

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

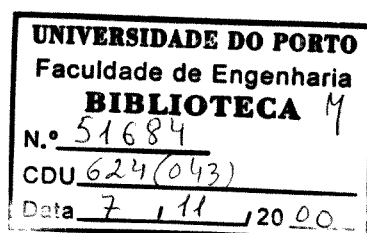
PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO
- UM EXEMPLO DE SISTEMA EFECTOR

Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco

DISSERTAÇÃO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL
OUTUBRO DE 1998

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO
- UM EXEMPLO DE SISTEMA EFECTOR



Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco

DISSERTAÇÃO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL
OUTUBRO DE 1998

Este trabalho foi realizado no âmbito do programa Praxis XXI
e publicado com apoio da JNICT em Dezembro de 1999

*“O começo de todas as ciências é a surpresa
de que as coisas sejam aquilo que são”*

Aristóteles, “Metafísica”

À Leonor, aos rapazes e à Família.

PREÂMBULO

A presente edição distingue-se da original por incorporar algumas notas suplementares do autor, por eliminar algumas gralhas entretanto detectadas e por integrar ligeiras alterações propostas nas Provas de Doutoramento realizadas em Março de 1999 na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

SUMÁRIO

Neste trabalho são estudados elementos estruturais de rigidez variável e controlada – sistemas efectores.

Apresenta-se uma dissertação sobre estruturas orgânicas da Natureza onde é estudado o comportamento e as funções estruturais dos músculos, sendo identificadas potencialidades destes sistemas efectores naturais.

Elabora-se o “estado da arte” dos sistemas de controlo activo em estruturas, pois é a área da Engenharia Estrutural onde se insere o estudo de sistemas efectores.

Desenvolve-se uma metodologia de aplicação do pré-esforço orgânico – um exemplo de sistema effector, sendo definidos matematicamente os fenómenos envolvidos na sua implementação.

Depois de uma descrição da tecnologia necessária para a implementação da metodologia desenvolvida, é apresentada uma análise elementar do funcionamento dos sistemas intervenientes (mecânico e electrónico), sendo ainda discutidos os seus aspectos construtivos.

As particularidades do pré-esforço orgânico são integradas nos vários procedimentos de cálculo habituais em estruturas pré-esforçadas e são propostas regras práticas de dimensionamento, tendo em conta as novas variáveis envolvidas.

Apresentam-se vários exemplos de aplicação, alguns dos quais são utilizados para comprovar as vantagens do pré-esforço orgânico.

Indiciam-se directrizes para posteriores trabalhos de investigação, nomeadamente no que respeita a ensaios experimentais. Finalmente, são salientadas as potencialidades desta área de investigação.

ABSTRACT

This thesis studies structural elements with variable and controlled stiffness – effector systems.

A dissertation on organic structures in Nature is presented in a text where special attention is given to muscles as natural effector systems. Their structural behaviour and functions are studied and their structural potentialities are identified.

The “state of the art” of active control systems is addressed, for it is the research field where effector systems are included.

An effector system example is presented - the organic prestressing. Its application methodology is described and the involved phenomena are mathematically defined.

The technology of organic prestressing is described and an elementary analysis of the electronics and mechanical functioning is presented. The constructive fundamentals are also considered.

Specific points of organic prestressing are integrated in the prestressed structures conventional design and practical design rules are proposed, considering those new existing parameters.

Several examples are presented, and some are used to display the organic prestressing advantages.

Future research is suggested, specifically through experimental tests. Finally, potentialities of this research area are pointed out.

RÉSUMÉ

Ce travail concerne les éléments structuraux de rigidité variable et contrôlée - systèmes effecteurs. Une dissertation à propos des structures organiques de la nature est faite, où le comportement et les fonctions structurelles des muscles sont étudiés et les potentialités de ses systèmes effecteurs naturelles sont identifiées.

L'état actuel des connaissances des systèmes de contrôle actif des structures - domaine du génie structurel qui étudie les systèmes effecteurs, est présenté.

Une méthodologie d'application de la précontrainte organique est présentée comme exemple de système effecteur, et la définition mathématique des phénomènes en jeu est faite.

La technologie nécessaire à l'application de la précontrainte organique est présentée, en décrivant les systèmes intervenants. Des détails constructifs sont présentés.

Les aspects particuliers du calcul de structures organiquement précontraintes sont présentés et des règles de pré-dimensionnement sont suggérées.

Quelques exemples d'application de la précontrainte organique sont présentés et étudiés, prouvant l'avantage de ce type de système de précontrainte.

Les directrices sont lancées pour des travaux postérieurs d'investigation, notamment à ce qui se rapporte à des essais expérimentaux. Finalement sont renforcées les potentialités de cette domaine d'investigation.

INHALTSANGABE

In der vorliegenden Arbeit werden Strukturelemente mit variabler und kontrollierter Festigkeit, die sogenannten Effektorsysteme, untersucht.

Organische Strukturen in der Natur werden vorgestellt. Dabei werden das Verhalten und die strukturellen Funktionen der Muskeln als natürliche Effektorsysteme und ihre potentielle Nutzung untersucht.

Der "state of the art" der aktiven Kontrollsysteme wird dargestellt. Dies ist der Wissenschaftsbereich, in den sich die Untersuchung von Effektorsystemen eingliedert.

Ein Beispiel für ein Effektorsystem wird vorgestellt: die organische Vorspannung, deren Methoden der Anwendung beschrieben werden. Die betreffenden Phänomene werden mathematisch definiert.

Zunächst wird die Technik der organischen Vorspannung beschrieben, um anschließend eine grundlegende Analyse des Funktionierens der mechanischen und elektronischen Systeme vorzulegen. Weiterhin wird auf die Aspekte der baulichen Umsetzung in die Praxis eingegangen.

Die spezifischen Merkmale der organischen Vorspannung werden in die konventionellen Berechnungen der vorgespannten Strukturen einbezogen und, unter Berücksichtigung der neun Variablen, werden praktische Designregeln vorgeschlagen.

Verschiedene Anwendungsbeispiele werden gegeben, von denen einige numerisch geprüft und somit die positiven Merkmale der organischen Vorspannung unter Beweis gestellt werden.

Es werden Leitlinien für zukünftige Forschungsarbeiten, unter anderem experimenteller Natur, ausgearbeitet. Schliesslich werden die noch offenstehenden Möglichkeiten dieses Forschungsgebietes dargestellt.

PALAVRAS CHAVE

cabos orgânicos
carregamento evolutivo
controle activo
controle estático
estratégia de controle
estruturas orgânicas
músculos
pré-esforço orgânico
sistemas efectores

MOTS CLÉ

cables organiques
charge evolutif
contrôle actif
contrôle estatique
muscles
précontrainte organique
stratégie de contrôle
structures organiques
système effecteur

KEY WORDS

active control
control strategy
effector systems
evolutive loading
muscles
organic cables
organic prestressing
organic structures
static control

STICHWORTE

aktives Kontrollsysteme
Effectorsysteme
Kontrollstrategie
zeitabhaengige Lasten Entwicklung
Muskeln
organische Kable
organische Strukturen
organische Vorspannung
statisches Kontrollsysteme

AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi possível graças ao apoio, generosidade e capacidade de aceitação da minha Família – ficarei sempre grato por terem apoiado e facilitado esta “caminhada”. Esse agradecimento é naturalmente extensivo aos amigos, por toda a ajuda que me deram.

Também ficarei sempre grato ao meu orientador científico – o Professor Adão da Fonseca. Para além de ter aprendido muito nas nossas cativantes e acaloradas sessões de trabalho, estou certo que tentarei sempre fazer bom uso da inconfundível exigência de rigor na linguagem que (com êxito, espero eu) me tentou transmitir. Também não posso deixar de lhe agradecer o facto de ter investido nesta área e patrocinado este trabalho, quando a sua agenda é plena de solicitações. Por fim, devo também agradecer à Família do Professor Adão da Fonseca a forma como sempre me recebeu, mesmo tendo em conta que eu constituía “mais uma solicitação”...

Apesar deste trabalho assentar numa vertente de investigação inovadora, não posso deixar de referir que muitas das suas ideias originais surgiram, directa ou indirectamente, de trocas de impressões ou discussões com colegas e Professores. Em certos casos, apenas me terá restado o trabalho de síntese e de redacção.

Para além disso, essa colaboração também foi fundamental no estudo das várias matérias de base que alicerçam o presente trabalho. Por tudo isso não posso deixar de mostrar a minha gratidão a todos os colegas e Professores da Faculdade de Engenharia, do Instituto Superior Técnico e das outras instituições que serão citadas. Destes, não posso deixar de salientar os seguintes:

- o Professor Raimundo Delgado, meu grande conselheiro desde os tempos de aluno, por todos os ensinamentos e pela grande ajuda que me deu no estudo dos problemas dinâmicos do pré-esforço orgânico;
- o Professor Joaquim Sarmiento, por tudo o que me ensinou e pelo que me fez pensar na fase mais difícil da investigação – o início;
- o Professor Álvares Ribeiro, por todos os conselhos que me deu ao longo do trabalho e pela crítica que fez às considerações sobre fiabilidade;
- o Professor Manuel Azeredo, que muito me incentivou no estudo das estruturas da Natureza e com quem fui mantendo interessantes conversas ao longo destes anos;
- o Professor Rui Faria, que despertou em mim a paixão da Teoria das Estruturas e que por diversas vezes me apoiou desde que fui seu aluno,

- e, finalmente, ao colega Rui Calçada, por ter revelado um enorme espírito de ajuda.

De igual modo, é meu dever agradecer a todos aqueles que nas várias vertentes da investigação tiveram contributos marcantes para este trabalho

no estudo de Anatomia, na Biomecânica e no estudo de estruturas orgânicas da Natureza:

- ao Professor Nuno Grande que por várias vezes teve a delicadeza de me receber, mas também, teve a paciência de corrigir o capítulo 2;
- ao Professor Kello Correia da Silva que não só foi um dos meus principais conselheiros na parte inicial da investigação, como me proporcionou um enorme apoio bibliográfico do Instituto Gulbenkian da Ciência;
- ao Professor Augusto Vasconcelos, pelos inúmeros elementos que me enviou, por ter criticado o Capítulo 2 e pela preciosas indicações que me deu quando veio a Portugal;
- ao Professor Borges Pires pela fecunda troca de opiniões e pelos elementos fornecidos;
- ao Dr. António Meirelles, pelos inúmeros esclarecimentos que prestou ao longo do trabalho;

nas áreas do pré-esforço e do pré-esforço orgânico:

- ao Professor João Almeida, por todo o apoio e incentivo, e por todos os esforços que tem vindo a desenvolver com vista ao início de dos trabalhos experimentais;
- ao Professor Júlio Appleton, pelos elementos enviados e pelos confrontos de opiniões;
- à VSL, nas pessoas do Eng. Hans Ganz e do Eng. Adrian Gnaegi, pelas sugestões oportunas, bem como, pelo interesse demonstrado;

na área do Controlo Activo:

- aos Professores Alex Barbat e José Rodellar pelas indicações fundamentais que me deram e pela forma como me receberam e apoiaram na Universidade Politécnica da Catalunha;

na Matemática:

- ao Professor Silvio Gama que me ajudou muito na resolução de certos problemas.

na área da Engenharia Mecânica:

- ao Eng. Jorge Pacheco e ao Eng. Joaquim Mendes, pela forma como me ajudaram, dando-me directrizes, elementos e explicações;
- ao Professor Mário Vaz, pelo seu espirito de entajuda científica, por todas as “sessões de dúvidas” e pelos elementos fornecidos;
- à Gustavo Cudell, na pessoa do Eng. Constantino, pela disponibilização de informação técnica;

na área da Engenharia Electrotécnica:

- ao Professor Diamantino Freitas, pela disponibilidade oferecida e por todos os esclarecimentos prestados;

Reservo aqui um agradecimento muito especial a todos os colegas da AFA, especialmente aos da “quadrícula” – os Eng.ºs Pedro Moás, Pedro Morujão e Carlos Quinaz - e ao Eng. Rodrigo Castro, pelas discussões e pelos ensinamentos que me transmitiram.

