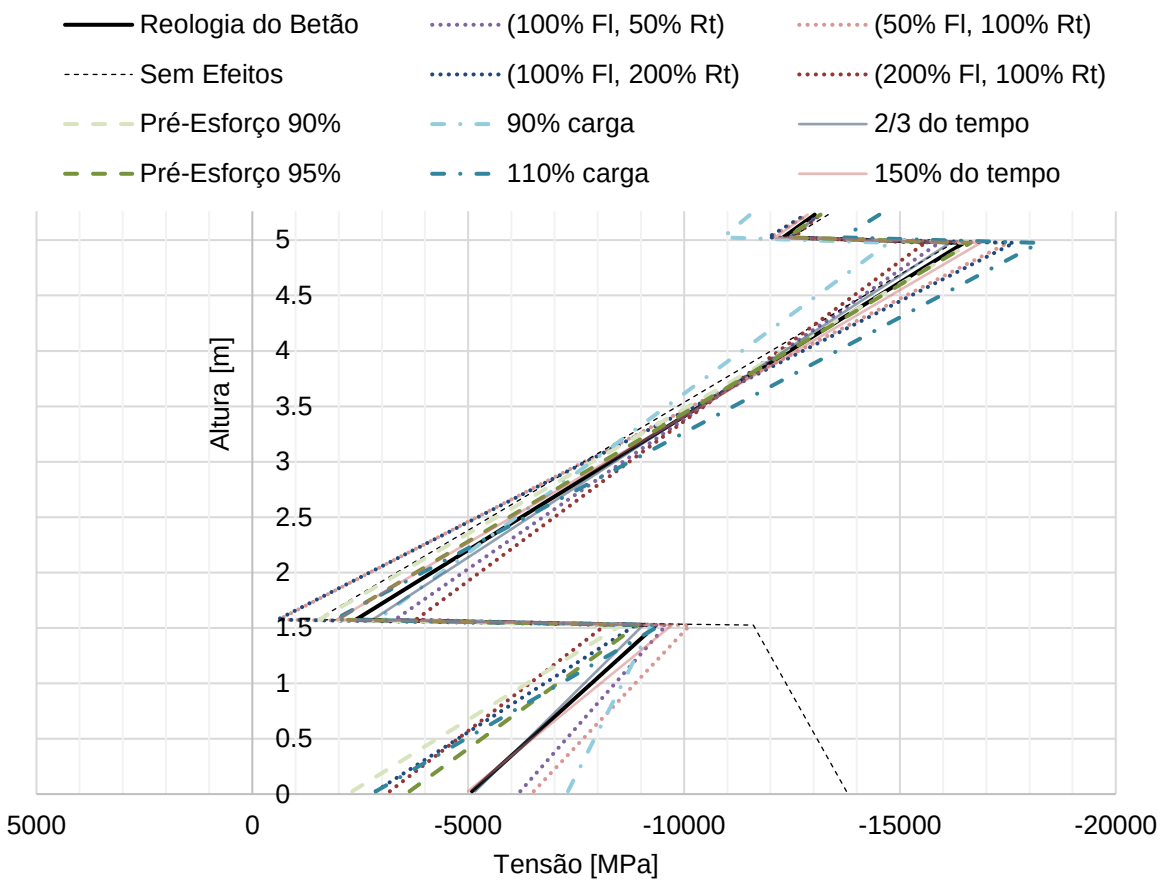


Fig. 5.44 - Diagrama de tensões a “tempo infinito” para todos os cenários estudados para a combinação frequente.

Do ponto de vista das tensões de compressão excessivas, que podem provocar fendilhação longitudinal, micro-fendilhação ou níveis de fluência elevados, é a fibra inferior da secção transversal (σ1) a mais suscetível dado os níveis de tensão de compressão elevados que poderão surgir do tensionamento dos cabos de pré-esforço. Daqui constatou-se que, não sendo previsível problemas desta natureza no cenário expectável (Reologia EC2), uma redução de carga de 10% resultará em tensões de compressão superiores às regulamentares, podendo ser necessário considerar o comportamento da fluência como não linear, caso não se ajuste a quantidade de pré-esforço instalado.

A “tempo infinito” verificou-se que a fibra mais comprimida é a σ4, não representando esta risco de tensões de compressão elevadas em nenhum dos cenários estudados.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

O caráter evolutivo da obra em causa exige, para uma correta análise estrutural, a consideração de um modelo numérico evolutivo que considere os efeitos diferidos do betão. Durante a realização deste estudo, ficou evidenciada a importância de complementar a análise do comportamento instantâneo com modelos de análise viscoelásticos capazes de prever e monitorizar o comportamento ao longo da vida útil da estrutura, em particular em estruturas pré-esforçadas. Como ficou demostrado, os efeitos diferidos, como a fluência e a retração, bem como as restantes variações executadas têm impacto significativo na resposta da estrutura.

O modelo numérico de análise estrutural realizado com recurso à plataforma EVOLUTION representa com precisão o faseamento construtivo previsto para a obra e permite estudar o comportamento instantâneo e diferido da estrutura. Como exposto, o modelo reúne várias capacidades de simulação do faseamento, permitindo de forma simples, realizar pequenos ajustes no faseamento, quer em termos temporais, quer em termos de forma, comuns de ocorrerem durante a execução da obra, tornando-o versátil e atualizado ao longo do tempo.

Com as análises paramétricas efetuadas, identificaram-se as principais características de resposta estrutural das vigas pré-esforçadas e a sua sensibilidade a variações dos principais parâmetros que definem o seu comportamento diferido, tanto em termos de tensões quanto em termos de deformações. Estas análises permitiram compreender melhor como os diversos fatores considerados, a saber, a fluência, a retração, a tensão instalada nos cabos de pré-esforço, a variação de cargas e o tempo de construção influenciam a integridade e a durabilidade das vigas ao longo do tempo. Através da variação sistemática destes parâmetros foi possível avaliar os limites de variação de deformações e tensões instaladas, bem como perceber a maior ou menor preponderância de cada um destes fatores. Da análise efetuada, concluiu-se que a variação de carga instalada na viga e a variação da retração são as que representam mais alterações à resposta, provocando maiores variações nas deformações e nas tensões instaladas, respetivamente. Do ponto de vista de deformações, a variação dos diferentes parâmetros, em particular um aumento de 10% da carga aplicada, apesar de provocar uma variação percentual importante, significa apenas cerca de 2,5cm em valor absoluto, num vão de aproximadamente de 50m. Já do ponto de vista de tensões instaladas, percebe-se que apesar de não se prever descompressões em nenhuma fibra da secção transversal a meio-vão, concluiu-se que há alguma suscetibilidade de ocorrerem problemas desta natureza, particularmente com a duplicação dos efeitos da retração, ou uma diminuição de 10% da tensão instalada nos cabos de pré-esforço. Em relação ao controlo de fendilhação longitudinal, ou fluência excessiva, verificou-se que não é expectável surgirem problemas durante toda

a vida útil da obra, ainda que num cenário de menor quantidade de carga aplicada na viga pré-esforçada, o tensionamento previsto dos cabos poderá originar abertura de fendas longitudinais, durante o tensionamento dos cabos 7 e 8.

Os estudos realizados e o modelo desenvolvido permitirão o estabelecimento de contraflechas de execução e acompanhamento da obra ao longo das suas fases construtivas, bem como a monitorização do seu comportamento em serviço durante a vida útil do edifício. Este trabalho permite assim, que se considere na fase de dimensionamento da estrutura os cenários mais prováveis, que aqui se expuseram, mas também, um acompanhamento contínuo da obra que permitirá a deteção precoce de desvios do comportamento estrutural, em relação aos numéricos, facilitando, através da análise conjunta entre o modelo aqui desenvolvido e o modelo de cálculo instantâneo, a quantificação dos impactos desses desvios. Desta forma poderá ser possível tomar medidas necessárias de forma mais eficaz que respondam a essas alterações do comportamento da estrutura.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Por fim, propõem-se, de seguida, algumas sugestões para potenciais desenvolvimentos futuros no domínio em que se enquadra o trabalho desenvolvido nesta dissertação.

A quantidade de dados que é possível de obter dos modelos desenvolvidos, constitui um extenso conjunto de informação cuja análise total excederia o âmbito deste trabalho.

A interpretação completa do comportamento global do edifício exigiria um processo iterativo de interação entre os modelos viscoelásticos de "viga isolada" e o modelo "instantâneo" de cálculo global da estrutura. Naturalmente não foi viável levar a cabo estas análises tendo em conta as limitações temporais deste tipo de dissertações. Perante isso, seria importante perceber, numa fase inicial, o impacto a nível global das variações provocadas numa viga isolada, percebendo a capacidade redistributiva da totalidade da estrutura perante essas alterações.

Por outro lado, o modelo numérico desenvolvido permite, de forma simples, adaptar-se de forma a considerar a variação de outros parâmetros, pelo que poderá ser pertinente a execução de outras análises de sensibilidade que não foram tidas em conta neste documento. Por exemplo, poderá ser relevante estudar os efeitos de variações dimensionais da secção transversal nas diversas fases de betonagem da viga pré-esforçada, tendo em conta as tolerâncias usuais na execução de estruturas de betão armado

A par disso, tendo em conta a incerteza associada aos diferentes fatores influenciadores do comportamento diferido do betão, que aqui foram analisados de forma determinística, fará sentido efetuar o estudo desta obra recorrendo a uma análise probabilística de modo a integrar a variabilidade intrínseca destes fenómenos.

Por fim, seria, com certeza, interessante acompanhar o comportamento da estrutura quer durante a execução da obra, quer durante a fase de exploração. O controlo de geometria através da recolha de informação topográfica ou da utilização de transdutores para medição de deslocamento linear (LVDT) e a monitorização prevista de algumas secções com extensómetros permitem comparar as medições reais efetuadas em obra com os resultados numéricos apresentados ao longo desta dissertação. A relevância desta comparação consiste na capacidade de poder ser possível perceber as causas para eventuais desvios entre o comportamento real e o teórico previsto de forma a antever, mediante ajustes ao modelo desenvolvido, os impactos que essas diferenças poderão ter no desempenho futuro da estrutura.

BIBLIOGRAFIA

[1]. https://essexwatersupply.com/gibraltar/. 17/05/2024.

[2]. Lucas, E.A.R. *Estudo do Faseamento Construtivo e Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Altos*. Dissertação de mestrado, Universidade do Porto, 2020.

[3]. Dinar, Y., et al. *Chronological construction sequence effects on reinforced concrete and steel buildings*. 3, 52-63, the International Journal of Engineering and Science (IJES),

[4]. *R. S. A. Professional*. https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overviewv.

[5]. CEN. *Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 2: Concrete bridges – Design and detailing rules*. CEN, 2005.

[6]. Marques, J. *Comportamento diferido de pontes híbridas constituídas por vãos laterais préfabricados em betão pré-esforçado e vão central misto aço-betão: um caso prático*. Dissertação de mestrado, Universidade do Porto, 2011.

[7]. D.V.S.K, C. and N. Satish Kumar Ch *A review on concrete's rheological properties*. 21, 53-70, World Journal of Engineering,

[8]. Bonopera, M., K.-C. Chang, and Z.-K. Lee *State-of-the-art review on determining prestress losses in prestressed concrete girders*. 10, 7257, Applied Sciences,

[9]. Gonçalves, A. and A.S. Coutinho *Fabrico e Propriedades do Betão – Vol. III.* LNEC, Lisboa, 2008.

[10]. Bažant, Z.P. and M. Jirásek *Creep and hygrothermal effects in concrete structures.* S. Dordrecht, 2018.

[11]. CEN. *Eurocódigo 2 - Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.* IPQ, 2010.

[12]. Leitão, L.P.P. *Análise Termo-Higro-Mecânica das Tensões Autoinduzidas em Estruturas de Betão*. Dissertação de doutoramento, Universidade do Porto, 2018.

[13]. Lopes, A.N.M. *Mitigação da retração autógena em concretos de alta resistência contendo aditivo redutor de retração e seus efeitos na macro e microestrutura*. Dissertação de doutoramento, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011.

[14]. de Almeida, R.M.S.V. *Pontes do tipo" Stress ribbon"-Concepção e dimensionamento*. Dissertação de mestrado, Universidade do Porto, 2018.

[15]. Ferraz, M.Â.C. *Modelo para avaliação do comportamento estrutural de obras de arte*. Tese de doutoramento, Universidade do Porto, 2010.

[16]. Guo, Q., Y. Sun, and T. Mi. *Assessment on long-term deflection of concrete beam bridges based on uncertainty quantification method*. in *Structures*. 2021. Elsevier.

[17]. CEN. *Eurocódigo 0 - Bases para o Projeto de Estruturas.* IPQ, 2009.

[18]. Hendy, C.R., D.A. Smith, and E. Expert *Designers' Guide to EN 1992-2. Eurocode 2 : Design of Concrete Structures. Part 2: Concrete Bridges.* 2007.

ANEXOS

ANEXO A – PLANTA DE VIGAS DE PRÉ-ESFORÇO **87**

ANEXO B – PORMENORES DE VIGAS PRÉ-ESFORÇADAS **89**

ANEXO C – DESLOCAMENTO VERTICAL PARA OS CENÁRIOS ESTUDADOS **95**

ANEXO D – TENSÕES INSTALADAS A MEIO-VÃO PARA OS CENÁRIOS ESTUDADOS **107**

ANEXO A

PLANTA DE VIGAS PRÉ-ESFORÇO

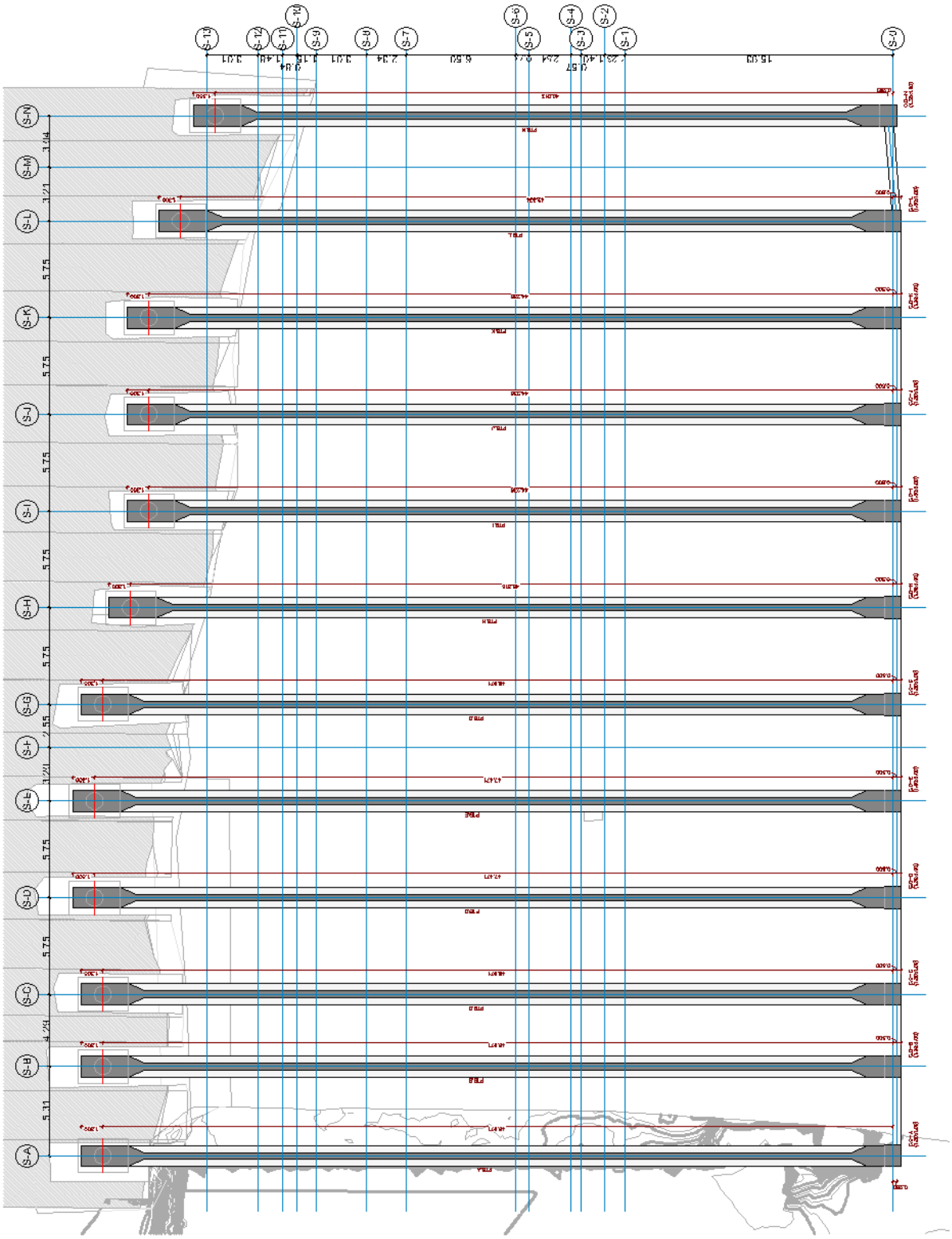


Fig. A.I – Planta estrutural das vigas pré-esforçadas com definição dos alinhamentos.

ANEXO B

PORMENORES VIGAS PRÉ-ESFORÇADAS

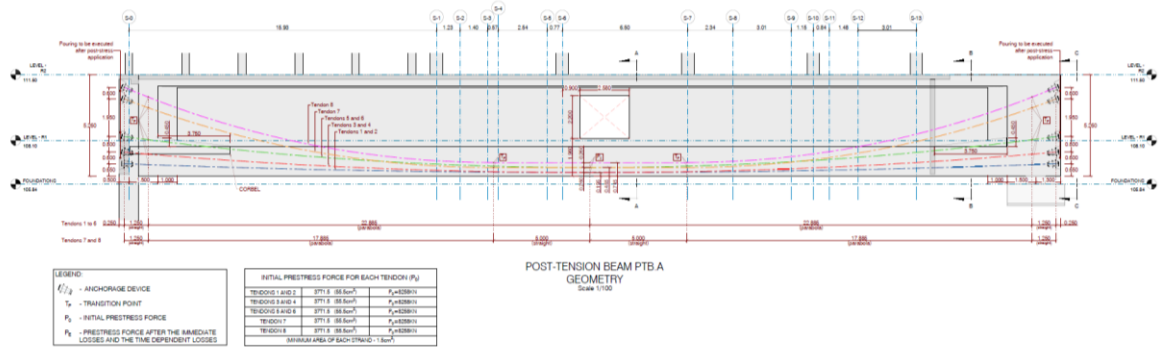


Fig. B.I - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do pórtico A.

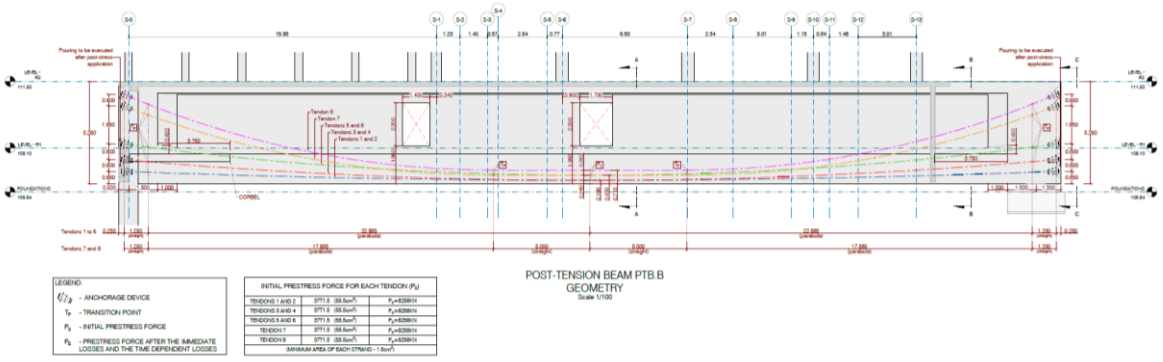


Fig. B.II - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do alinhamento B.

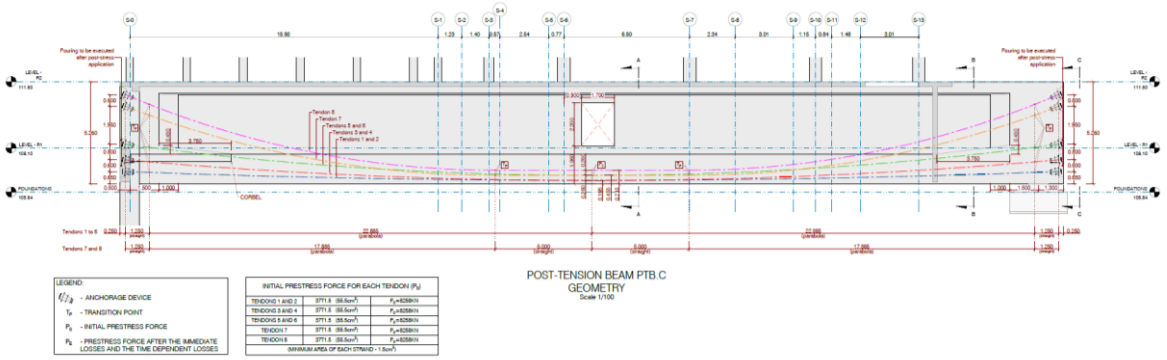


Fig. B.III - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do alinhamento C.

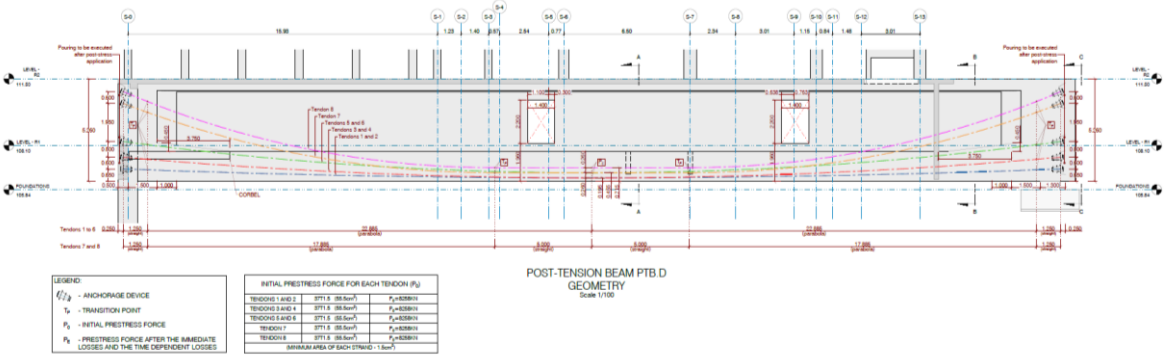


Fig. B.IV - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do alinhamento D.

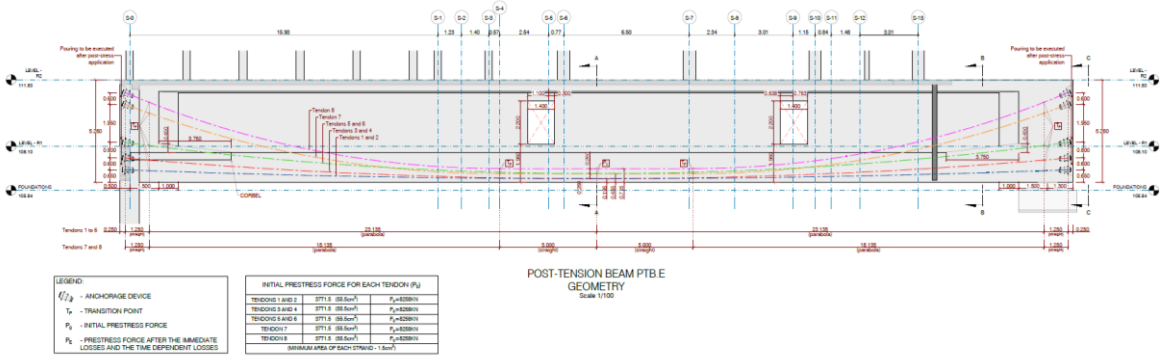


Fig. B.V - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do alinhamento E.

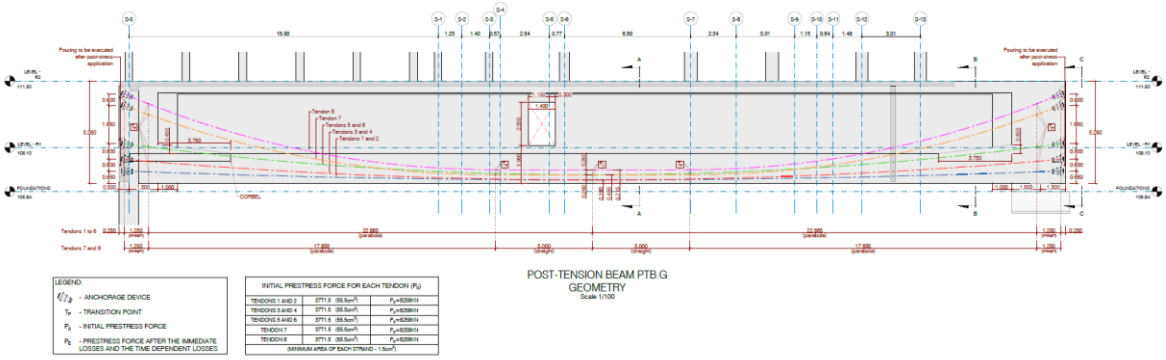


Fig. B.VI - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do alinhamento G.

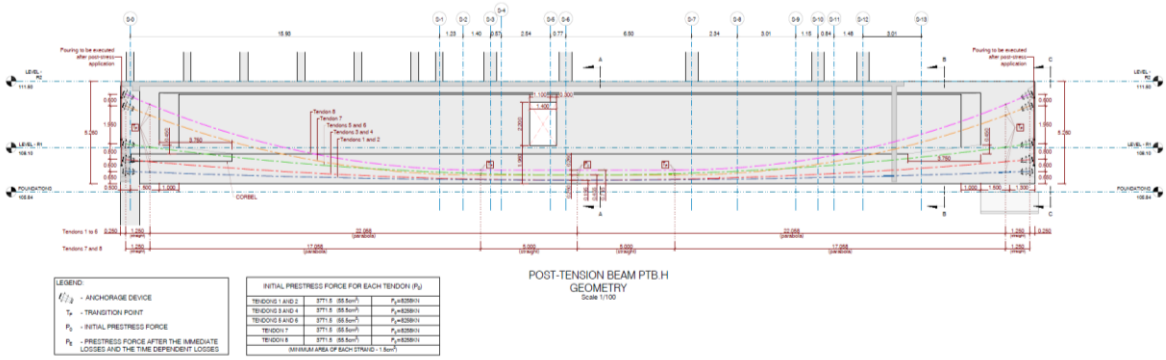


Fig. B.VII - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do alinhamento H.

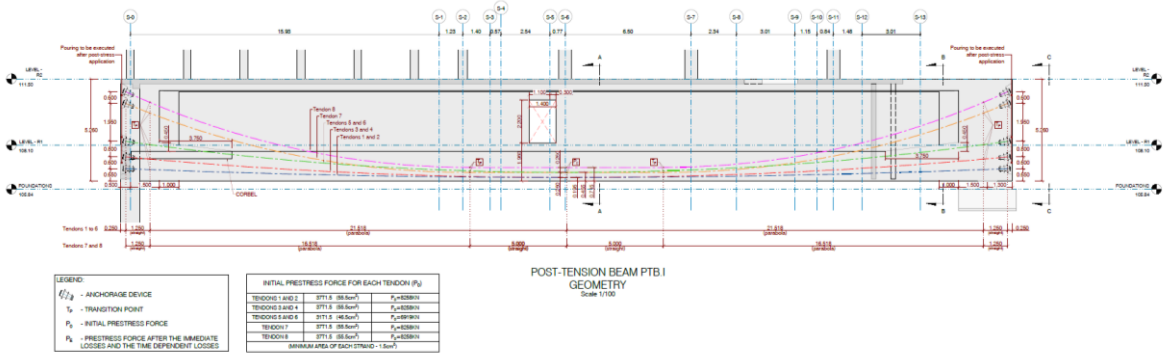


Fig. B.VIII - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do alinhamento I.