Agradeço ainda, pela preciosa ajuda que me deram

no grafismo e na realização da figuras,

- ao Sr. Manuel Carvalho e ao Sr. Francisco Pacheco;

nas traduções,

- à Dra. Laura Pacheco, ao Dr. Luis Cudell e ao Eng. Pedro Morujão;

e, finalmente, na “logística” e nos procedimentos formais, à D. Vitória e à D. Elvira pela sua simpatia e pela sua competência a resolver problemas que por vezes são os mais complicados (a burocracia).

PREFÁCIO DO AUTOR

Acredito que se devemos procurar imitar o Criador em qualquer atitude humana, também o devemos fazer quando procuramos criar, conceber ou mesmo projectar.

Se aceitamos que é na Natureza que se encontram as mais perfeitas estruturas, porque é que não havemos de as estudar para que, na sua compreensão, as possamos imitar ?

Apesar de ser a fé que nos move a admirá-Lo, e com Ele toda a sua criação, é a ciência que nos permite discernir que todos os mecanismos eficientes e inteligentes que podemos encontrar na Natureza têm, por mais complexos que sejam, razões físicas para a sua exequibilidade.

É nessa perspectiva que talvez um dia possamos dotar as nossas modestas "criações" de mais alguma perfeição, e se o conseguirmos (e não perdermos a lucidez) teremos a certeza de que não fizemos mais do que imita-Lo...

ÍNDICE GERAL

◆ CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

◆ CAPÍTULO 2 – ESTRUTURAS ORGÂNICAS DA NATUREZA

II.1 – NOTA INTRODUTÓRIA.....	1
II.2 – OS OSSOS	4
II.3 – CARTILAGENS ARTICULARES	28
II.4 – LIGAMENTOS.....	34
II.5 – SISTEMAS MUSCULARES	41
II.6 – NOTA CONCLUSIVA.....	75
II.7 – BIBLIOGRAFIA	77

◆ CAPÍTULO 3 – SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS

III.1 – NOTA INTRODUTÓRIA	1
III.2 – SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS	2
III.3 – SISTEMAS DE CONTROLO ACTIVO - CONCEITOS BÁSICOS	5
III.4 – EXEMPLOS DE SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS	15
III.5 – SISTEMAS EFECTORES.....	20
III.6 – BIBLIOGRAFIA.....	23

◆ CAPÍTULO 4 – UMA METODOLOGIA DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

IV.1 – PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO - UM EXEMPLO DE SISTEMA EFECTOR.....	1
IV.2 – DESCRIÇÃO GERAL DE UM SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO.....	4
IV.3 – APTIDÕES ESTRUTURAIS DO PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO.....	9
IV.4 – METODOLOGIA E FORMULAÇÃO.....	12
IV.5 – BIBLIOGRAFIA.....	101

◆ CAPÍTULO 5 – ASPECTOS TECNOLÓGICOS DO PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

V.1 – NOTA INTRODUTÓRIA	1
V.2 – ANCORAGENS ORGÂNICAS	2
V.3 – SENSORES E SISTEMAS ELECTRÓNICOS DE CONTROLO	20
V.4 – CABOS ORGÂNICOS.....	34
V.5 – CONSIDERAÇÕES FUNDAMENTAIS SOBRE DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E ASPECTOS PRÁTICOS DE SERVIÇO	39
V.6 – BIBLIOGRAFIA.....	45

◆ CAPÍTULO 6 – CÁLCULO DE ESTRUTURAS COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

VI.1 – CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS.....	1
VI.2 – QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES EVOLUTIVAS.....	3
VI.3 – PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO - AVALIAÇÃO DE PERDAS E DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS..	16
VI.4 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO	47
VI.5 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	78
VI.6 – DESCRIÇÃO DE UM PROGRAMA PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	112
VI.7 – BIBLIOGRAFIA	119

◆ CAPÍTULO 7 – DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

VII.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	1
VII.2 – ASPECTOS ELEMENTARES SOBRE FIABILIDADE	2
VII.3 – CONCEPÇÃO.....	6
VII.4 – DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO	17
VII.5 – DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS ORGÂNICOS	25
VII.6 – ORGANIGRAMA DO PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO.....	38
VII.7 – BIBLIOGRAFIA	39

◆ CAPÍTULO 8 – EXEMPLOS E ENSAIOS NUMÉRICOS

VIII.1 – CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS.....	1
VIII.2 – APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO NUMA PASSAGEM SUPERIOR COM TABULEIRO VIGADO.....	2
VIII.3 – APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO EM VIADUTOS COM TABULEIROS EM VIGA CAIXÃO.....	27
VIII.4 – CIMBRE MÓVEL COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO.....	64
VIII.5 – OUTRAS APLICAÇÕES.....	72
VIII.6 – BIBLIOGRAFIA.....	81

◆ CAPÍTULO 9 – CONCLUSÃO

GLOSSÁRIO 1

GLOSSÁRIO 2

Capítulo 1

Introdução

INDÍCE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

L.1 – NOTA INTRODUTÓRIA	1
L.2 – CONTEXTO DO TRABALHO	1
L.3 – PROBLEMA PROPOSTO.....	2
L.4 – OBJECTIVOS	2
L.5 – OPÇÕES FUNDAMENTAIS NO DESENVOLVIMENTO DA INVESTIGAÇÃO.....	3
L.6 – ORGANIZAÇÃO DO TEXTO	4
L.7 – CONVENÇÕES E SIMBOLOGIA.....	6
L.8 – BIBLIOGRAFIA	7

I.1 – Nota Introdutória

O comportamento estrutural dos músculos não pode deixar de inspirar a concepção de soluções estruturais que, reproduzindo de uma forma mais ou menos fiel as aptidões de tais elementos, abrem novos horizontes na área da Engenharia Estrutural.

Uma vez que os músculos têm a capacidade de transformar certas formas de energia em rigidez, a sua integração em estruturas permite melhorar o comportamento e aumentar a versatilidade dessas mesmas estruturas, sem com isso implicar o aumento da massa estrutural, ou seja, do peso próprio.

A observação das estruturas orgânicas da Natureza evidencia as potencialidades dos músculos como elementos estruturais. Permite, ainda, discernir os vários cenários nos quais se realizam as suas diversas aptidões.

Neste trabalho irá verificar-se que, no actual contexto tecnológico, é já possível desenvolver soluções que, fazendo uso de “músculos artificiais” (ou *sistemas efectores*^(*)), permitem “transportar” para várias aplicações da Engenharia Estrutural algumas das inequívocas virtudes encontradas nas estruturas orgânicas da Natureza.

I.2 – Contexto do Trabalho

Este trabalho foi antecedido de um outro onde, conforme o título o exprime - “Soluções da Natureza para Problemas Estruturais” [P1], se faz uma abordagem a diversas soluções estruturais encontradas nos três Reinos da Natureza. O músculo revelou-se então como um elemento estrutural com propriedades singulares que justificavam plenamente um aprofundamento do seu estudo.

A primeira fase da investigação que conduziu ao presente trabalho é, assim, uma continuação do trabalho anterior. Mas será também o início de um percurso que ainda está longe de estar concluído.

A aplicação de sistemas efectores está integrada numa área da Engenharia Estrutural plena de actualidade – os Sistemas de Controlo Activo. Aliás, verifica-se que vários dos seus problemas de implementação encontram a sua solução em trabalhos realizados no âmbito dessa disciplina.

(*) A expressão “sistema efector” foi originalmente usada por Lebre, Correia da Silva e outros para designar um modelo experimental de um músculo artificial [L1].

De qualquer modo, o exemplo de sistema efector proposto neste trabalho – o pré-esforço orgânico – tem viabilidade dentro do actual contexto tecnológico. Para isso são fundamentais os recentes desenvolvimentos nas técnicas de pré-esforço não aderente, nas técnicas de sensorização (especialmente na extensometria) e na óleo hidráulica.

Com efeito, existem actualmente condições tecnológicas que viabilizam soluções outrora inexecutáveis. Refira-se que, alguns anos antes do desenvolvimento dos Sistemas de Controlo Activo na Engenharia Civil, o principal mentor do Pré-Esforço - Freyssinet - e, uns anos mais tarde, Zetlin, fizeram menção a cabos activos para melhorar o comportamento de estruturas [F1]. Estava-se em meados do século XX e, portanto, o contexto tecnológico de então não terá convidado a grandes desenvolvimentos dessas ideias, e muito menos a aplicações práticas.

I.3 – Problema proposto

Dado o carácter especulativo que está associado à observação e reflexão sobre estruturas orgânicas da Natureza, tornou-se forçoso disciplinar o processo de investigação. Nesse sentido entendeu-se, desde cedo, ser conveniente formular de uma forma clara o problema que se propõe resolver.

Paralelamente a outras questões que foram surgindo desde que se encontrou o propósito de se realizar este trabalho, e ao longo de toda a sua realização, estiveram sempre presentes duas questões que, no fundo, o incentivaram, o direccionaram e o justificaram:

“O que é um músculo, em termos estruturais ?

Como se pode aplicar esse conceito à Engenharia Estrutural ?”

I.4 – Objectivos

Para além dos objectivos gerais deste trabalho, que são a resolução das questões anteriores, foram fixados outros que, na envolvência e complementaridade dos primeiros, condicionaram e direccionaram as várias fase do trabalho realizado.

- Concretizar em texto a observação e a reflexão realizadas sobre estruturas orgânicas da Natureza, de modo a promover na comunidade científica um maior interesse por este universo estrutural de uma inequívoca multiplicidade de soluções, e de forma a sistematizar os conhecimentos existentes para alicerçar posteriores trabalhos nesta matéria.

- Enquadrar o problema proposto no actual estado evolutivo da Engenharia Estrutural e organizar elementos relevantes para o estudo do controlo estático de estruturas – elaborar o “estado da arte”.
- Elaborar um modelo de aplicação do conceito de sistema efector – propor uma metodologia de aplicação consistente e desenvolver a respectiva formulação.
- Integrar a metodologia proposta dentro do actual contexto tecnológico e justificar a sua viabilidade. Apontar soluções tecnológicas para a resolução dos problemas de implementação da metodologia proposta.
- Integrar a formulação desenvolvida nos métodos de cálculo tradicionais e propor regras práticas de dimensionamento.
- Ensaiar numericamente o modelo proposto e testar as suas aptidões em casos concretos. Propor e justificar campos de aplicação onde as soluções desenvolvidas constituem uma alternativa às soluções convencionais.
- Justificar o interesse da realização de estudos experimentais nesta área.
- Preparar elementos para o prosseguimento da investigação nesta vertente da Engenharia Estrutural.