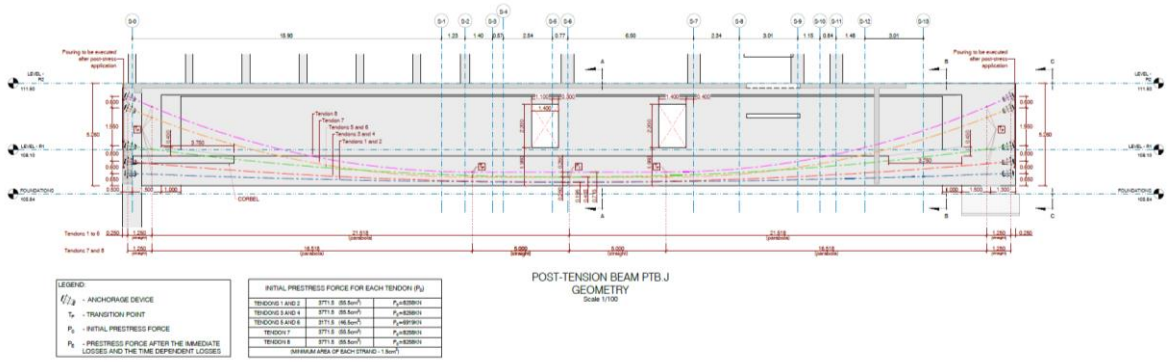


Fig. B.IX - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do alinhamento J.

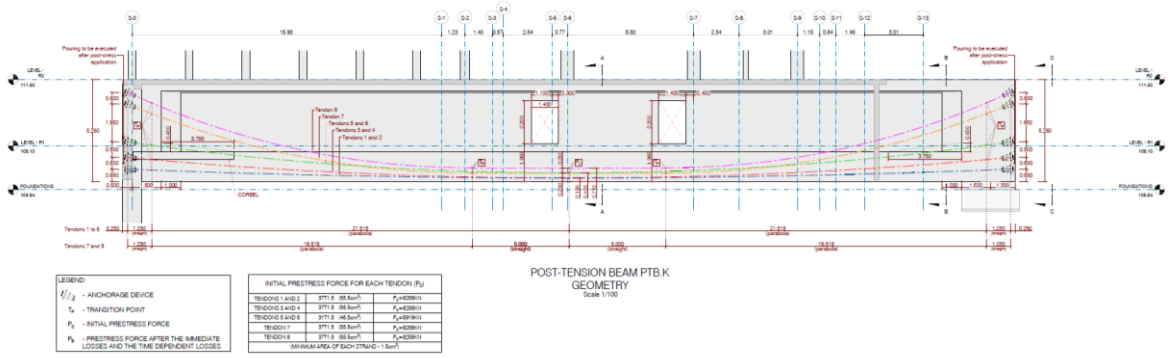


Fig. B.X - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do alinhamento K.

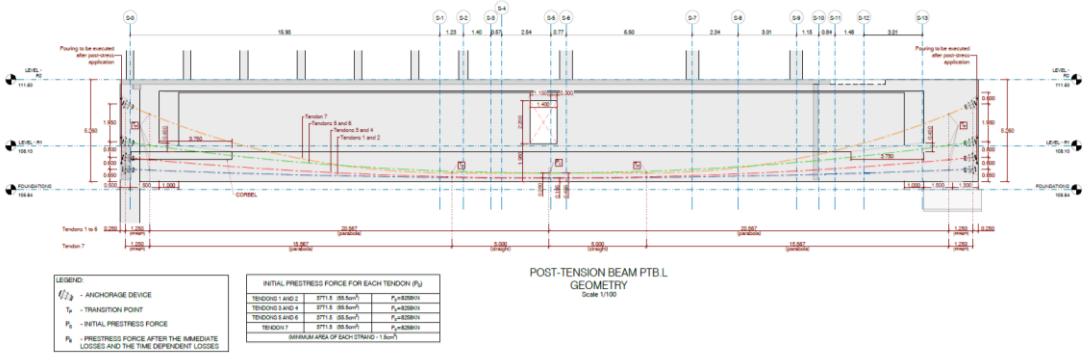


Fig. B.XI - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do alinhamento L.

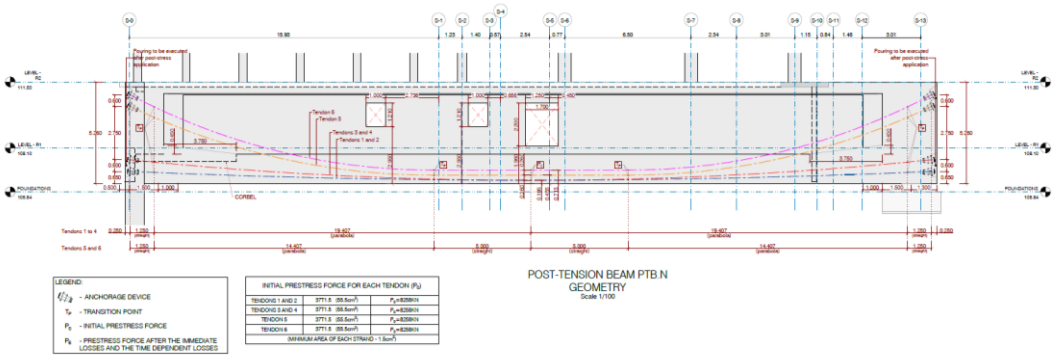


Fig. B.XII - Pormenor da viga pré-esforçada por pós-tensão do alinhamento N.

ANEXO C

DESLOCAMENTO VERTICAL PARA OS CENÁRIOS ESTUDADOS

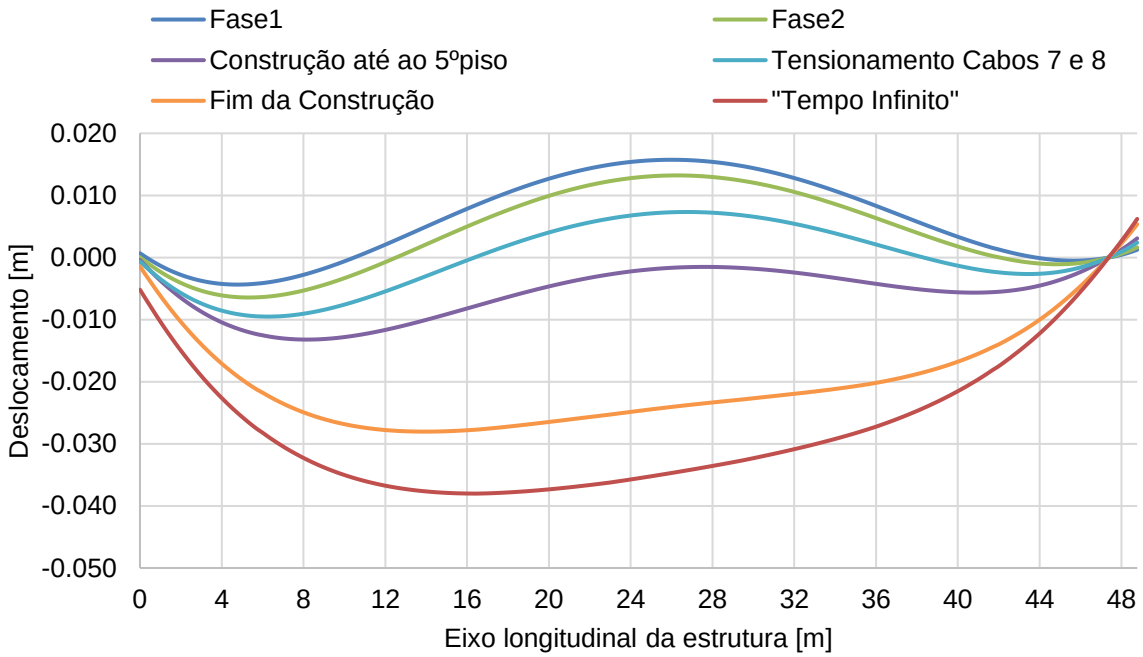


Fig. C.I - Deformada da Viga PTB-B em cada fase para (50% Fl, 100% Rt).

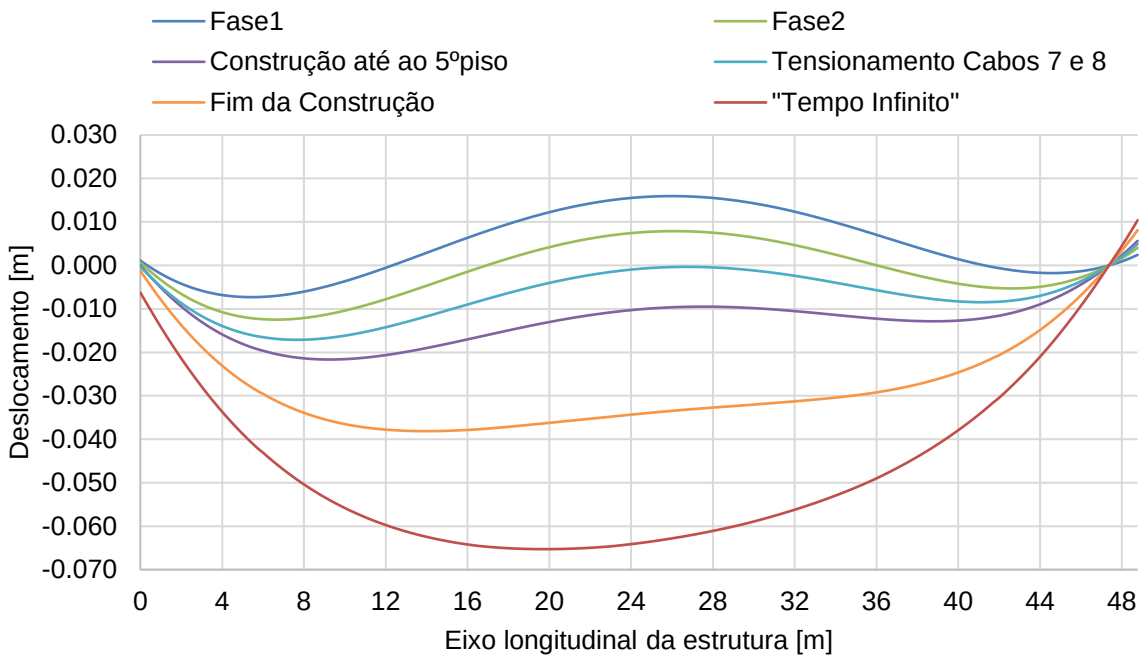


Fig. C.II - Deformada da Viga PTB-B em cada fase para (200% Fl, 100% Rt).

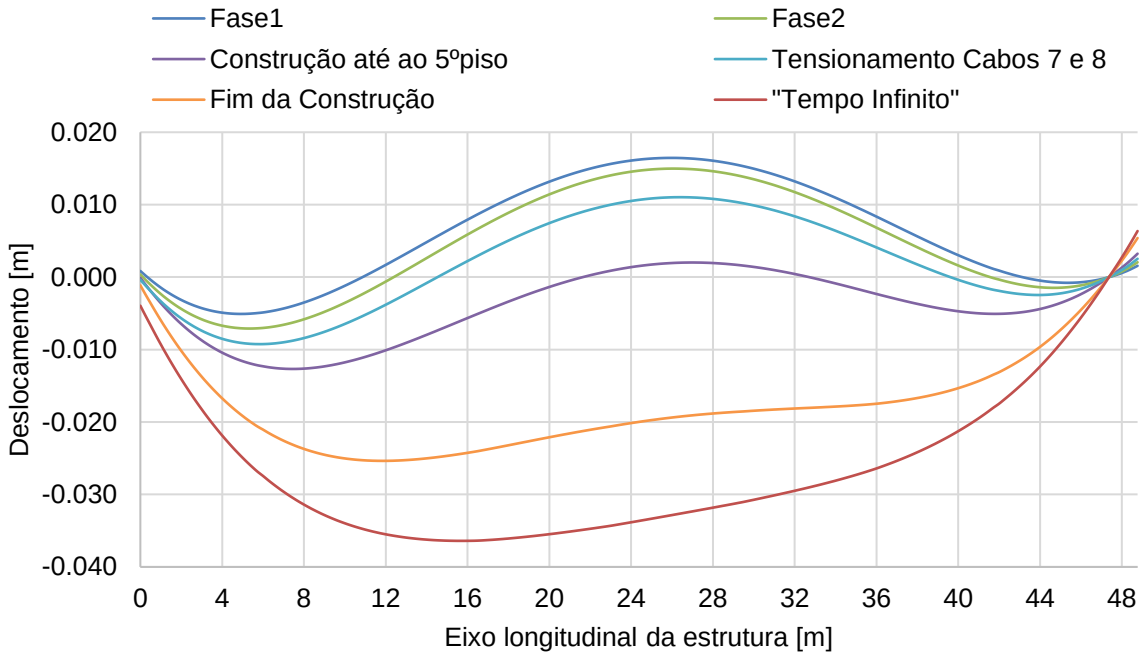


Fig. C.III - Deformada da Viga PTB-B em cada fase para (100% Fl, 50% Rt).

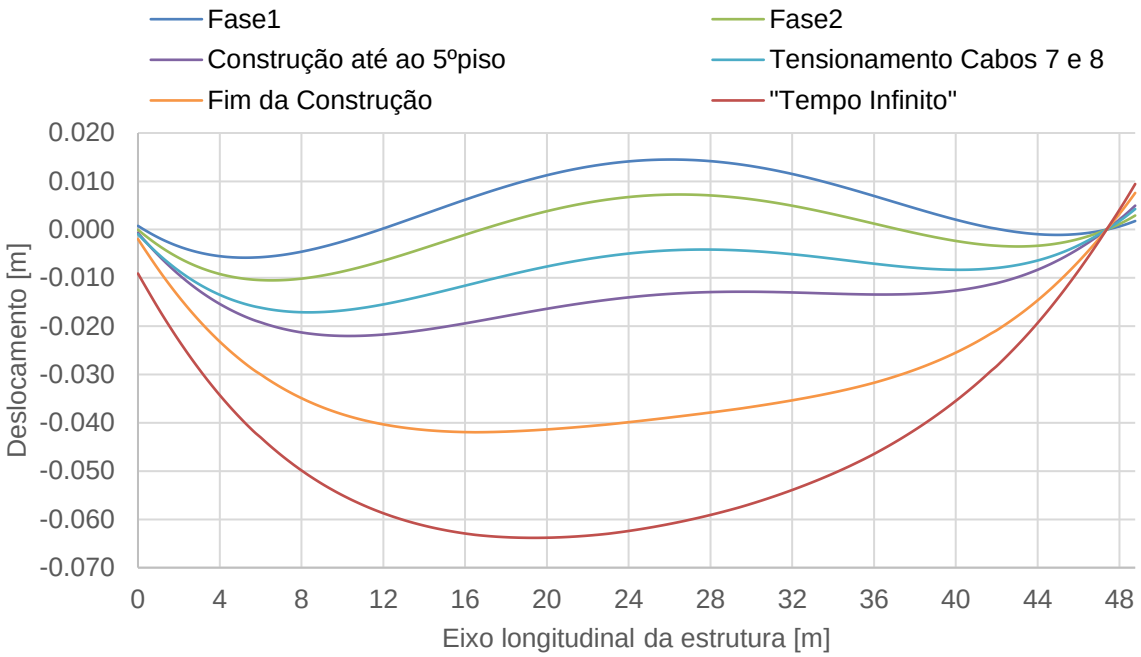


Fig. C.IV - Deformada da Viga PTB-B em cada fase para (100% Fl, 200% Rt).