I.5 – Opções fundamentais no desenvolvimento da investigação

Ao longo de praticamente todo o trabalho que conduziu à presente dissertação surgiram dúvidas sobre o grau de aprofundamento que seria adequado atribuir ao estudo das estruturas orgânicas da Natureza. Esta questão levantou-se tanto em termos de pesquisa como em termos de apresentação.

Por um lado, se a simplicidade do conceito de *sistema efector* permite o seu entendimento com uma alusão sintética à Biomecânica, não é menos verdade que uma abordagem mais profunda pode “amadurecer” o estudo da aplicação da funcionalidade estrutural dos músculos à Engenharia Estrutural.

Por outro lado, dada a complexidade da matéria que envolve esse conceito, foi-se tornando claro que o seu aprofundamento exagerado, eliminaria a possibilidade de se resolver a segunda parte do problema proposto – estudar a sua aplicação na Engenharia Estrutural.

Entendeu-se, por isso, fazer uma “incursão” na Biomecânica que sustente uma reflexão sobre os conceitos envolvidos, porventura elementar mas consistente.

A concepção e desenvolvimento de sistemas efectores não se esgota de modo algum neste trabalho – antes pelo contrário – abre novos horizontes. Afinal, é bem claro que o exemplo de sistema effector proposto – o pré-esforço orgânico - é uma solução rudimentar quando comparada com o sistema effector que o inspirou. Não obstante, ir-se-á provar que a aplicação do conceito de sistema effector ao pré-esforço constitui uma contribuição útil e inovadora para a Engenharia Estrutural.

Um vez apreendido o “estado da arte” dos Sistemas de Controlo Activo em estruturas, foi sendo alimentada a convicção de que seria mais proveitoso direccionar o trabalho de investigação no sentido de desenvolver da forma mais abrangente possível a metodologia proposta, testando numericamente as suas potencialidades e limitações.

Essa opção justificou-se por dois motivos fundamentais. Por um lado, não sendo conhecido qualquer trabalho na área do controlo estático de estruturas, entendeu-se ser prematuro projectar um programa de trabalho experimental sem que fossem estudados, de uma forma suficientemente detalhada, os novos problemas emergentes. Por outro lado, sabendo-se que grande parte dos fenómenos envolvidos seriam previsivelmente semelhantes a outros já conhecidos – já que a técnica de pré-esforço orgânico proposta se baseia essencialmente nas conhecidas técnicas de pré-esforço convencional – tornou-se possível modelar grande parte dos aspectos teóricos com base nos ensaios e aplicações realizados com essa técnica.

A integração de computadores em estruturas orgânicas é uma certeza que se confirmará não mais do que a médio prazo, mas não é encarada nesta primeira fase, pois constitui mais um factor de risco. O seu estudo deve ser precedido do ensaio de soluções mais simples.

Finalmente, salienta-se ter sido inevitável introduzir expressões que não estão consagradas na bibliografia especializada. Como é próprio da Engenharia Estrutural, escolheram-se, sempre que possível, termos com uma interpretação física consistente.

I.6 – Organização do texto

O texto está organizado em 9 capítulos, mas identificam-se duas fases distintas de investigação. A primeira fase, que deu origem exclusivamente ao capítulo 2, incluiu os trabalhos de observação e análise de bio-estruturas com vista à resolução da primeira parte do problema proposto. A segunda fase, à qual correspondem os 6 capítulos seguintes, destinou-se à elaboração e desenvolvimento do modelo proposto e ao estudo da sua aplicação.

No capítulo 2 é feita uma análise descritiva e interpretativa sobre o comportamento de estruturas da biomecânica, sendo identificados e tratados, com um certo detalhe, os principais elementos estruturais dos sistemas biomecânicos do corpo humano. Nessa análise é estudado o

comportamento estrutural dos músculos, tendo em conta as propriedades fundamentais dos sistemas tipo onde os mesmos se integram. Paralelamente, são identificados outros fenómenos estruturais de grande interesse e cuja essência poderá inspirar novos trabalhos desta natureza.

No capítulo 3 é apresentado o actual estado da arte dos Sistemas de Controlo Activo, que é claramente a área de investigação com maior afinidade com o estudo e aplicação de sistemas efectores. Os conceitos básicos são sinteticamente expostos e é feita uma breve resenha das aplicações que tem sido desenvolvidas nesta área.

No capítulo 4 é apresentada uma metodologia de aplicação de pré-esforço orgânico, que é um exemplo de sistema effector compatível com a actual tecnologia. Uma vez caracterizada a metodologia e descritos os elementos constituintes do circuito de controlo característico, é apresentada uma formulação que permite abordar o comportamento de estruturas com pré-esforço orgânico. Com base nessa formulação são tratados os vários fenómenos envolvidos, sendo estudados os problemas indesejáveis na acção de controlo.

No capítulo 5 é feita uma breve descrição e análise das soluções tecnológicas envolvidas, sendo identificados os aspectos críticos a ter em conta na concepção e desenvolvimento de aplicações práticas. Paralelamente, são tratadas de uma forma sistemática as características mecânicas e electrónicas que tem uma interferência directa no cálculo de estruturas com pré-esforço orgânico.

No capítulo 6 são tratados os problemas específicos do cálculo de estruturas com pré-esforço orgânico. É apresentada uma metodologia simplificada para quantificação de acções evolutivas e são adaptados os procedimentos de cálculo de perdas de pré-esforço. Seguidamente são sistematizados procedimentos para a análise dinâmica de estruturas com pré-esforço orgânico. Por fim, é descrito um programa de cálculo desenvolvido exclusivamente para a análise deste tipo de estruturas.

No capítulo 7 são tratados aspectos práticos do dimensionamento de estruturas orgânicas, sendo propostos alguns métodos expeditos de pré-dimensionamento. A fiabilidade deste tipo de estruturas é discutida e é ainda apresentado um estudo paramétrico que traduz a influência das novas variáveis consideradas.

No capítulo 8 são apresentados exemplos da aplicação de pré-esforço orgânico em estruturas. Numa primeira fase são descritos ensaios numéricos baseados na metodologia proposta, sendo posteriormente apresentadas outras aplicações onde se prevê que o uso desta técnica possa vir a ser útil.

No capítulo 9 são apresentadas as conclusões fundamentais do trabalho efectuado, são avaliadas as potencialidades de aplicação dos conceitos propostos no actual contexto evolutivo

da Engenharia Estrutural, e são tecidas algumas considerações sobre a continuação do presente projecto de investigação.

Por fim, refira-se que, dada a natureza multi-disciplinar deste trabalho, a bibliografia é apresentada por capítulos de modo a que a sua consulta possa ser mais objectiva. Pela mesma razão se separa o glossário do capítulo 2 (Glossário 1) do glossário dos restantes capítulos (Glossário 2). Para mais fácil consulta, os glossários encontram-se no final da Tese.

I.7 – Convenções e simbologia

A simbologia utilizada no texto é, na generalidade e sempre que possível, semelhante à simbologia consagrada na bibliografia especializada. Aliás, existem grandezas que são representadas por símbolos diferentes em diferentes partes da tese, de forma a terem representações semelhantes às adoptadas nas áreas específicas em que essas partes da tese se integram. No entanto, com vista à clareza da exposição, sempre que um símbolo é usado pela primeira vez em determinado contexto, é imediatamente definido o seu significado

No caso geral, a notação é elaborada segundo regras correntes. Por exemplo, são preferencialmente usados sub-índices, sendo os sobre-índices usados cumulativamente com os primeiros. Dada a diversidade de variáveis e grandezas utilizadas nos capítulos 3 a 8, opta-se por uma representação algo extensa dos símbolos que não estão consagrados na bibliografia específica. Tal representação visa permitir uma mais fácil leitura e interpretação do seu significado.

Por exemplo, é esse o caso da representação de matrizes e vectores:

$[M_D^F]_i^j$ - *Matriz com a designação D relacionada com o fenómeno ou fase de um fenómeno F, com índice de linhas i e com índice de colunas j.*

$[V_D^F]_i$ - *Vector com a designação D relacionado com o fenómeno ou fase de um fenómeno F, com índice de linhas i.*

$[V_D^F]^i$ ou $[V_D^F]_i^T$ - *Vector com a designação D relacionado com o fenómeno ou fase de um fenómeno F, com índice de colunas i.*

Apesar dos capítulos estarem numerados com caracteres árabes (de 1 a 9), todas as referências aos capítulos são feitas em numeração romana (de I a IX), nomeadamente na numeração de sub-capítulos, de figuras, de quadros e de expressões matemáticas.

I.8 – Bibliografia

- F1 • Falcó X., Aparicio A. C., Barbat A. H., Rodellar J., 1990, "*Control activo de puentes sometidos a cargas de tráfico*", Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, 1993
- L1 • Lebre, A. B., Correia da Silva, K., Ferreira dos Santos, U., "Unidade efectora pneumática", in "Comunicações do Tema Nº 4 do 2º Congresso Nacional de Mecânica Teórica e Aplicada, 1979
- P1 • Pacheco P., "*Soluções da Natureza para Problemas Estruturais*", Dissertação de Mestrado, F.E.U.P., 1993

Capítulo 2

Estruturas orgânicas da Natureza

ÍNDICE

CAPÍTULO 2 – ESTRUTURAS ORGÂNICAS DA NATUREZA

II.1 - NOTA INTRODUTÓRIA.....	1
II.2 - OS OSSOS.....	4
II.2.1 - CLASSIFICAÇÃO E MORFOLOGIA BÁSICA DOS OSSOS.....	4
II.2.2 - CONSTITUIÇÃO E PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS ESTRUTURAS ÓSSEAS	6
II.2.2.1 - <i>Constituição dos ossos</i>	6
II.2.2.2 - <i>Comportamento mecânico dos ossos</i>	6
II.2.2.2.1 - Propriedades mecânicas dos ossos	8
II.2.2.2.2 - A fractura dos ossos	9
II.2.2.2.3 - Fadiga dos ossos.....	11
II.2.2.3 - <i>Outras propriedades dos ossos</i>	12
II.2.2.3.1 - Crescimento e envelhecimento dos ossos	13
II.2.2.3.2 - Remodelação óssea	13
II.2.2.3.3 - Evolução das estruturas ósseas	16
II.2.3 - FUNÇÕES ESTRUTURAIS DOS OSSOS E A SUA INTEGRAÇÃO EM SISTEMAS BIOMECÂNICOS	17
II.2.3.1 - <i>Funções estruturais dos ossos</i>	17
II.2.3.2 - <i>Relações entre a constituição, a forma e as trajectórias tensionais</i>	19
II.2.3.3 - <i>Relação entre o tipo de esforços e as secções transversais</i>	22
II.2.3.4 - <i>Integração biomecânica dos ossos</i>	24
II.2.3.4.1 - Articulações.....	24
II.2.3.4.2 - Inserções.....	26
II.2.3.5 - <i>Propriedades específicas dos esqueletos hidrostáticos</i>	27
II.3 - CARTILAGENS ARTICULARES.....	28
II.3.1 - INTEGRAÇÃO BIOMECÂNICA E FUNÇÃO ESTRUTURAL DA CARTILAGEM ARTICULAR.....	28
II.3.2 - CONSTITUIÇÃO E COMPORTAMENTO BIOMECÂNICO DA CARTILAGEM ARTICULAR.....	29
II.3.2.1 - <i>Constituição e composição da cartilagem articular</i>	29
II.3.2.2 - <i>Modelos bifásicos do comportamento biomecânico</i>	30
II.3.2.3 - <i>Respostas tipo da cartilagem articular</i>	31
II.3.2.3.1 - Comportamento da cartilagem articular sob tracção	31
II.3.2.3.2 - Respostas indeferidas a solicitações de compressão	32
II.3.2.3.3 - Lubrificação e desgaste	33
II.4 - LIGAMENTOS.....	34
II.4.1 - CLASSIFICAÇÃO DOS LIGAMENTOS.....	34
II.4.2 - CONSTITUIÇÃO E PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS LIGAMENTOS	36
II.4.2.1 - <i>Constituição dos ligamentos</i>	36
II.4.2.2 - <i>Propriedades mecânicas dos ligamentos</i>	36
II.4.3 - FUNÇÕES ESTRUTURAIS E INTEGRAÇÃO BIOMECÂNICA DOS LIGAMENTOS.....	37
II.4.3.1 - <i>Ligações directas</i>	38
II.4.3.2 - <i>Ligações indirectas para realização de apoios elásticos</i>	38
II.4.3.3 - <i>Ligações indirectas com uma função motora passiva</i>	39
II.4.3.4 - <i>Ligações indirectas com função de amortecimento</i>	40

II.5 – SISTEMAS MUSCULARES	41
II.5.1 - CLASSIFICAÇÃO, CONSTITUIÇÃO E MORFOLOGIA DOS SISTEMAS MUSCULARES	41
II.5.1.1 - <i>Classificação dos sistemas musculares</i>	41
II.5.1.2 - <i>Constituição e morfologia dos sistemas musculares</i>	43
II.5.2 - ANÁLISE ELEMENTAR DA CONTRACÇÃO MUSCULAR.....	45
II.5.2.1 - <i>Descrição fisiológica e bioquímica da Contraction Muscular</i>	45
II.5.2.2 - <i>Análise biomecânica da Contraction Muscular</i>	47
II.5.2.2.1 - O modelo de Hill	48
II.5.2.2.2 - Variáveis fundamentais que caracterizam a Contraction Muscular	50
II.5.2.2.2.1 - Variáveis geométricas	51
II.5.2.2.2.2 - Variáveis mecânicas.....	52
II.5.2.2.2.3 - Variáveis cinemáticas.....	53
II.5.2.2.2.3.1 - Trabalho e potência volumétricos e por unidade de massa.....	53
II.5.2.2.2.3.2 - Eficiência.....	54
II.5.2.2.2.3.3 - Velocidade de contraction	54
II.5.2.2.2.3.4 - Velocidade intrínseca.....	55
II.5.2.2.2.3.5 - Custo energético de manter tensão.....	57
II.5.2.2.2.3.6 – Frequência de contraction muscular	58
II.5.2.2.2.3.7 – Indeterminação das leis de actividade (problema de redundância)	58
II.5.3 - PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS SISTEMAS MUSCULARES	59
II.5.4 - FUNÇÕES ESTRUTURAIS DOS SISTEMAS MUSCULARES E SUA INTEGRAÇÃO BIOMECÂNICA	62
II.5.4.1 - <i>Funções estruturais dos sistemas musculares</i>	63
II.5.4.1.1 - Reforço passivo do esqueleto.....	64
II.5.4.1.2 - Pré-esforço no esqueleto	65
II.5.4.1.3 - Protecção	68
II.5.4.1.4 - Amortecimento	69
II.5.4.1.5 - Movimento de massa.....	70
II.5.4.2 - <i>Integração biomecânica de sistemas musculares</i>	70
II.5.4.2.1 - Atributos biomecânicos fundamentais.....	70
II.5.4.2.2 - Mecanismos biomecânicos tipo	72
II.5.4.2.2.1 - Mecanismo rotativo flector.....	72
II.5.4.2.2.2 - Mecanismo rotativo torsor	73
II.5.4.2.2.3 - Mecanismo de translação	73
II.5.4.2.2.4 - Mecanismos de contraction e expansão volumétrica	74
II.6 - NOTA CONCLUSIVA	75
II.7 - BIBLIOGRAFIA	77

II.1 – NOTA INTRODUTÓRIA

Conforme explicado no capítulo 1, na primeira fase de investigação que conduziu à presente dissertação procurou-se organizar, de uma forma sintética e sistemática, uma série de apontamentos originais e de outros autores que resultaram da observação e reflexão sobre bio-estruturas. Trata-se de um capítulo essencialmente de carácter descritivo que, com auxílio de sub-disciplinas da Anatomia e tendo em conta o estado da arte da Biomecânica, abrange uma análise elementar de estruturas orgânicas da Natureza, mais concretamente do Reino Animal.

Será importante salientar que a investigação baseada na observação da Natureza não é, de forma nenhuma, um método científico inovador. Antes pelo contrário – será quando muito um método que caiu em desuso. Efectivamente, desde a Grécia Antiga (Vitruvius) ao Renascimento (Leonardo da Vinci), passando por várias outras épocas da história, marcantes personagens da Engenharia e da Arquitectura encontraram na Natureza a sua grande Mestra [P1]. Está-se em crer que tal método não está, de forma alguma, esgotado, já que a evolução das Ciências da Natureza permite, actualmente, compreender fenómenos e estudar soluções que, sendo anteriormente desconhecidos, poderão constituir, hoje, novos desafios para as mais variadas áreas do conhecimento, nomeadamente para a Engenharia Estrutural.

Numa primeira abordagem ao universo das estruturas orgânicas do Reino Animal, torna-se evidente que a expressão do senso comum “o esqueleto é a estrutura dos corpos animais” é caracterizada por uma notória imprecisão, na medida em que o esqueleto é apenas um dos bio-elementos constituintes das referidas estruturas. Efectivamente, nas estruturas dos corpos animais podem-se identificar, na generalidade, quatro tipos de bio-elementos com funções estruturais fundamentais(*):

- os ossos
- as cartilagens articulares
- os ligamentos
- os sistemas musculares (tendões e músculos)

Embora seja objectivo deste capítulo dar um tratamento preferencial aos sistemas musculares, e dentro destes, aos músculos, desde cedo se entendeu que a sua compreensão, em termos estruturais, pressupõe uma análise integrada dos sistemas biomecânicos onde os músculos se inserem. Assim, a abordagem que a seguir se desenvolve está estruturada de forma a, antes de mais, poderem ser compreendidos os referidos sistemas biomecânicos.

(*). Embora se possa considerar um outro tipo de elemento - os tecidos brandos - entendeu-se não se incluir o seu estudo neste texto por se considerar ter pouco interesse no âmbito do presente trabalho.

Para isso, a pesquisa foi organizada em 4 fases correspondentes aos tipos de elementos estruturais encontrados em animais com endoesqueletos (esqueletos interiores), já que foi neste grupo que se encontraram mais soluções estruturais não exploradas(*).

Grande parte da observação incidiu sobre o corpo humano, por ser o melhor conhecido e por se crer que pela sua diversidade e pela sua complexidade, ele é suficientemente elucidativo para os fins pretendidos. Em alguns casos, porém, apresentam-se sistemas biomecânicos de outros animais quando nestes se encontram soluções com uma vertente estrutural mais expressiva, ou mesmo, incomum. De resto, praticamente toda a apresentação que se segue respeita a *vertebrados*.

Salienta-se que algumas questões relacionadas com o comportamento dos sistemas biomecânicos são apenas superficialmente abordadas, já que o seu aprofundamento seria, só por si, um trabalho de investigação de grande envergadura.

Há três importantes propriedades dos tecidos vivos que os distinguem do universo de materiais usados na Engenharia:

- O crescimento
 - A capacidade de adaptação a novas circunstâncias
 - A evolução genética
- O crescimento existe sem interrupção das funções intrínsecas de cada parte de um corpo.
- Os tecidos vivos têm uma notável capacidade de "reparar avarias", graves ou ligeiras. Esta propriedade permite-lhes serem menos vulneráveis a certos danos localizados e à fadiga - problemas típicos dos materiais estruturais não vivos. A reparação dos músculos e dos ossos é mais rápida do que a da cartilagem e dos ligamentos, e diminui para todos eles com a idade. A capacidade de adaptação a novas circunstâncias permite aos tecidos vivos responderem a necessidades, mudando lentamente a sua substância e ou a sua configuração - é, por exemplo, de conhecimento comum que a massa muscular aumenta com o exercício.
- A evolução genética permite às diferentes espécies adaptarem a sua constituição às mudanças de hábitos e de exigências que vão surgindo ao longo das gerações. É por isso que a constituição estrutural de cada uma reflecte, de algum modo, as acções condicionantes mais frequentes a que cada sistema biomecânico, de cada espécie, está sujeito.

(*) O estudo de bio-estruturas de animais com exoesqueletos (por exemplo, as conchas) revela soluções estruturais particularmente interessantes, mas não foi aprofundado, por se considerar que as suas afinidades com a Engenharia Estrutural já são, na generalidade, bem conhecidas [K1, P1].

É precisamente a interação destas propriedades que permite que as estruturas orgânicas tendam a ser otimizadas e revelem, por isso, índices de eficiência verdadeiramente extraordinários, e que, segundo se crê, ainda não foram alcançados nas estruturas criadas pelo Homem.

Embora se tenha procurado conduzir este programa de observação e consequente análise com os critérios tradicionais da Engenharia Estrutural, surgiram muitas situações em que a falta de precisão de determinados raciocínios foi inevitável, para mais porque, essa mesma "imprecisão" é, por vezes, considerada aceitável nas disciplinas complementares em causa. Saliente-se, no entanto, que nenhuma estrutura criada pelo Homem revela ter a complexidade estrutural e funcional das estruturas orgânicas animais.

Nos quatro sub-capítulos seguintes são apresentadas as noções básicas essenciais para que se possa conhecer estruturalmente os bio-elementos que neles são tratados (estruturas ósseas - cartilagens articulares - ligamentos - sistemas musculares (músculos e tendões)). Posteriormente é apresentado um último e breve sub-capítulo que sintetiza as principais ilações emergentes do estudo efectuado.

Apesar de não ser particularmente fácil sistematizar uma análise estrutural interpretativa dos sistemas biomecânicos, é possível estabelecer um encadeamento lógico que relaciona a integração biomecânica com as funções de cada bio-elemento. Note-se que este raciocínio sugere uma compreensão global dos sistemas biomecânicos no seu todo - conforme afirmou Hildebrant, "algumas conclusões poderão ser subtis, outras óbvias, mas todas fazem sentido" [H2].

II.2 – OS OSSOS

As estruturas ósseas têm de módulos de elasticidade muito superiores aos restantes bio-elementos das estruturas orgânicas e são responsáveis pelo comportamento coerente que os correspondentes corpos animais exibem. Apesar dos materiais que constituem os ossos serem dotados de uma significativa capacidade resistente à tracção, eles têm um melhor comportamento à compressão – maior ductilidade e maior resistência – pelo que quando os ossos se integram em sistemas essencialmente sujeitos à flexão, as máximas tensões positivas (tracções) só podem assumir valores moderados. Conforme se irá poder constatar ao longo deste e subseqüentes sub-capítulos, esta propriedade é fundamental nos princípios estruturais implícitos na "concepção" das estruturas orgânicas dos corpos animais.

De qualquer modo os ossos têm propriedades semelhantes a alguns materiais bem conhecidos na Resistência dos Materiais, e por isso a sua compreensão é particularmente acessível a qualquer observador familiarizado com a linguagem estrutural.