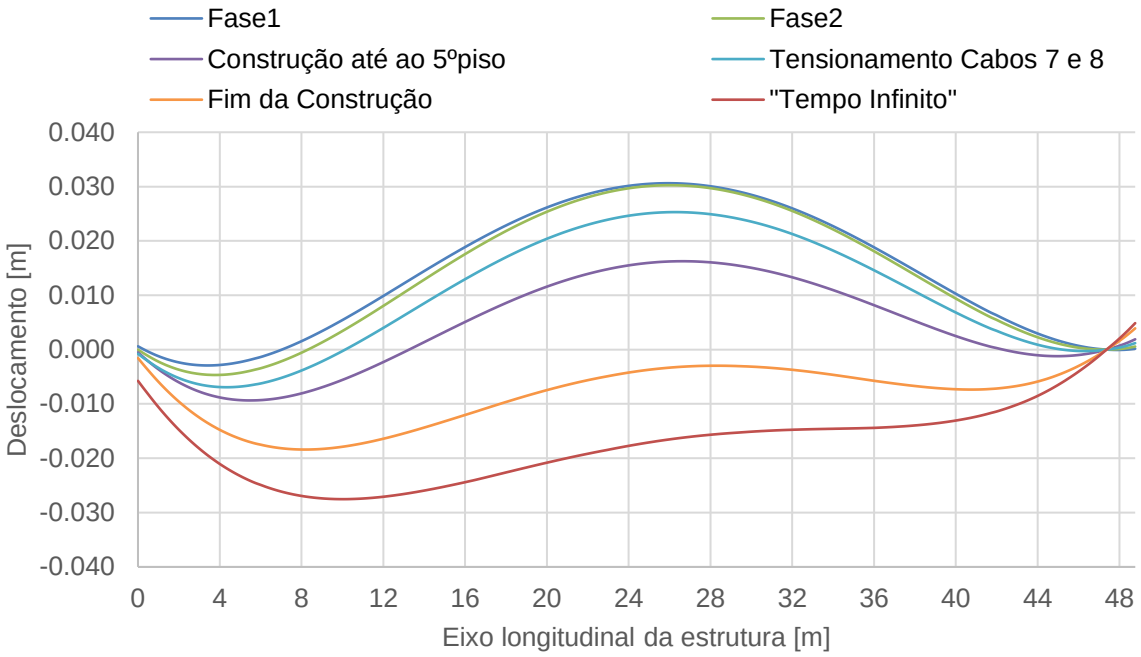


Fig. C.V - Deformada da Viga PTB-B em cada fase para o cenário de menos 10% da carga prevista.

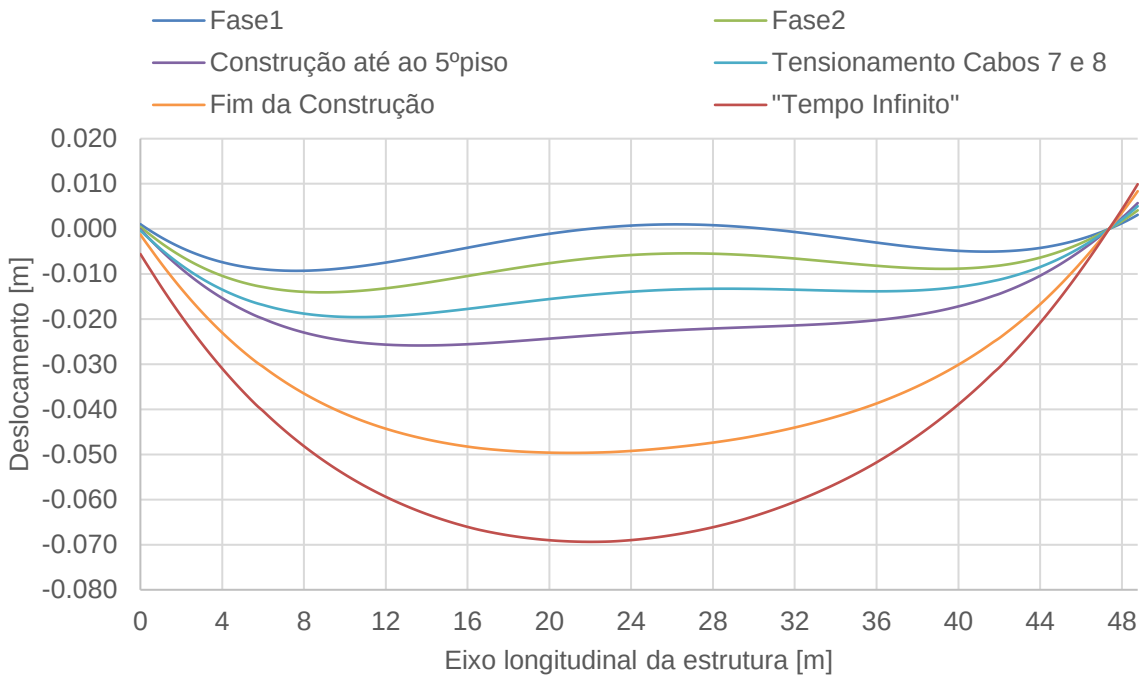


Fig. C.VI - Deformada da Viga PTB-B em cada fase para o cenário de mais 10% da carga prevista.

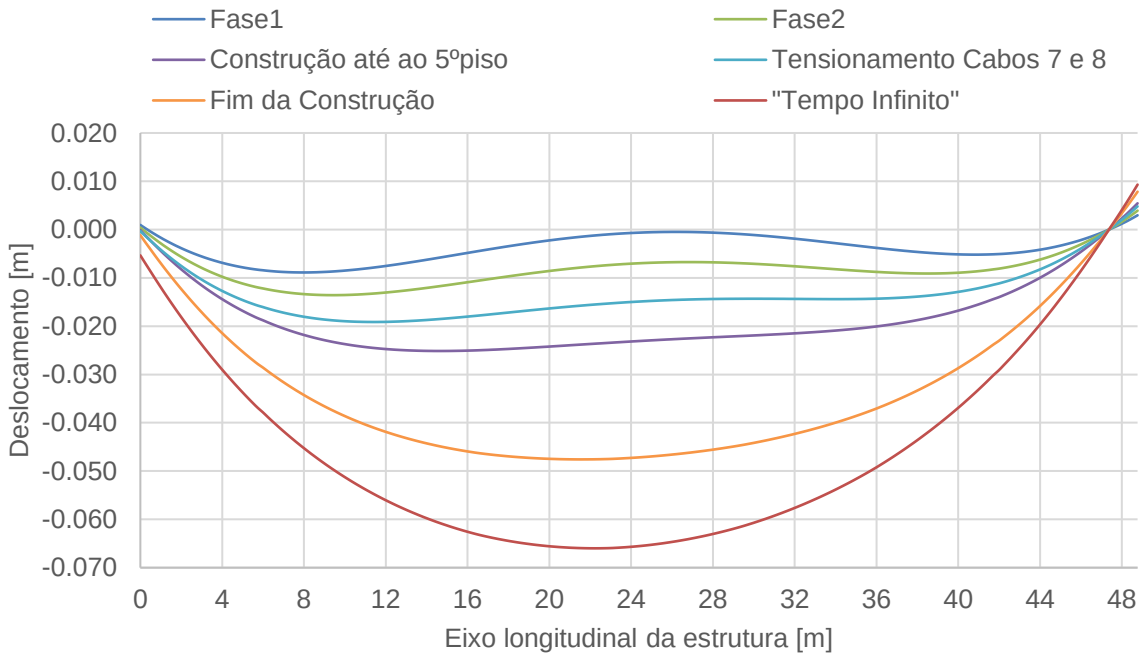


Fig. C.VII - Deformada da Viga PTB-B em cada fase para o cenário de menos 10% da tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

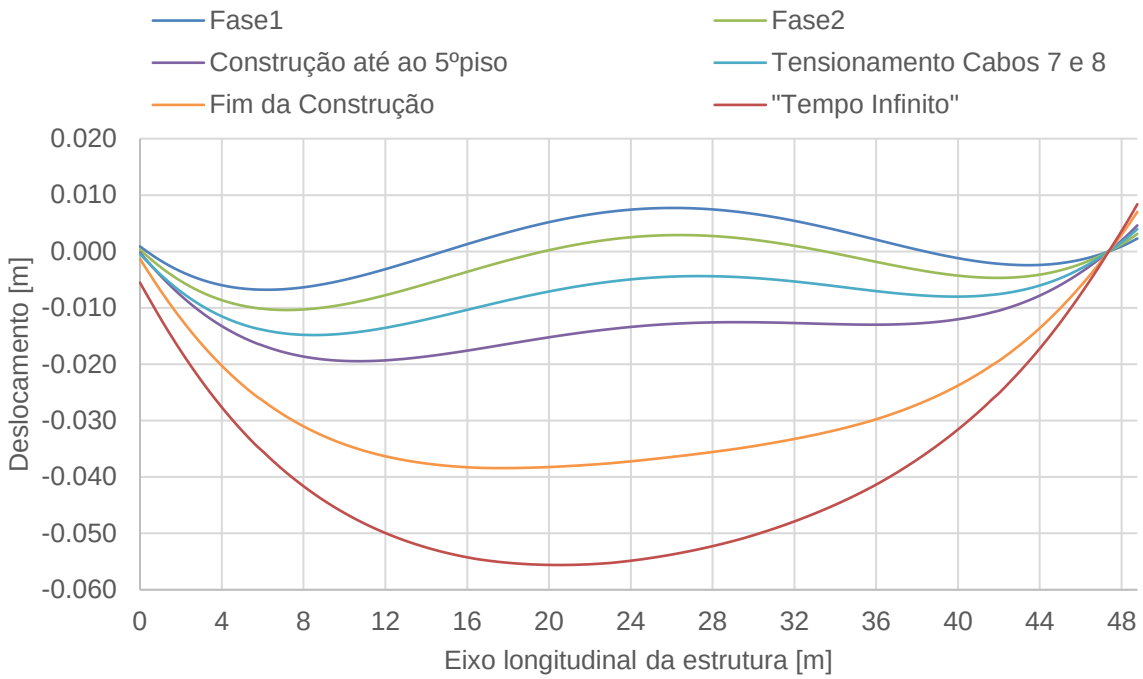


Fig. C.VIII - Deformada da Viga PTB-B em cada fase para o cenário de menos 5% da tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

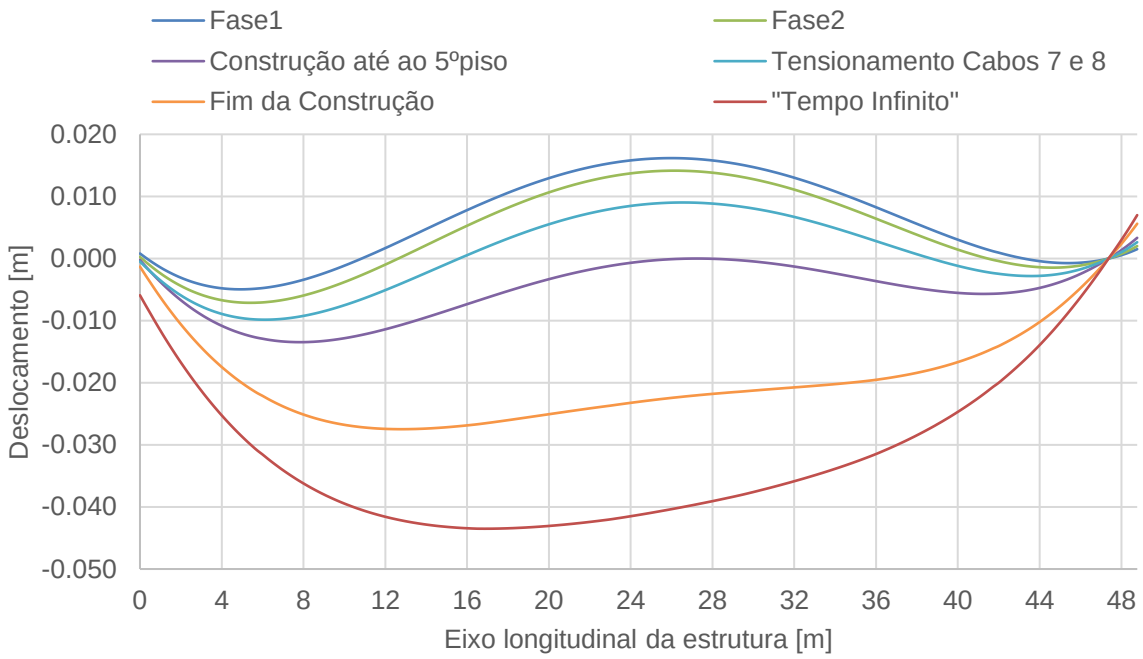


Fig. C.IX - Deformada da Viga PTB-B em cada fase para o cenário de tempo de construção ser 2/3 do tempo previsto.