II.2.1 - Classificação e morfologia básica dos ossos

Em qualquer animal vertebrado existe uma imensa variedade de ossos. No ser humano adulto, por exemplo, existem normalmente 121(*) ossos diferentes [T1], que embora se incluam num restrito número de classes funcionais e estruturais, se distinguem por ter uma forma anatómica singular.

Na Osteologia são feitas duas classificações fundamentais dos ossos. A *classificação topográfica*, que permite localizar os ossos nas várias partes do corpo humano mas que não terá especial interesse numa perspectiva estrutural, e a *classificação da forma exterior*, que revela mais afinidades com uma possível classificação estrutural, pelo que é a seguir explorada [T1].

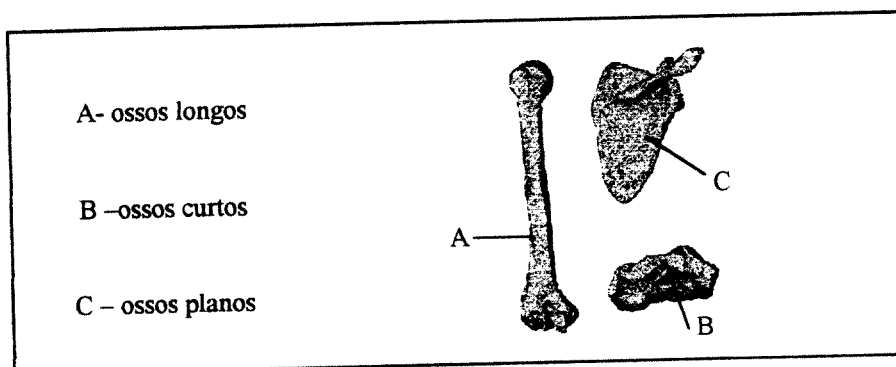


Figura II.1 - Classificação osteológica dos ossos segundo o critério da forma exterior [T1]

(*) Este valor corresponde ao número de ossos diferentes de um adulto com 35 anos, e não inclui os ossos *wormianos* nem os ossos *sesamoides*, cujo número é extremamente variável.

Os ossos *longos* têm uma dimensão muito superior às outras, e encontram-se nos membros. São constituídos pelo corpo, designado *díafase* e pelas extremidades denominadas *epífises*. As díafases são estruturas tubulares com superfícies exteriores aproximadamente prismáticas triangulares ou cilíndricas (irregulares). As epífises são zonas mais volumosas, e apresentam uma ou mais superfícies lisas, nas zonas da articulação, e, junto destas, saliências ou cavidades rugosas onde se realizam as inserções dos ligamentos ou dos músculos. Os ossos longos, para além de assegurarem uma função estrutural nos membros onde se incluem, realizam nestes uma função motora passiva (alavancas).

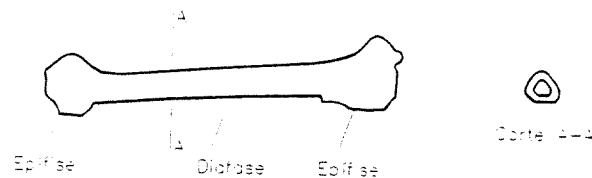


Figura II.2 - Morfologia dos ossos longos

Os ossos *planos*, exibem duas dimensões com a mesma ordem de grandeza - a latitude e a longitude - a qual é superior à da terceira dimensão - a espessura. Normalmente têm duas faces, uma côncava e outra convexa, e têm um número de bordos de apoio que está relacionado com a sua configuração particular. Estes bordos realizam a ligação com outros ossos ou permitem a inserção de diferentes músculos. Tal como nos ossos longos, nas zonas de inserção a espessura é maior e existem múltiplas rugosidades. Estes ossos envolvem cavidades e zonas particularmente sensíveis, protegendo-as de acções mecânicas exteriores.

Os ossos *curtos* têm as três dimensões - latitude, longitude e espessura - sensivelmente iguais. Apesar de terem formas aproximadamente cúbicas, paralelepípedicas ou cilíndricas, estes ossos são normalmente multifacetados e exibem, por vezes, irregularidades exteriores, o que não só lhes permite serem compatíveis com as articulações que os separam dos ossos adjacentes como também lhes garante a eficiente realização das inserções de ligamentos ou de músculos. Os ossos curtos localizam-se em zonas pouco flexíveis e permitem os mais variados, mas muito curtos, movimentos. Em alguns casos, porém, quando existe uma sucessão de vários destes ossos com o mesmo tipo de mobilidade, formam-se estruturas de algum modo flexíveis [A1], cujos deslocamentos totais alcançáveis resultam da acumulação dos deslocamentos parciais de cada um.

Por fim, será relevante referir que existe um tipo de ossos longos, que, apesar de não merecerem nenhuma designação específica na Osteologia, tem um comportamento estrutural muito particular - os ossos longos curvos. Este tipo de ossos trabalham essencialmente à compressão e assumem-se tipicamente como estruturas em arco.

II.2.2 - Constituição e propriedades mecânicas das estruturas ósseas

Embora já se possa considerar que existe um conhecimento muito razoável da constituição das estruturas ósseas, o mesmo não se poderá afirmar em relação às suas propriedades mecânicas. Esta dificuldade da Biomecânica, que é aliás comum a alguns materiais da Engenharia Civil, torna-se na primeira tanto mais notória quanto maiores forem as dificuldades em ensaiar os materiais em condições semelhantes às que os mesmos estão sujeitos em “serviço” (note-se que, como é evidente, há muitos ensaios que não podem ser realizados *in vivo*).

II.2.2.1 - Constituição dos ossos

O esqueleto é composto de osso cortical e osso esponjoso. Segundo Carter e Hayes [C1], estes dois tipos de matérias ósseas podem ser considerados como um mesmo material, cuja matriz admite uma vasta gama de porosidades. No osso cortical a porosidade varia de 5% a 30% e no osso esponjoso varia entre 30% e 90%.

Como é evidente, o osso cortical é mais rígido, podendo sustentar maiores tensões apesar de admitir menores extensões antes da rotura. Os valores típicos de extensões à rotura (por encurtamento) são inferiores a 2% para o osso cortical e próximos de 7% para o osso esponjoso. Neste último, e segundo os mesmos autores, a grande porosidade permite-lhe ter uma grande capacidade de armazenar energia.

A composição química da matéria óssea inclui cerca de 60% de minerais, cujos principais constituintes são o carbonato de cálcio (CaCO_3), o fosfato de cálcio [$\text{Ca}_3(\text{PO}_4)$] e o silício (SiO_2), e aproximadamente 40% de constituintes orgânicos, na sua maioria proteínas (especialmente colagénico) e polisacáridos [F2]. Grande parte dos constituintes minerais organizam-se sob a forma de cristais de apatite, que são muito rígidos e resistentes (o módulo de elasticidade de alguns destes cristais é aproximadamente 180 GPa [C2]).

A matéria óssea pode, por isso, ser considerada um material compósito que beneficia de uma simbiose de propriedades mecânicas, já que exhibe melhores potencialidades globais do que qualquer um dos seus principais constituintes. Isto acontece porque o material mais fraco evita a formação de fissuras no que é mais resistente, enquanto este último evita a plastificação do primeiro [F3].

II.2.2.2 - Comportamento mecânico dos ossos

Para um engenheiro estrutural estudar o comportamento mecânico dos ossos deve à partida tomar conhecimento de duas variáveis, que sendo importantes em alguns materiais usados na Engenharia (especialmente no betão e na madeira) revelam-se ainda mais influentes nas propriedades mecânicas que os materiais ósseos exibem: a humidade e a idade.

De qualquer modo, e segundo Fung [F2], as relações tensões-extensões nos ossos são semelhantes às dos materiais usados na Engenharia, e podem, por isso, ser objecto de um tratamento convencional da análise estrutural. Uma experiência de Evans realizada em 1969 [E1] revelou que o osso seco tem um comportamento essencialmente elástico segundo o seu eixo longitudinal, exibindo uma extensão de rotura próxima de 0.4%, enquanto o osso húmido tem um comportamento elasto-plástico com uma extensão de rotura três vezes superior (1.2%).

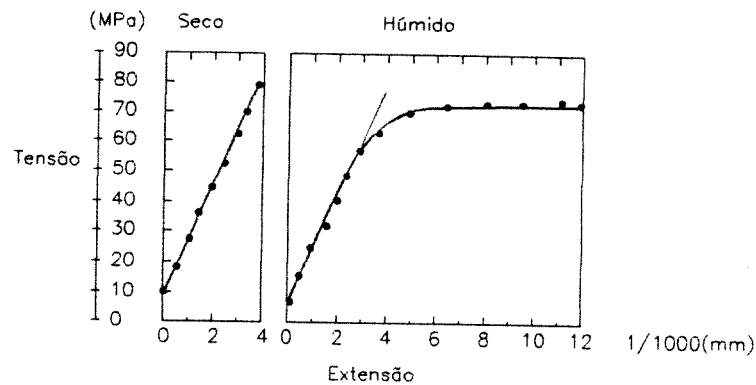


Figura II.3 - Ensaio de Evans com ossos secos e húmidos [E1]

Todavia, para extensões inferiores a 0.4%, o osso húmido apresenta também um comportamento praticamente elástico, pelo que, tomando em consideração os resultados das experiências de Evans, poder-se-á considerar válida a lei de Hooke para uma gama de pequenos deslocamentos ($\sigma = E \cdot \epsilon$).

A análise do comportamento mecânico dos ossos torna-se, porém, menos simples devido ao seu comportamento claramente anisotrópico. Isso mesmo foi comprovado em 1970 por Frankel e Bernstein [F1] que evidenciaram essa propriedade no fémur humano com base numa série de ensaios. Apesar dos referidos ensaios terem sido apenas realizados à tracção, essa propriedade é generalizável para todo o tipo de esforços, conforme demonstrado pouco mais tarde por Yamada [Y1].

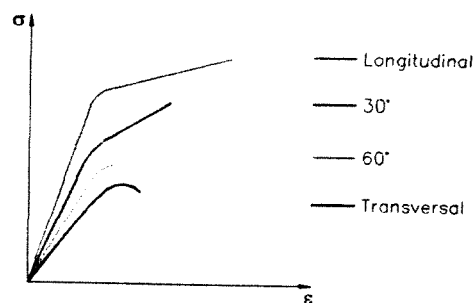


Figura II.4 - Ensaio de tracção realizados por Frankel e Burstein em quatro direcções de osso cortical de um fémur humano [F1]

Antes de se analisar detalhadamente as propriedades mecânicas dos ossos é conveniente ter-se em consideração o facto de estas não só dependerem da composição e

densidade dos ossos mas também da sua configuração e das condições fronteiras. Amtmann e Schmitt [F3] fizeram um estudo (através de radiografia) em 1968 sobre a relação entre a densidade e a resistência dos ossos, tendo concluído que a respectiva correlação seria próxima de 0.4, o que confirma a importância dos referidos factores.

II.2.2.2.1 - Propriedades mecânicas dos ossos

Conforme já se referiu, ainda há uma significativa incerteza em relação às propriedades mecânicas dos bio-materiais. Isso torna-se evidente quando se comparam valores obtidos por diferentes autores para quantificar as mesmas grandezas: encontram-se na bibliografia específicas diferenças superiores a 100% nos valores apontados por alguns autores em obras posteriores a 1970! De qualquer modo, nas obras publicadas mais recentemente tem havido uma certa convergência, e a amplitude dos resultados nelas apresentados pode-se considerar aceitável no âmbito de uma análise qualitativa das estruturas em causa^(*).

O quadro que a seguir se apresenta é particularmente sugestivo, na medida em que revela valores de diversos materiais constituintes de vários tipos de esqueletos e permite, por isso, que se tenha uma primeira noção da grandeza de algumas propriedades dos materiais constituintes dos esqueletos da Biomecânica geral.

	Material	Peso esp. (kg/dm ³)	E _c (MPa)	E _{exp} (10 ³ m)	σ _{uc} (MPa)
Mat. Elásticos	Abductina	1.3	4	0.31	-
	Elastina	1.3	0.6	0.05	-
	Resilina	1.3	1.9	0.15	3
Proteínas orientadas	Colagénio	1.4	1000	70	500
	Queratina	1.3	3500	270	200
Vertebrados	Ossos	2.0	14000	700	180
	Esmalte	2.6	84000	3200	-
Polisacáridos	Celulose	1.6	40000	2500	1000
	Quitina	1.6	45000	2800	650
Minerais	Apatita	3.2	180000	5600	-
	Calcita	2.7	140000	5200	-
Carapaça de moluscos bivalves	Anodonta	2.7	43000	1600	38
	Atrina	2.6	58000	2100	67
	Galatca	2.7	78000	2900	94
	Pinna	2.7	12000	440	62
Espinha do ouriço do mar	Centrostephanus	2.0	7400	370	-

Quadro II.1 - Propriedades mecânicas de materiais constituintes de alguns esqueletos (adaptado de [C2])

^(*) Note-se que, não sendo normalizados os ensaios realizados para avaliação das propriedades mecânicas dos materiais biomecânicos, torna-se inevitável a ocorrência de diferenças significativas, que são pelo menos justificadas pelas diferentes condições fronteiras criadas na sua execução.

Repare-se que, para além de apresentar algumas das grandezas habitualmente usadas para caracterizar o comportamento mecânico de um material, como o peso específico (ρ), o módulo de elasticidade à compressão (E_c) e a capacidade resistente à compressão (σ_{uc}), o autor do quadro, Currey [C2], recorreu a uma grandeza actualmente menos usada: o módulo de elasticidade específico (E_{esp}). Esta grandeza, dada pela razão E/ρ , exprime de alguma forma o "rendimento elástico" de um material(*).

Independentemente do comportamento anisotrópico das matérias ósseas, será relevante ter uma noção mais detalhada das suas propriedades, nomeadamente no que se refere ao comportamento à tracção e ao corte, para a compreensão da integração estrutural dos elementos biomecânicos que as incluem. Yamada realizou em 1970 [Y1] um estudo profundo sobre esta matéria, tendo obtido uma série de valores que também foram tratados por Fung em 1981 [F3] e que se podem resumir no quadro seguinte.

σ_{uc} (MPa)	ϵ_{uc} ‰	E_c (GPa)	σ_{ut} (Mpa)	ϵ_{ut} ‰	E_t (MPa)	τ_u (MPa)	G (GPa)
144	19.3	7.1	118.5	9.2	19.9	75	12.7

Quadro II.2 - Propriedades Mecânicas de ossos húmidos à compressão, à tracção e à torção segundo o seu eixo longitudinal(**)

Mas se na área experimental já existe uma vasta gama de trabalhos de investigação com resultados muito importantes [A4, B1, J2, J3, P3], o mesmo não se poderá dizer em termos de investigação analítica, o que justifica a existência de várias lacunas no conhecimento das fases que antecedem o momento da rotura. Ressalvam-se os esforços de Inglis e de Gordon [G2], que, embora não fazendo uma referência directa a este tipo de processos, revelam nas suas análises do fenómeno fractura o conhecimento de gradientes de tensões nas zonas próximas das fissuras. Para todos os efeitos, a fractura dos ossos pode ser melhor compreendida tendo como referência alguns trabalhos que envolvem o recurso a conceitos energéticos [A4, G1].

II.2.2.2.2 - A fractura dos ossos

Na generalidade, os ossos exibem fracturas frágeis quando sujeitos a esforços de tracção, corte e torção, e fracturas dúcteis quando sujeitos a compressões. Mas sendo o

(*) Por exemplo, $E_{esp}(A) = 2 \times E_{esp}(B)$ significa que para se garantir a uma estrutura constituída por um material B uma rigidez igual à de uma estrutura constituída por um material A, é necessário que a primeira tenha o dobro da massa da segunda. Neste caso o material A teria o dobro do "rendimento elástico" do material B. A título comparativo, repare-se que $E_{esp}(Aço) \cong 2500 \times 10^3 \text{ m}$ e $E_{esp}(\text{Betão}) \cong 1200 \times 10^3 \text{ m}$.

(**) Os valores apresentados foram obtidos com base em médias dos valores obtidos para 4 tipos de ossos de 4 vertebrados [F3].

comportamento dos ossos, por vezes, visco-elástico (principalmente no caso dos ossos húmidos), muitas vezes a fractura não aparece dissociada das leis de carregamento [H2].

Durante a actividade humana normal, apenas uma muito pequena parte da capacidade de armazenamento de energia dos ossos é utilizada. Lanyon fez em 1975 [G1] algumas experiências que quantificaram a energia armazenada em ossos corticais durante uma actividade fisiológica corrente e integrou-os numa curva tensão-extensão dos mesmos ossos, donde resultou um gráfico com a seguinte configuração:

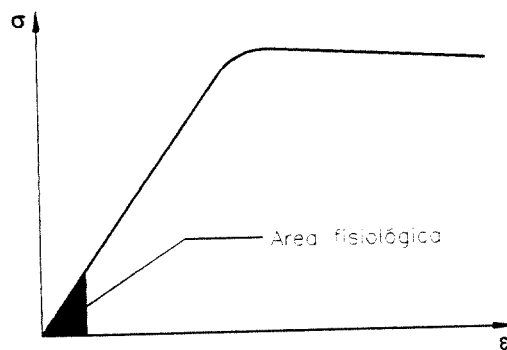


Figura II.5 - Energia armazenada pelos ossos em actividade normal [G1]

Embora o gráfico não inclua informação quantitativa, revela de uma forma clara a relação do nível corrente de armazenamento de energia e o valor dessa grandeza quando é atingida a rotura. Mas como seria previsível, esta propriedade não depende só do material em questão, como também do tipo de acção considerada, sendo potencialmente marcante o carácter dinâmico das eventuais solicitações.

Efectivamente, a capacidade de armazenamento de energia do osso também varia com a velocidade de carregamento. Quanto maior for a velocidade de carregamento, maior é a quantidade de energia armazenada na rotura.

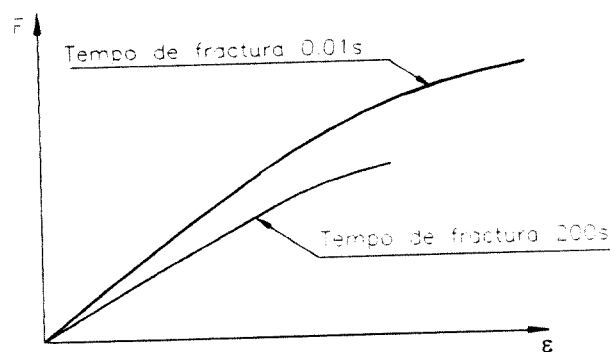


Figura II.6 - Energia armazenada para diferentes tempos de fractura [G1]

A curva força-deformação acima apresentada mostra a diferença de armazenamento de energia de duas tíbias caninas submetidas a testes *in vitro* para altas e baixas velocidades de carregamento, num ensaio realizado por Samarco e outros em 1971 [G1]. A quantidade de energia armazenada na rotura com o carregamento em 0.01 s é praticamente o dobro da

mesma com um carregamento realizado em 200 s, embora a deformação na rotura seja relativamente próxima nos dois casos. O osso revelou-se mais "rígido" com o carregamento mais rápido.

Num carregamento lento a energia pode ser dissipada através da formação de uma única fissura; o osso e os tecidos flexíveis mantêm-se relativamente intactos. Num carregamento rápido, porém, a grande quantidade de energia armazenada não pode ser dissipada de forma suficientemente rápida apenas por uma fissura, resultando vários fragmentos e sendo o material envolvente também danificado [F2].

II.2.2.2.3 - Fadiga dos ossos

As fracturas em ossos podem ocorrer com a aplicação de uma carga ou com a aplicação de cargas repetidas, mesmo que estas sejam de muito baixa intensidade. Essa propriedade foi estudada por Carter e Hayes em 1977 [C1], que para o efeito realizaram uma série de ensaios *in vitro* com ossos.

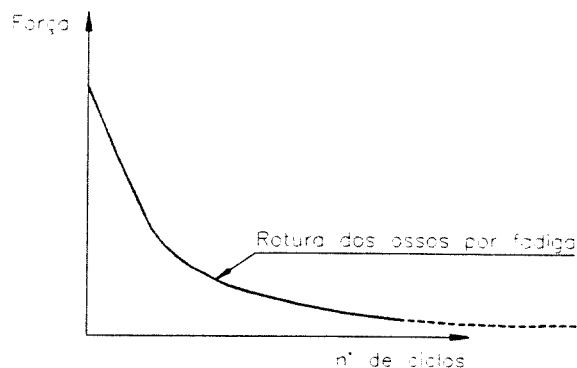


Figura II.7 - Efeito da repetição de cargas no comportamento dos ossos [C1]

Segundo esses autores, as curvas de resistência à fadiga dos ossos não têm assíntotas horizontais, o que se considera pouco credível. Entende-se pois que os níveis de forças a aplicar para que ossos sejam insensíveis à fadiga poderão ser muito baixos (provavelmente muito inferiores aos níveis de forças mais baixos que os referidos autores aplicaram nos ensaios em questão).

Outros testes a ossos *in vitro* também revelaram que os ossos atingem mais rapidamente o estado de fadiga se forem solicitados com cargas próximas da carga de plastificação, o que significa que o número de carregamentos necessários para se atingir a fadiga diminui muito rapidamente quando esses carregamentos são elevados [C1].

Num carregamento repetitivo num osso vivo, não só é significativo a intensidade da carga e o número de ciclos de carga, mas também a frequência do carregamento. Efectivamente, uma vez que o osso vivo se auto-adapta e se auto-repara, uma fractura por fadiga só ocorre quando o processo de autoremodelação é ultrapassado pelo processo de fadiga, ou seja, quando a frequência de carregamento é tal que se sobrepõe ao processo de remodelação.