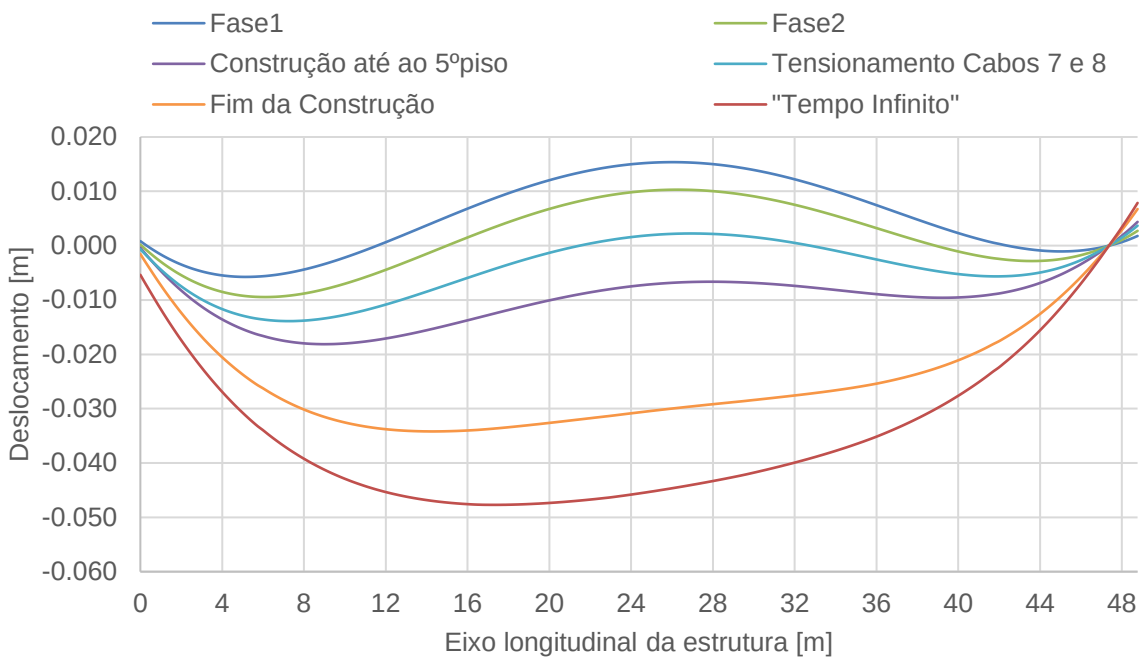


Fig. C.X - Deformada da Viga PTB-B em cada fase para o cenário de tempo de construção ser 50% superior ao tempo previsto.

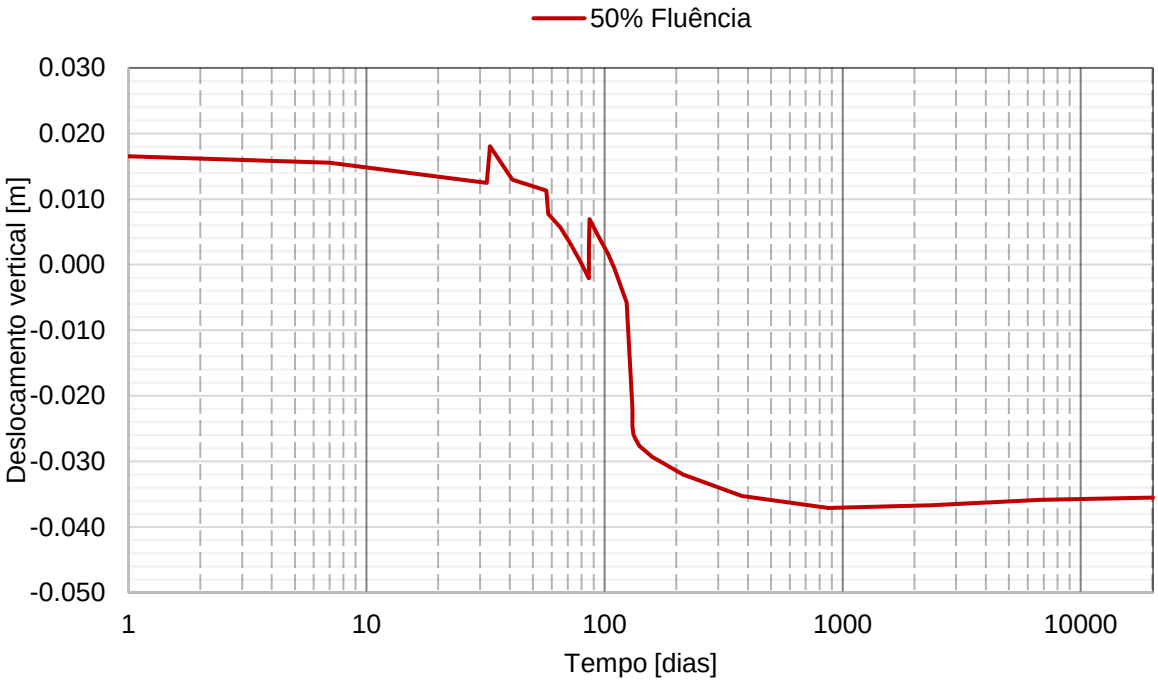


Fig. C.XI - Evolução do deslocamento a meio-vão para (50% Fl, 100% Rt).

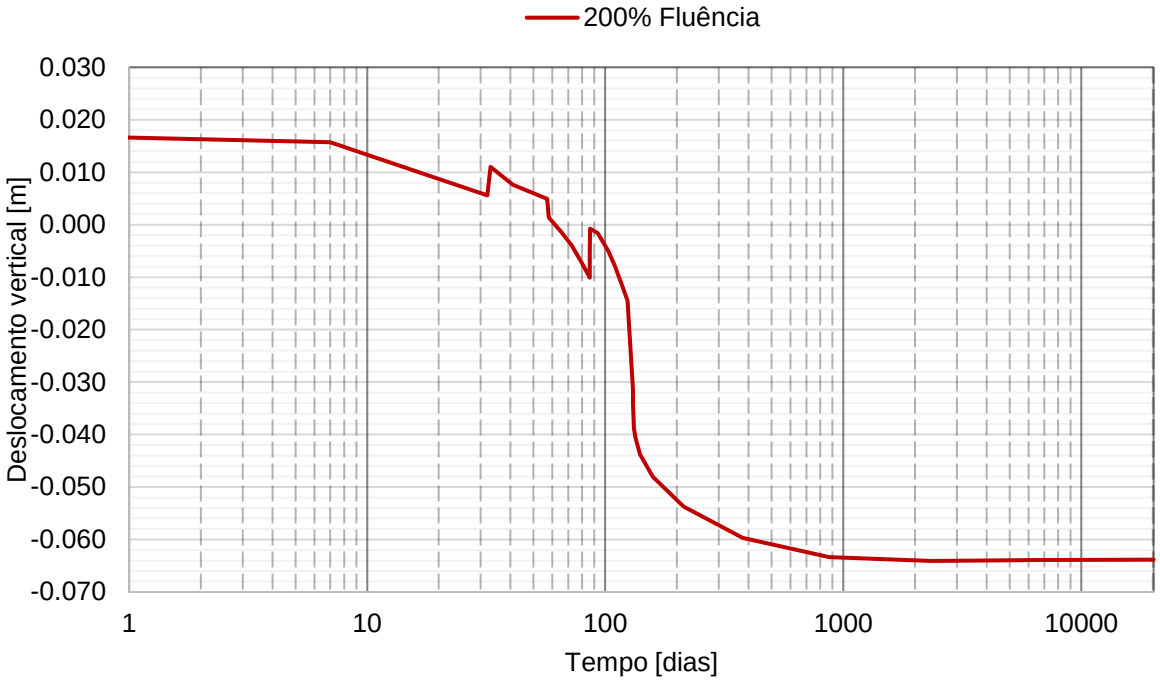


Fig. C.XII - Evolução do deslocamento a meio-vão para (200% Fl, 100% Rt).

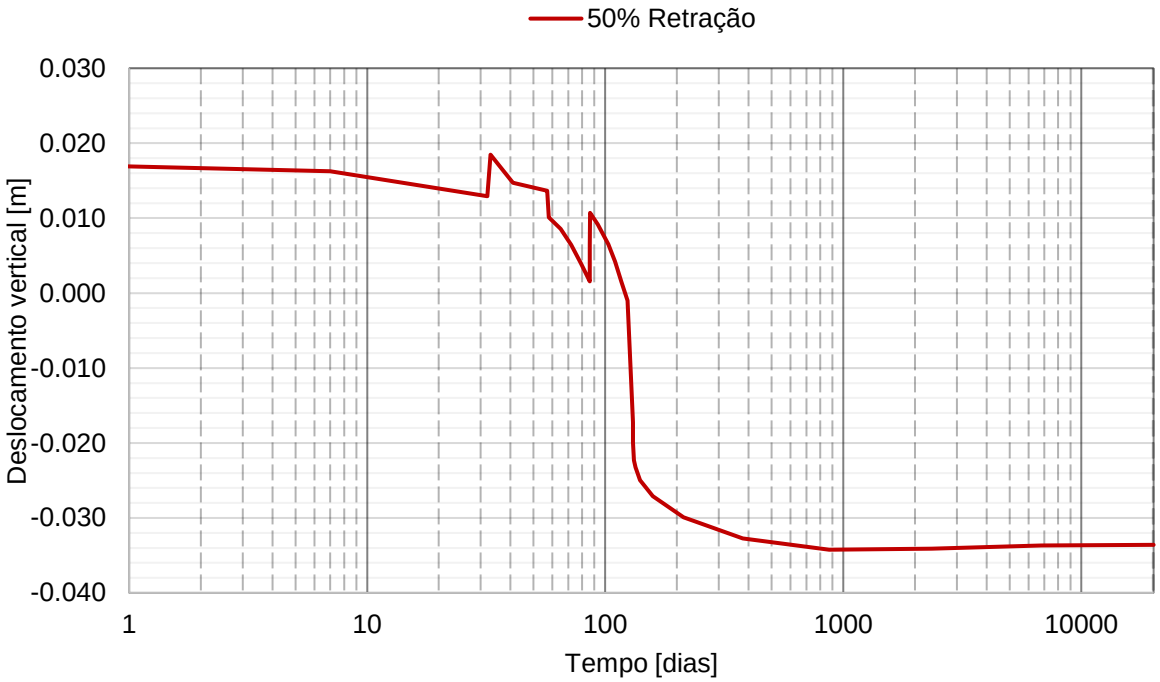


Fig. C.XIII - Evolução do deslocamento a meio-vão para (100% Fl, 50% Rt).

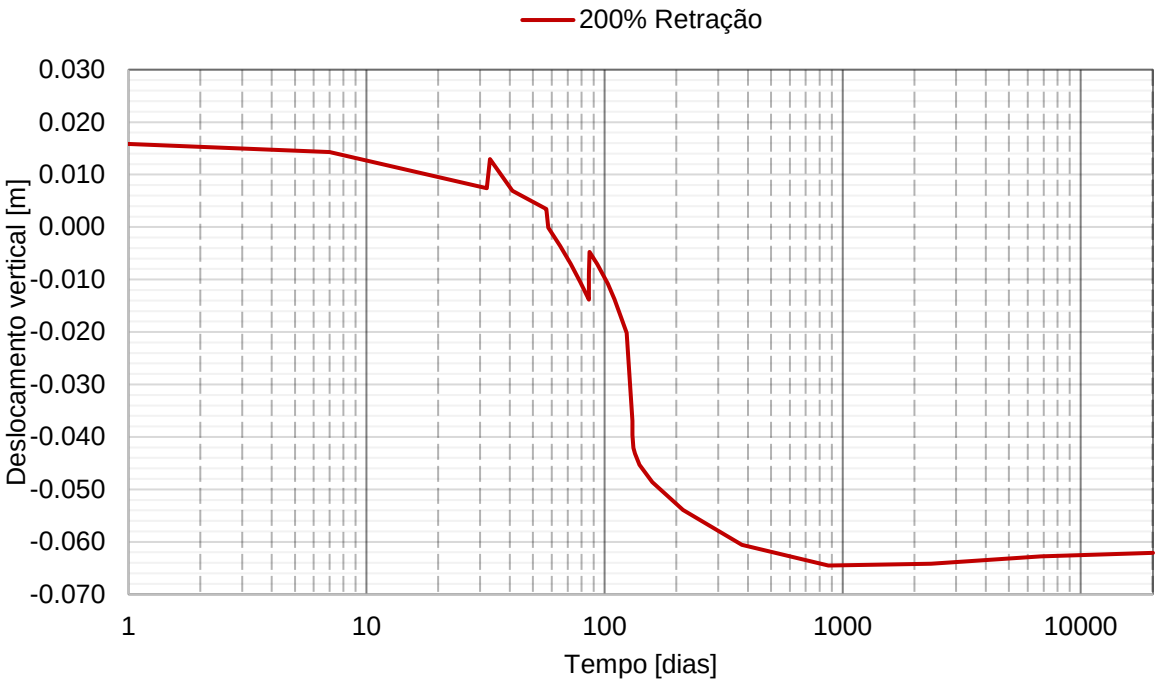


Fig. C.XIV - Evolução do deslocamento a meio-vão para (50% Fl, 100% Rt).

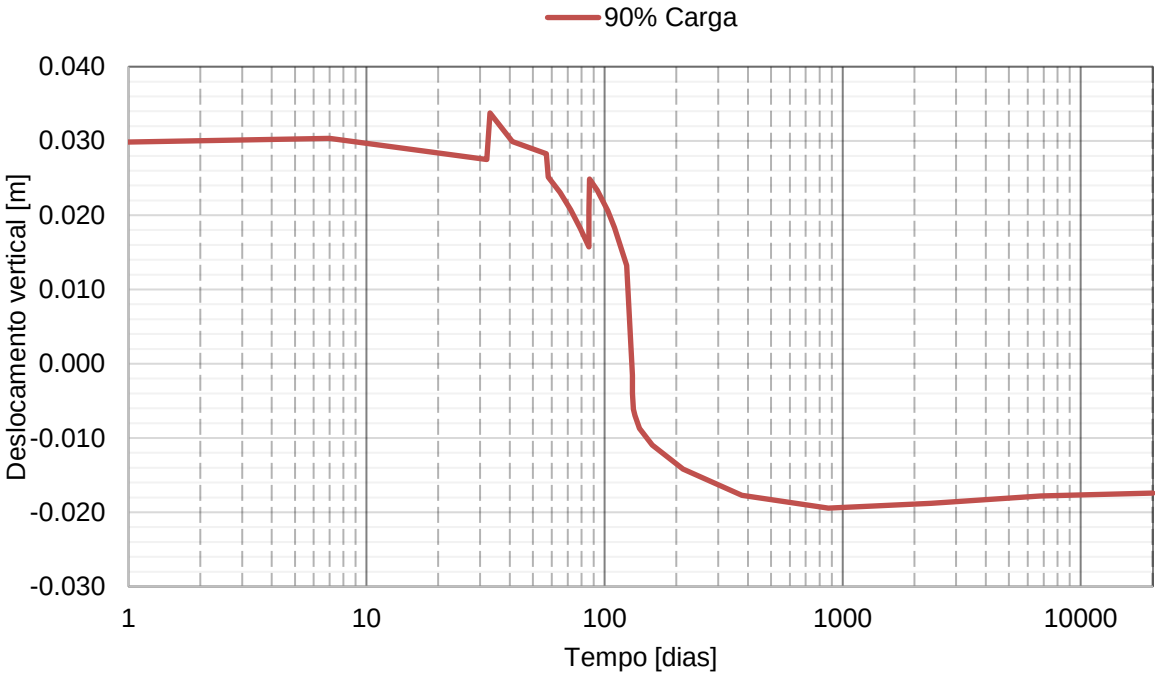


Fig. C.XV - Evolução do deslocamento a meio-vão menos 10% da carga prevista.