Por outro lado, um processo de repetição de cargas pode conduzir à rotura devido à fadiga muscular e ao conseqüente comportamento insuficiente que a estrutura passa a assumir. Ainda de acordo com os anteriormente referidos autores, esse processo pode ser representado num diagrama com a seguinte configuração:

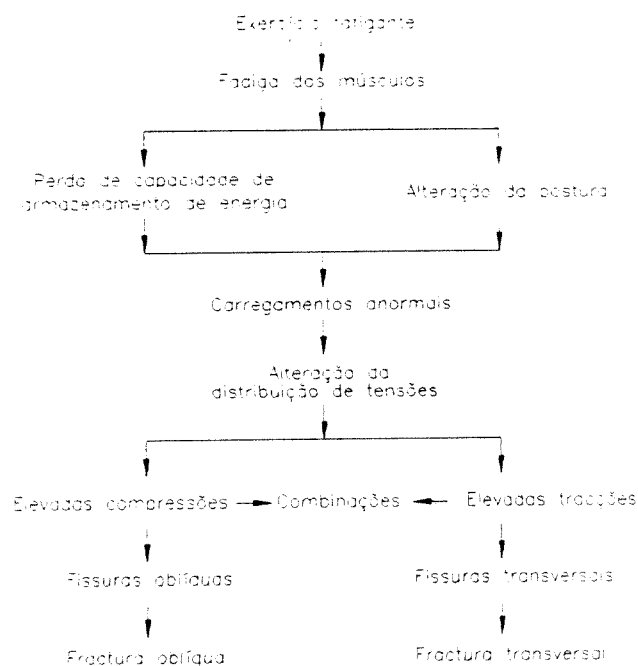


Figura II.8 - Diagrama da gênese de processos de fractura devido à repetição de cargas [C1]

Conforme se pode deprender deste diagrama, o processo de rotura das estruturas ósseas é um processo complexo e não pode ser tratado isoladamente, pois a interacção dos diversos bio-elementos é fundamental no comportamento isolado de cada um.

II.2.2.3 - Outras propriedades dos ossos

Uma das maiores diferenças entre os bio-materiais e os materiais de construção usados na Engenharia é, como atrás se disse, as capacidades de crescimento, de adaptabilidade e remodelação, e, finalmente, de evolução genética dos primeiros. Estas potencialidades já tem sido objecto de um tratamento analítico que permite descrever fenómenos tensionais onde antes apenas se reconheciam fenómenos biológicos. Este tipo de investigação estará ainda, certamente, numa fase embrionária, mas, segundo se crê, quando estiver mais desenvolvido permitirá aos investigadores relacionar vários processos biológicos da vida vegetativa(*) com os correspondentes processos tensionais. Os ossos serão potencialmente uma das formas naturais onde esses processos são mais simples e mais fáceis de compreender.

(*) Apesar de se tratarem de bio-elementos de animais, as suas funções biológicas podem ser asseguradas por mecanismos que não dependem de sistemas neurológicos nem cerebrais, pelo que são apenas as que caracterizam a vida vegetativa (que é claramente menos complexa do que a vida animal).

São a seguir desenvolvidas alguns aspectos que caracterizam essas três funções ou atributos que caracterizam os ossos como matéria com *vida*.

II.2.2.3.1 - Crescimento e envelhecimento dos ossos

O crescimento dos ossos confunde-se com o seu processo de ossificação e é assegurado por células designadas *osteoblastos*. Estas células transformam o cálcio, que é transportado pelo sangue e depois depositado, em matéria óssea, diminuindo assim as porosidades da matriz sólida que recebe esse fluido extracelular.

O processo, no seu todo, pode ser dividido em três fases: a pré-ossificação, que coincide com alterações no tecido conjuntivo ou da cartilagem onde se vai realizar a ossificação; a ossificação primária, onde se geram processos de ossificação em meio fibroso ou em meios cartilagosos que terminam com a realização de um osso provisório, e finalmente, a ossificação secundária, onde se dá um processo de substituição do osso primário por osso novo e “melhor adaptado” [G1].

Não sendo conhecidos estudos que relacionem o processo de crescimento dos ossos com eventuais processos tensionais, o que, aliás, se julga ser provável(*), não se irá aprofundar esta matéria.

Será apenas de realçar que a análise desses processos de crescimento explica o facto de os ossos adultos serem dotados de maiores capacidades resistentes do que os ossos jovens, na medida em que mesmo que tenham as mesmas dimensões, os primeiros apresentam, normalmente, maiores graus de ossificação. No entanto, independentemente dos processos de adaptabilidade, matéria que é a seguir aprofundada, a partir de certa idade os ossos vão perdendo espessura nas lâminas da massa esponjosa, tornando-se menos dúcteis e menos rígidos. Alguns ensaios [F2] revelaram que apesar de os ossos mais velhos (adultos velhos) exibirem capacidades resistentes semelhantes aos ossos adultos jovens, os segundos mostraram-se muito mais dúcteis, apresentando deformações na rotura praticamente duas vezes superiores aos primeiros.

II.2.2.3.2 - Remodelação óssea

Segundo Hildebrant [H2], o esqueleto vivo está constantemente “informado” sobre as intensidades e direcções das suas tensões predominantes. O osso auto-constrói sensores que monitorizam a deformação e que permitem activar mecanismos de destruição e crescimento. Quando as tensões dominantes são periodicamente severas o osso é lentamente remodelado de modo a diminuir essas tensões. Segundo o mesmo autor, os sensores são aparentemente bio-eléctricos. Em experiências realizadas pelo seu grupo de investigação, foram medidas voltagens fixas em ossos intactos e voltagens de pouca duração em ossos submetidos a solicitações, sendo detectada uma “corrente de fractura” em zonas com danos.

(*) No crescimento do tronco das árvores, que revela alguma afinidade com o processo de crescimento dos ossos, existe uma inequívoca relação entre o estado tensional e o processo de deposição de matéria orgânica [M2, P1].

Ainda segundo esse mesmo autor, o mecanismo vivo de monitorização de tensões, tão pouco conhecido e entendido, ultrapassa de longe os métodos acessíveis aos morfologistas e aos biomecânicos.

A remodelação óssea é a capacidade que um osso tem de se adaptar a qualquer solicitação mecânica através de processos de alteração das suas dimensões, da sua forma ou da sua estrutura. Este processo obedece à lei de Wolf, cujo conteúdo fundamental é que a massa óssea é fornecida quando necessária e reabsorvida quando é inútil. Se, por motivos de menor mobilização ou mesmo por imobilização, um osso deixar de ser submetido às acções mecânicas habituais, dá-se uma reabsorção da massa periostial e subperiostial, e a sua rigidez diminui.

Da mesma forma que existem as células "construtoras" (osteoblastos) que atrás se referiram, também existem células "destruidoras" (osteoclastos) que realizando a remoção de matéria óssea provocam a sua reabsorção, diminuindo as dimensões dos ossos e o seu grau de ossificação.

Karzarian e Von Gierke, numa experiência realizada em 1969, prenderam macacos *rhesus*, de modo a que estes ficassem com os seus corpos completamente imobilizados por um período de sessenta dias [F2, F3]. Seguidamente, fizeram ensaios de compressão *in vitro* nas suas vértebras, verificando que tinha diminuído a sua rigidez, a sua capacidade de armazenar energia e a sua capacidade resistente.

Vários outros ensaios foram realizados com o mesmo objectivo, nomeadamente, ensaios com ratos e galinhas em hipergravidade (Wonder e outros 1960), ensaios de carregamentos em coelhos (Hert e outros 1971) e mesmo observações a astronautas depois de viagens nas quais estiveram em regimes subgravíticos (Pauwels 1948) e (Amtmann 1968) e em todos eles se pôde constatar que a *osteoporose*(*) e a *hipertrofia*(**) estão directamente relacionadas com a actividade mecânica e estrutural dos ossos e dos músculos [F3].

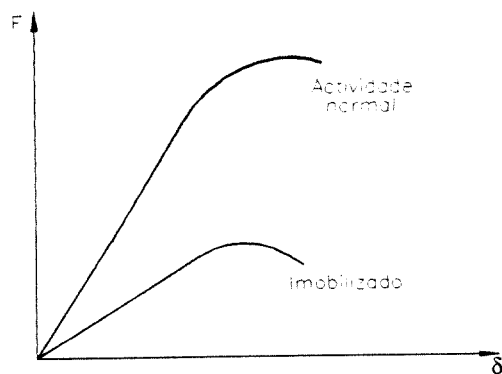


Figura II.9 - Ensaios de Karzarian e Von Gierke com macacos *rhesus* (adaptado de [F3])

(*) Um processo de osteoporose é o resultado de um desenvolvido processo de ossificação negativa, ou seja em que $U < 0$ (ver figura II.2.11), e resulta da acção dos *osteoclastos* (a osteopetrose é o processo inverso, em que $U > 0$).

(**) A hipertrofia é um processo "semelhante" à osteoporose que ocorre nos músculos.

Este fenómeno explica o facto de o recurso a próteses ser muitas vezes contraproducente, já que os elementos artificiais podem absorver esforços não previstos, reduzindo a actividade mecânica de certas zonas dos ossos e provocando assim um processo de osteoporose.

Apesar de haver um significativo fundamento experimental para estas teorias, ainda não houve uma confirmação inequívoca das mesmas em termos analíticos, estudo esse que poderá trazer importantes conclusões nesta matéria. Cowin e Hegedus (1976) [F3], no entanto, já fizeram uma primeira abordagem e serão pioneiros nessa matéria, tendo já proposto uma lei constitutiva que depende da remodelação interna^(*), e cuja expressão é a seguinte:

$$\sigma_{ij} = \xi \cdot C_{ijkl}(\xi) \cdot \varepsilon_{kl} \quad (\text{II.1})$$

onde:

σ_{ij} e ε_{ij} - são, respectivamente, o tensor das tensões e o tensor das deformações;

$C_{ijkl}(\xi)$ - é um tensor que representa as constantes elásticas da matriz óssea;

ξ - é a fracção de volume ocupada pela matriz óssea, e pode ser definida por:

$$\xi = 1/\gamma \cdot c(\xi, \varepsilon_{ij}) \quad (\text{II.2})$$

sendo:

γ - a densidade local da matriz óssea

$c(\xi, \varepsilon_{ij})$ - a quantidade de matéria óssea gerada por reacção química

De igual modo os mesmos autores definiram outra expressão para determinar a remodelação externa, que depois de tratada por Fung [F3] assume a seguinte forma:

$$U = K_{ij} \cdot (\varepsilon_{ij}^2 - \varepsilon_{ij}^{\prime 2}) \quad (\text{II.3})$$

em que K_{ij} e $\varepsilon_{ij}^{\prime}$ são constantes e U é a quantidade de matéria óssea que entra ou sai na superfície óssea.

^(*) A remodelação interna pressupõe a variação da ossificação em determinadas zonas, sem variação da quantidade de matéria óssea. A remodelação externa implica, pelo contrário, a variação do volume de matéria óssea.

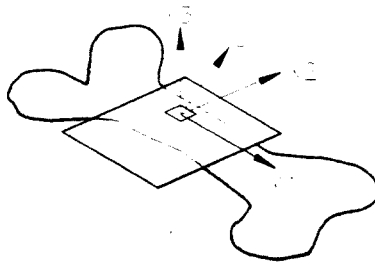


Figura II.10 - Remodelação óssea externa

Repare-se que se U é positivo há deposição de matéria óssea, e se U for negativo há reabsorção. Por outro lado, o sinal da parcela da direita da expressão (II.3) é independente do sinal das tensões (tracções ou compressões) mas é dependente da evolução do estado de tensão, sendo nulo se no instante t' as extensões forem iguais às do instante t . Ou seja, a interpretação genérica da expressão vem confirmar o trabalho experimental atrás apresentado.

Uma das formas mais características de remodelação óssea é a cicatrização. Quando um osso começa a cicatrizar depois de uma fractura, forma-se uma massa de calo junto da fractura para estabilizar essa zona. O calo aumenta significativamente a área de osso e o seu momento de inércia, garantindo assim ao osso maiores rigidezes e maiores capacidades resistentes à flexão e à torção (e a outros esforços) durante o processo de cicatrização. À medida que a cicatrização se vai consolidando, o osso recupera a sua capacidade resistente e o calo é reabsorvido, permitindo ao osso voltar, dentro do possível, à sua forma original [H1].