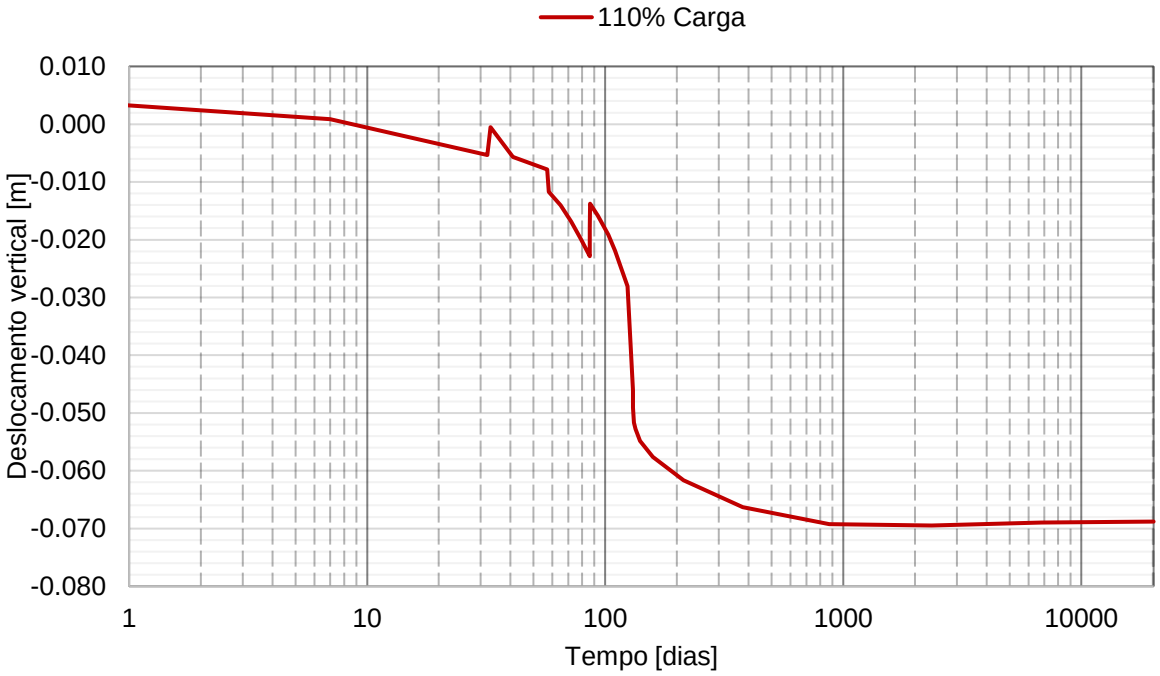


Fig. C.XVI - Evolução do deslocamento a meio-vão para mais 10% da carga prevista.

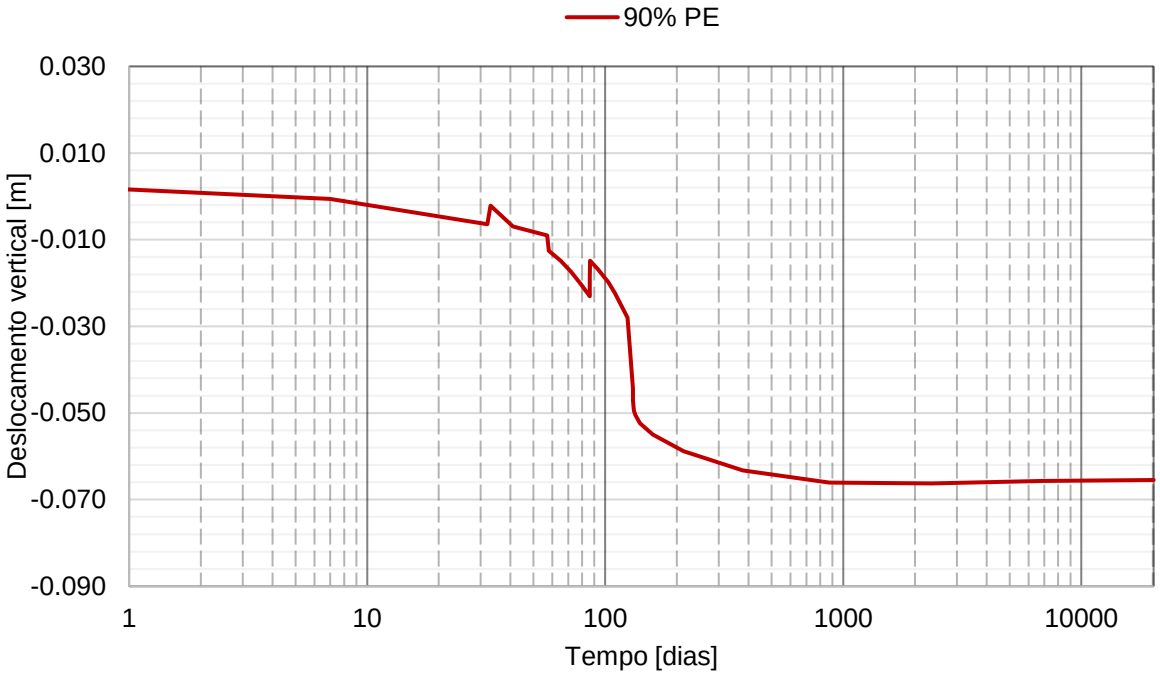


Fig. C.XVII - Evolução do deslocamento a meio-vão para menos 10% da tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

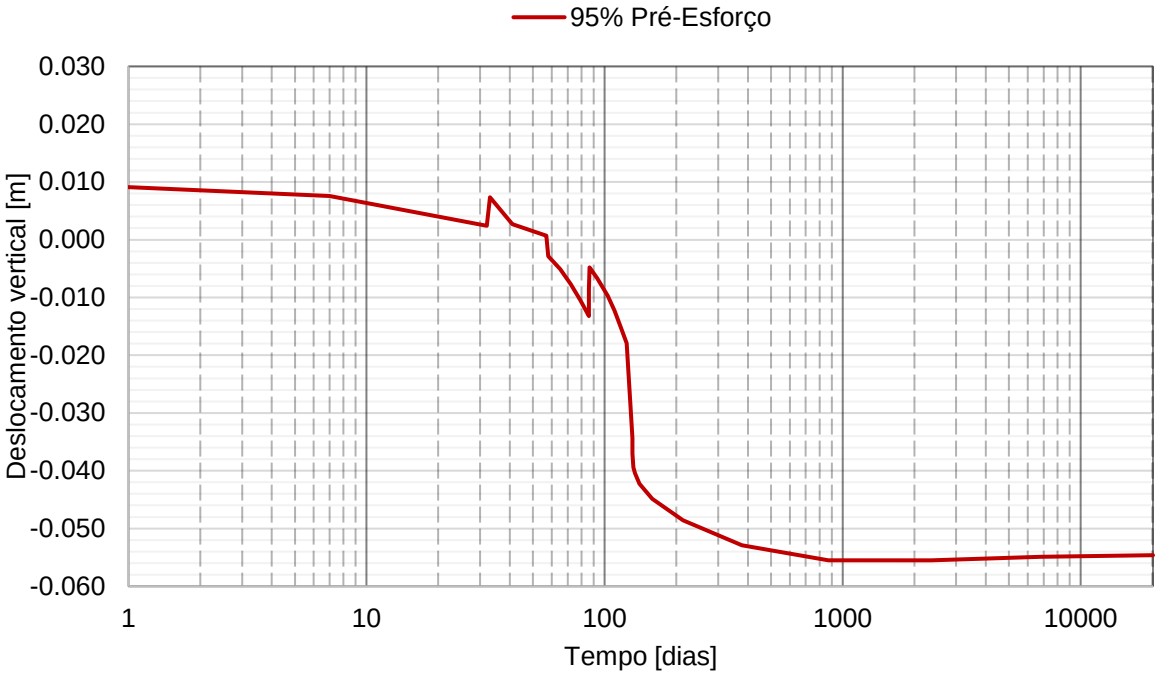


Fig. C.XVIII - Evolução do deslocamento a meio-vão para mais 10% da tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

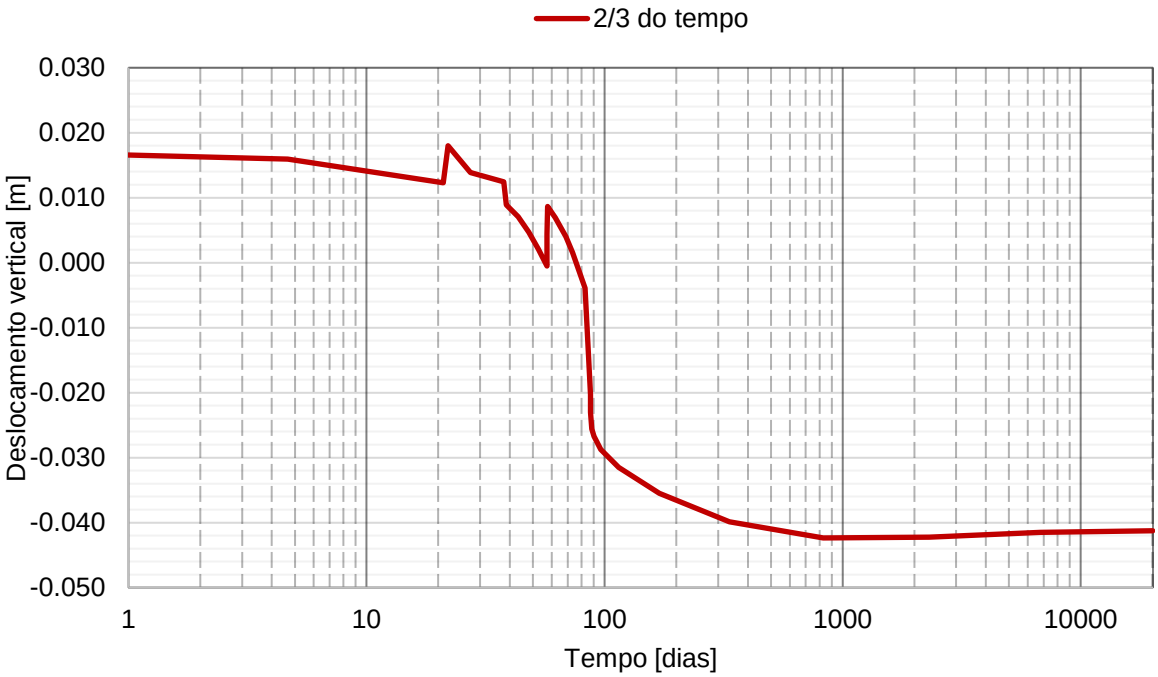


Fig. C.XIX - Evolução do deslocamento a meio-vão para cenário de tempo de construção ser 2/3 do tempo previsto.

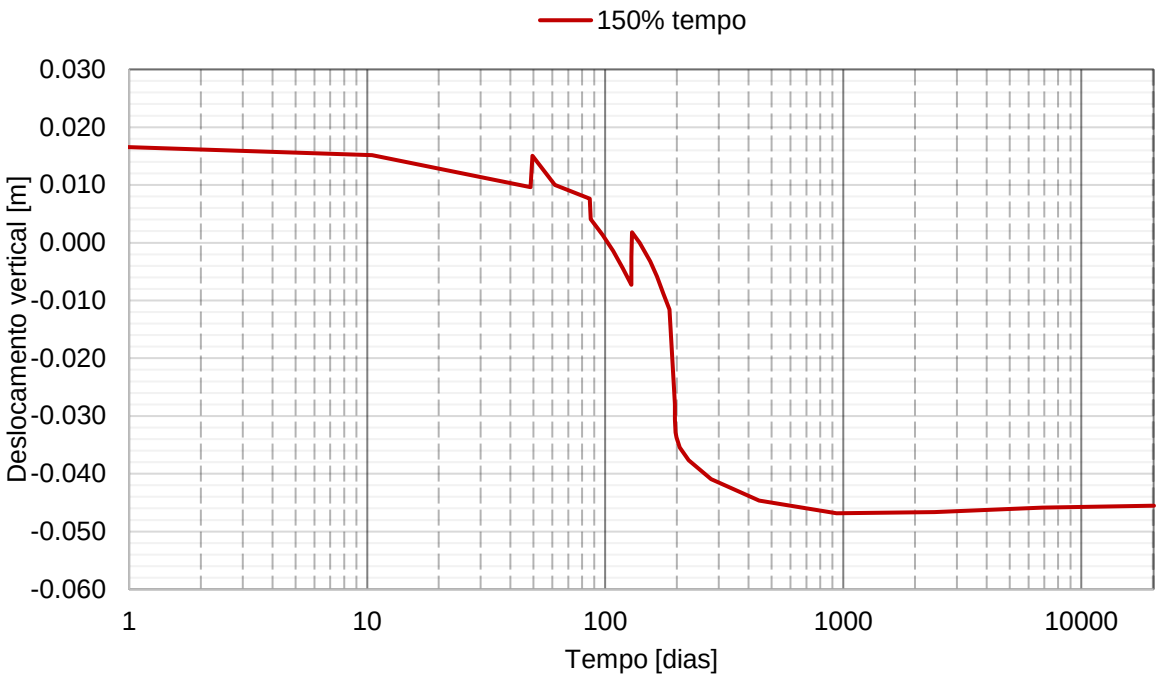


Fig. C.XX - Evolução do deslocamento a meio-vão para cenário de tempo de construção ser mais 50% do tempo previsto.

ANEXO D

TENSÕES INSTALADAS A MEIO-VÃO PARA OS CENÁRIOS ESTUDADOS

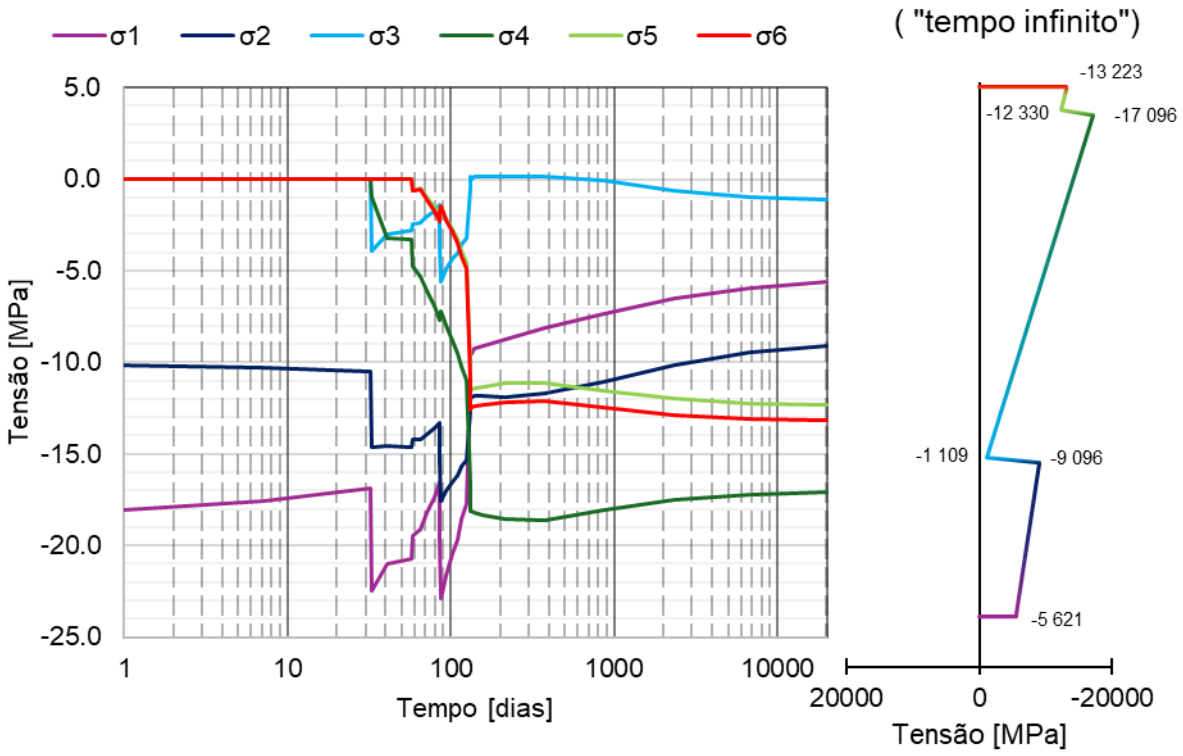


Fig. D.I - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para (50% Fl, 100% Rt).

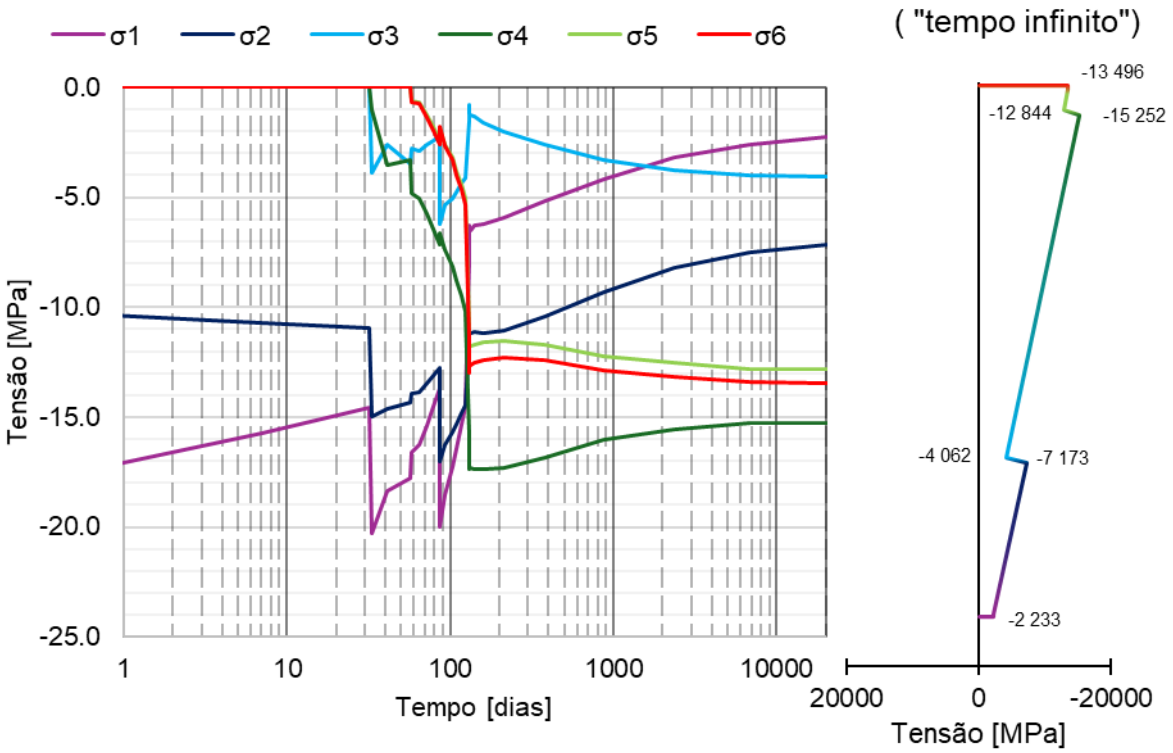


Fig. D.II - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para (200% Fl, 100% Rt).

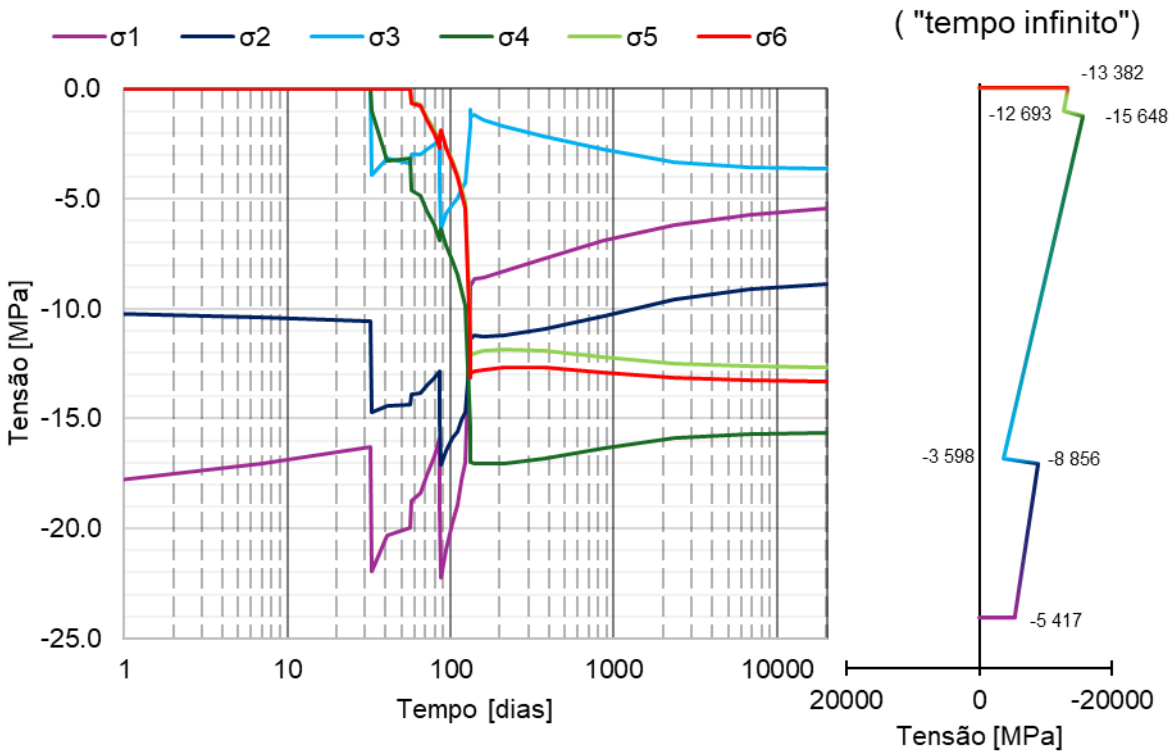


Fig. D.III - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para (100% Fl, 50% Rt).

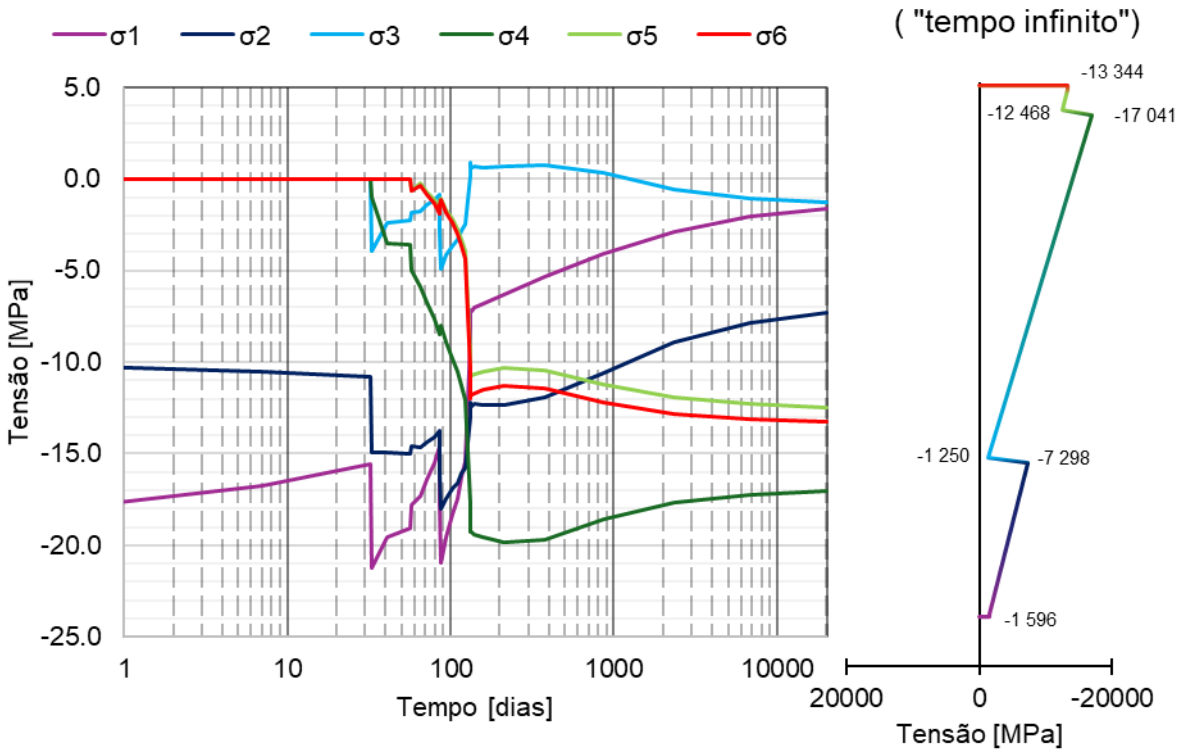


Fig. D.IV - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para (100% Fl, 200% Rt).

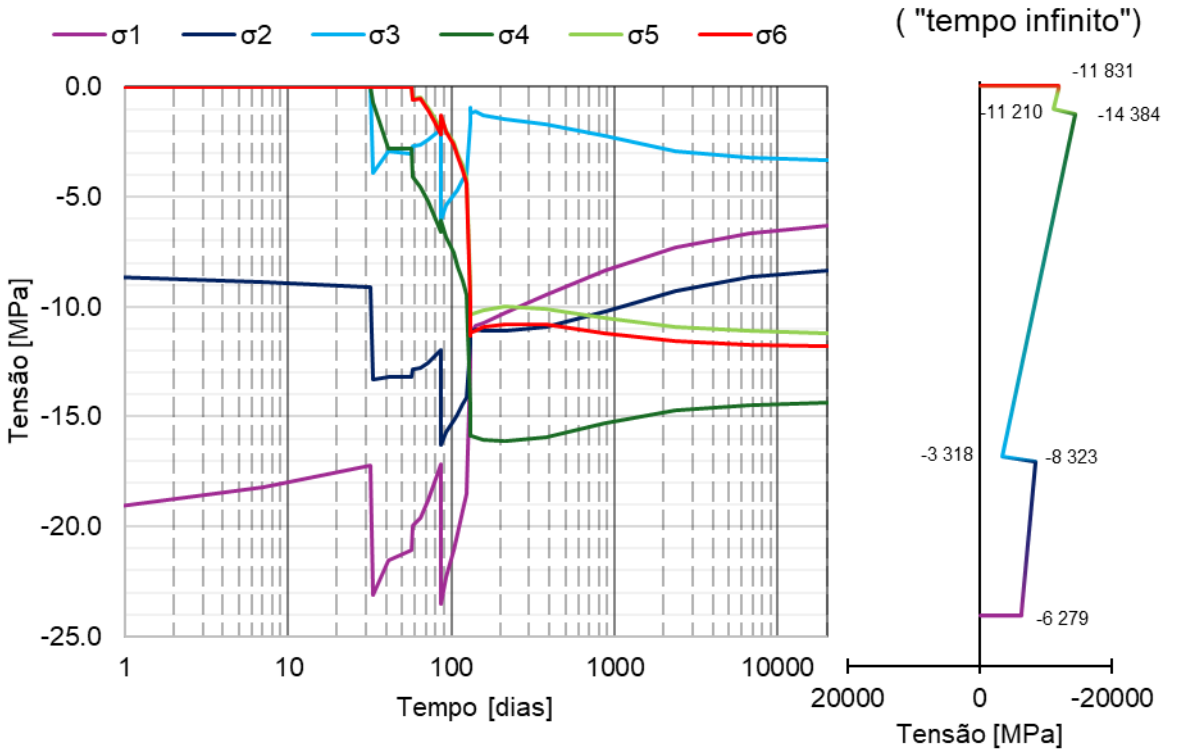


Fig. D.V - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para o cenário de menos 10% de carga do que previsto.

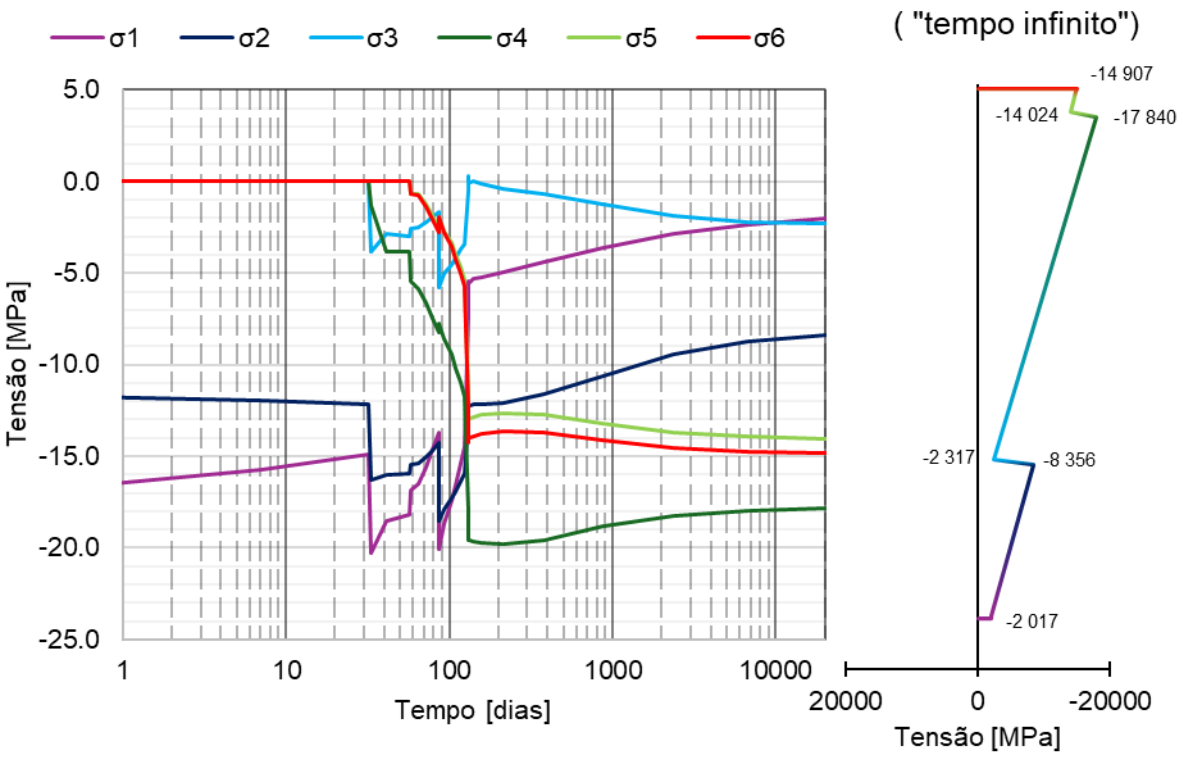


Fig. D.VI - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para o cenário de mais 10% de carga do que previsto.

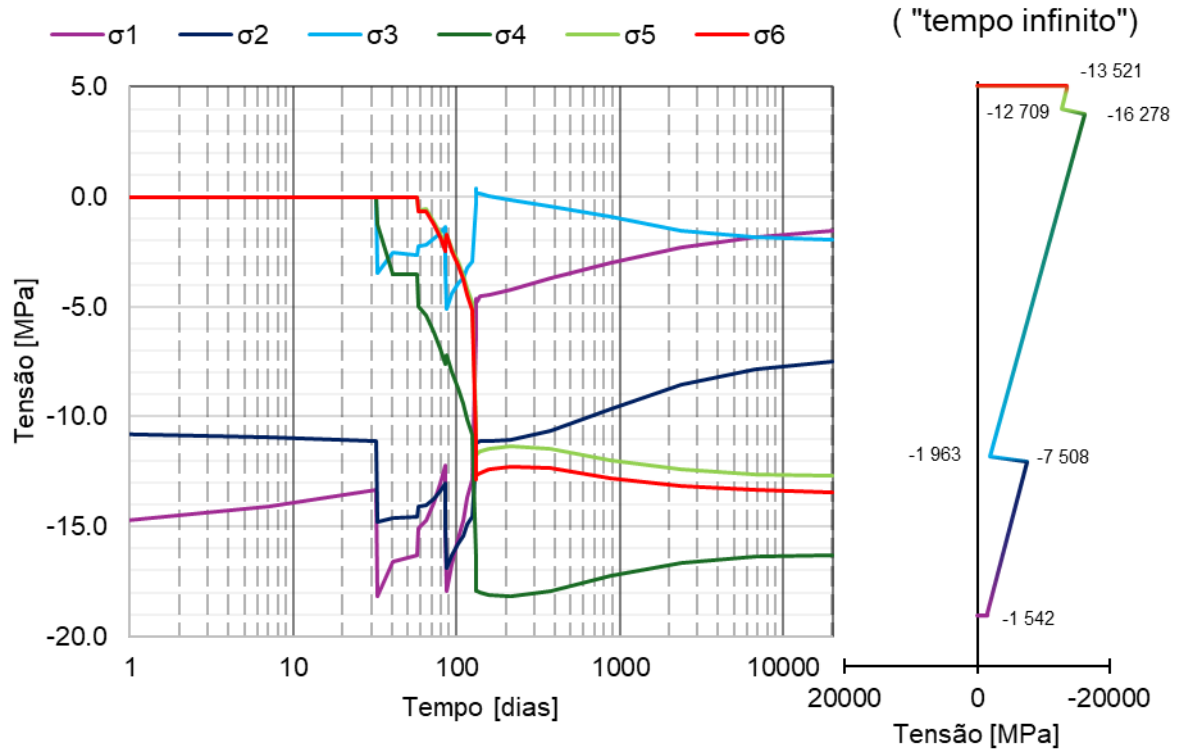


Fig. D.VII - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para o cenário de menos 10% de tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

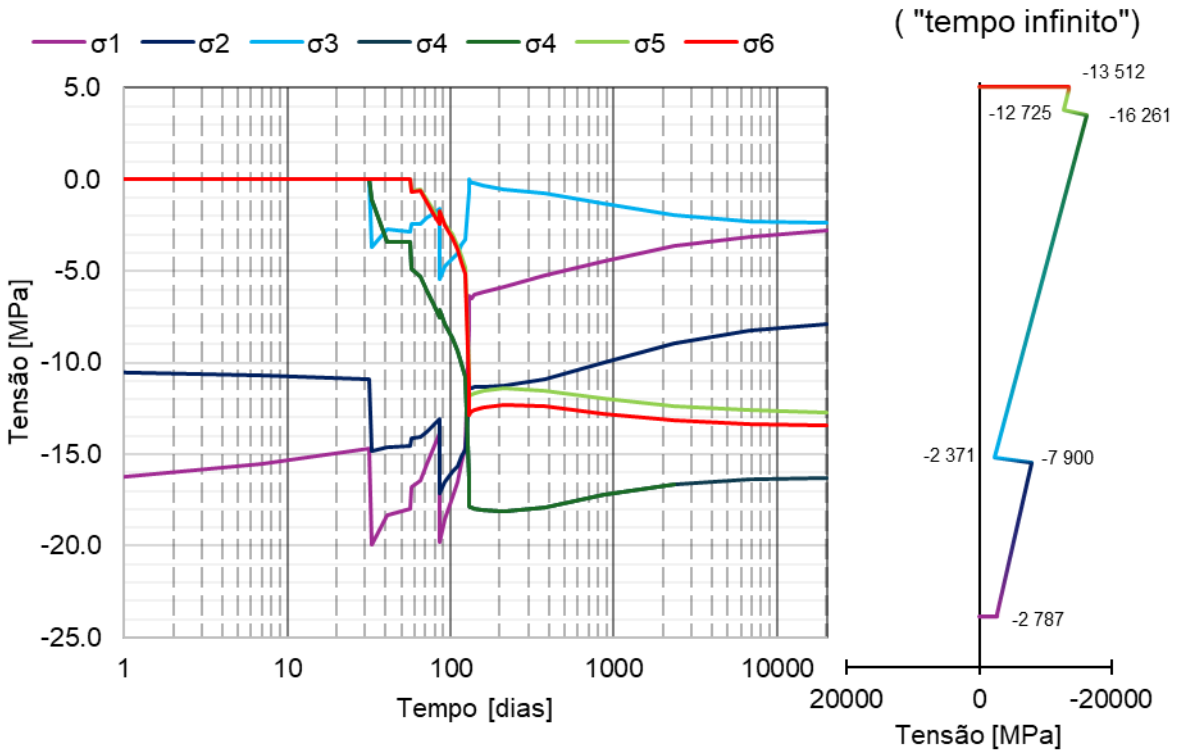


Fig. D.VIII - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para o cenário de menos 5% de tensão instalada nos cabos de pré-esforço.

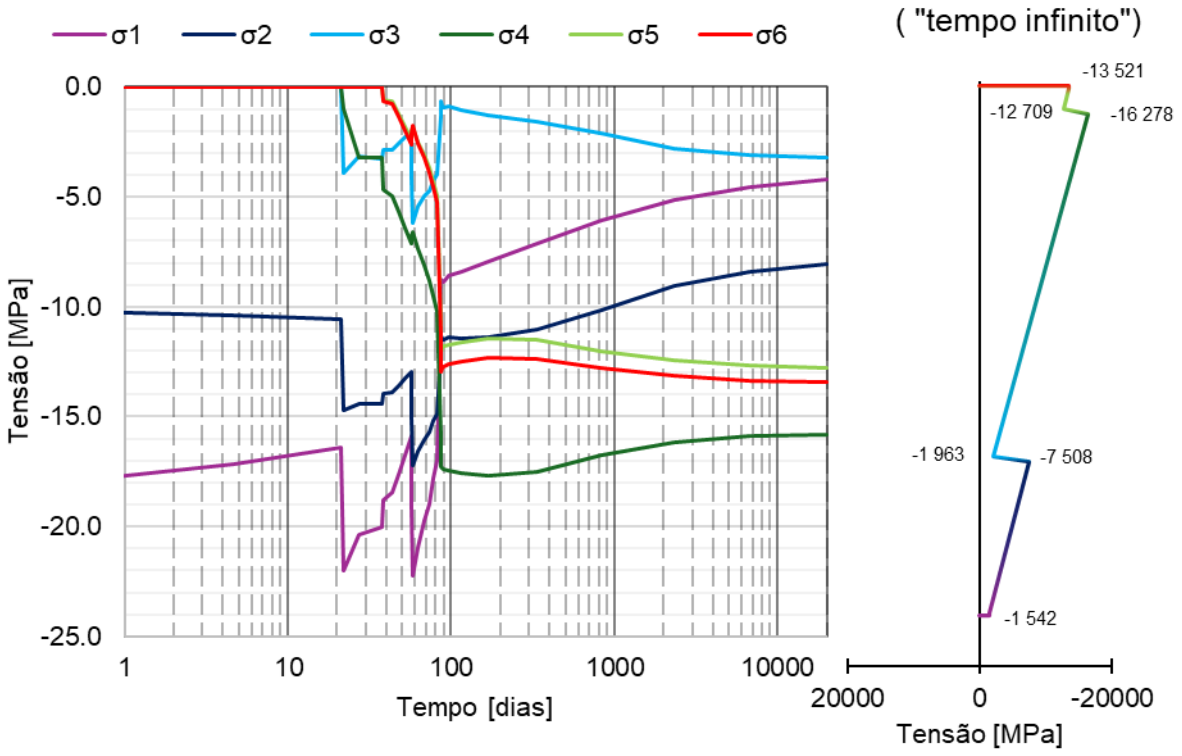


Fig. D.IX - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para o cenário de 2/3 do tempo de construção previsto.

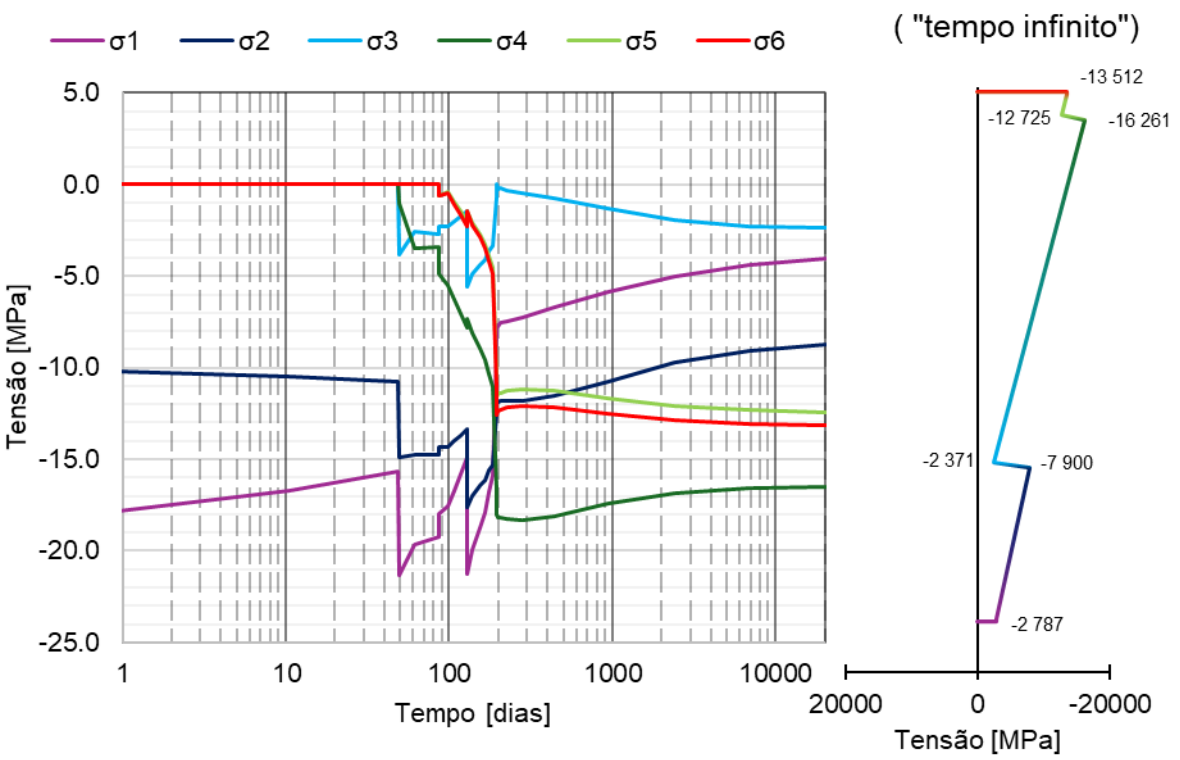


Fig. D.X - Evolução da tensão instalada na secção de meio-vão para o cenário de mais 50% do tempo de construção previsto.