II.2.2.3.3 - Evolução das estruturas ósseas

As estruturas ósseas, para além de estarem sujeitas a processos de remodelação óssea, o que acontece em pequenos períodos da vida de um ser, estão integradas em processos evolutivos que acontecem em grandes períodos de vida de uma espécie.

A evolução das estruturas ósseas pode ser vista como um fenómeno parcial da Teoria Evolutiva de Darwin. Este processo está intimamente ligado com a Genética, na medida em que se envolve com a transmissão de informação, de geração em geração. Será previsível que haja uma relação entre as funções genéticas que definem o processo evolutivo das estruturas ósseas e as acções mais frequentes que lhe estão associadas.

D'Arcy Thompson [D1], autor de uma obra notável no início do século XX, para além de ter desenvolvido os primeiros modelos analíticos sobre esta matéria, fêz um estudo compreensivo que poderá constituir uma base científica para o seu desenvolvimento. Repare-se por exemplo na relação Postura - Estrutura - Diagrama de Momentos que é sugerida na comparação entre um animal pré-histórico, o dinossauro, e um animal contemporâneo, o cavalo.



Figura II.11 - Evolução da espinha dorsal de quadrípedes e dos respectivos momentos flectores segundo D'Arcy Thompson

Se se analisar a evolução da espinha dorsal, a relação dos vãos e a distribuição de massas nos dois animais, identifica-se um exemplo típico da dependência da evolução da estrutura óssea em relação às acções actuantes (distribuição de massa) e aos hábitos biológicos (o dinossauro alimentava-se de plantas rasteiras muito resistentes).

Refira-se que o estudo da evolução estrutural genética é uma matéria de grande interesse e que pode constituir, por si só, objecto de um profundo trabalho de investigação.

II.2.3 - Funções estruturais dos ossos e a sua integração em sistemas biomecânicos

Como é evidente, qualquer esqueleto, embora inclua sub-sistemas ósseos isostáticos (como algumas partes da caixa torácica no corpo humano) e mesmo hiperstáticos (como o crânio, também no corpo humano), é, em si, uma estrutura altamente hipostática. Sendo assim, não se pode tratar estruturalmente um esqueleto, no seu todo, sem se considerar os elementos que asseguram a continuidade nas ligações, nomeadamente, os ligamentos e os sistemas musculares.

É no entanto possível analisar cada peça óssea isoladamente, sem considerar os outros bio-elementos estruturais da Biomecânica, bastando para isso substituir os outros bio-elementos pelos efeitos que os mesmos produzem. No ponto que a seguir se inicia procura-se, precisamente, analisar a relação da morfologia e das condições fronteira com a função estrutural de algumas peças ósseas do esqueleto humano.

II.2.3.1 - Funções estruturais dos ossos

O esqueleto tem três funções principais: sustentar os corpos, funcionar como um sistema de alavancas de forma a que os músculos possam realizar trabalho e complementar a protecção dos tecidos mais frágeis [J5].

Cada uma destas funções tem inequivocamente uma vertente estrutural que é conceptualmente diferente para cada um dos três casos. A primeira é a função estrutural por excelência - organizar a matéria. A segunda função é de natureza cinemática, já que visa reduzir o grau de hipostaticidade, de modo a restringir os movimentos - função estruturalmente complementar; e a terceira é também uma função estrutural complementar - proteger os corpos de acções mecânicas exteriores distribuindo os esforços por elementos capazes de os sustentar.

Tirando partido dessa classificação funcional, podem-se distinguir para cada um dos três tipos de ossos (classificados pelo critério de forma exterior) as funções para as quais estão especialmente vocacionados.

Ossos longos	<ul style="list-style-type: none"> - <i>Sustentar os corpos</i> - <i>Condicionar a acção de sistemas mecânicos internos</i>
Ossos Planos	<ul style="list-style-type: none"> - <i>Sustentar os corpos</i> - <i>Proteger de acções mecânicas exteriores</i> - <i>Condicionar a acção de sistemas mecânicos internos</i>
Ossos Curtos	<ul style="list-style-type: none"> - <i>Sustentar os corpos</i> - <i>Condicionar a acção de sistemas mecânicos internos</i>

Quadro II.3 – Funções estruturais associadas a cada tipo de osso

Tirando partido da subestruturação, é então possível ilustrar com casos clássicos o tipo de solicitações a que cada um destes três tipos de ossos é sujeito quando exerce as funções para as quais está mais vocacionado:

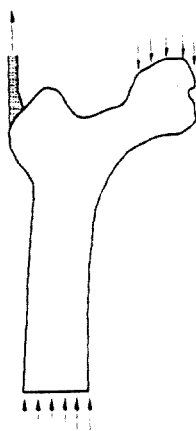


Figura II.12 - Solicitações tipo num osso longo que assume funções de suporte e de condicionamento mecânico

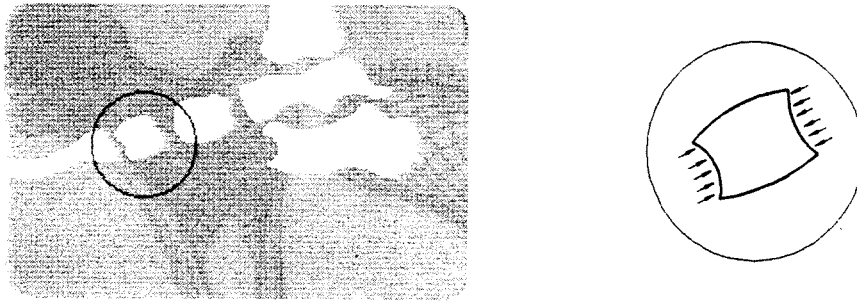


Figura II.13 - Solicitações tipo num osso curto que assume funções de suporte

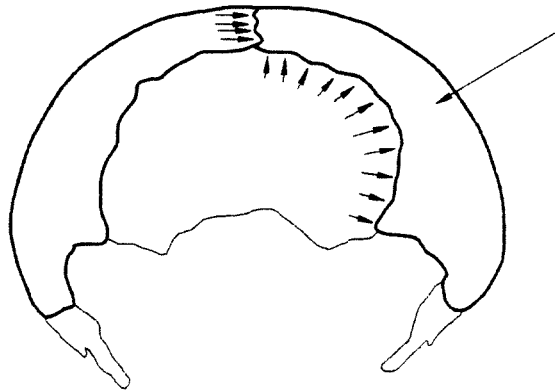


Figura II.14 - Solicitação exterior num osso plano quando exerce a função de protecção

Como é evidente estas funções estão relacionadas com a forma e a constituição dos ossos, e podem ser melhor compreendidas com base numa interpretação genérica das trajectórias de tensões típicas.

II.2.3.2 - Relações entre a constituição, a forma e as trajectórias tensionais

Os dois primeiros casos anteriormente tratados são caracterizados por padrões clássicos de trajectórias tensionais, que são afinal os mais representativos da distribuição tensional dos ossos para acções “frequentes”.

Nos ossos longos há essencialmente dois tipos de trajectórias de compressões: rectas e paralelas na diáfase e curvilíneas convergentes nas epífises. As isolinhas de tracções são obviamente perpendiculares às primeiras, sendo paralelas nas diáfases e curvilíneas concêntricas com os pontos de convergência das anteriores, nas epífises. Um estudo de Cullman e J. Wolf [D1] revela de uma forma particularmente expressiva o comportamento tensional do fémur humano para acções “frequentes”.

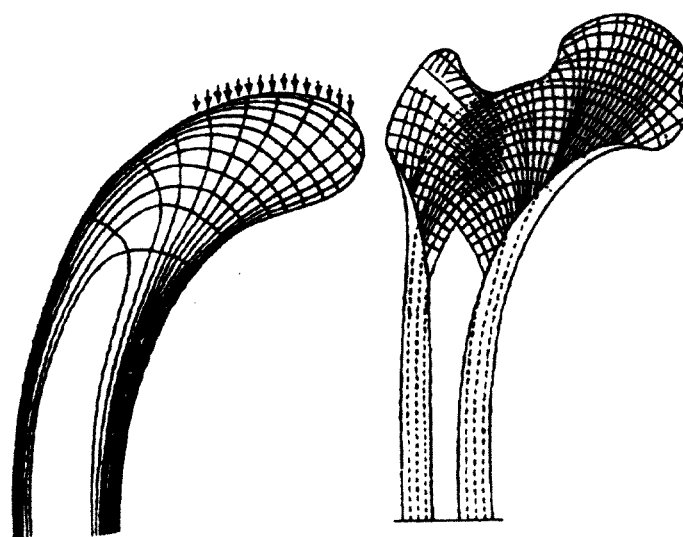


Figura II.15 - Trajectórias de tensões no fêmur humano (segundo Cullman e J. Wolf [D1])

Nos ossos curtos, o comportamento tensional é muito semelhante ao dos ossos longos, verificando-se porém que, quando os primeiros são solicitados em várias superfícies, assumem uma distribuição tensional semelhante às epífises dos ossos longos, e que, com solicitações em faces opostas, exibem trajectórias de tensões semelhantes às díafases dos ossos longos. Esses dois casos podem ser observados no pé humano quando está solicitado apenas pelo peso do corpo, conforme se pode constatar no diagrama de trajectórias de tensões sugerido por McAlister [D1].

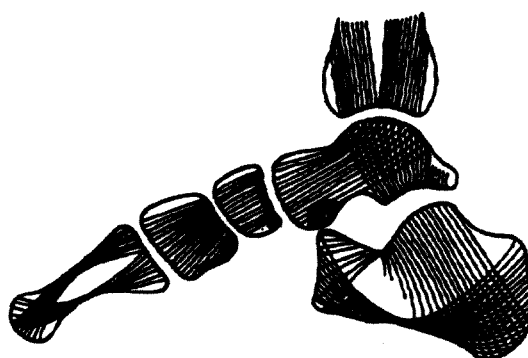


Figura II.16 - Trajectórias de tensões nos ossos do pé humano (segundo McAlister [D1])

Se se observar os exemplos apresentados, constata-se que os ossos não dispõem de massa estruturalmente inútil. Nas zonas regulares existe uma distribuição uniforme de tensões, enquanto as saliências surgem para degradar as cargas concentradas para as zonas uniformes. Repare-se que esta conclusão é afinal uma confirmação da lei de Wolf (ver ponto II.2.3.3.2) e é o resultado dos processos de remodelação óssea que eliminam a matéria menos tensionada, ou seja, a matéria estruturalmente inútil.

Mas o processo de optimização estrutural não se resume à optimização da forma. Conforme atrás se expôs, os ossos são constituídos por osso cortical e osso esponjoso, que

apenas se distinguem pela porosidade. Em ambos, a parte sólida é constituída por trabéculas, que, dependendo do caso, são mais próximas ou mais afastadas. Analise-se, então, a distribuição destas duas matrizes sólidas nos dois casos anteriormente tratados. Relembra-se que nos ossos longos há uma zona de osso esponjoso nas epífises e há osso cortical nas diáfases.

A transição entre o osso esponjoso e o osso cortical é assegurada pela convergência das trabéculas, o que corresponde a um aumento na rigidez. Verifica-se assim, haver matéria mais rígida onde a densidade de trajectórias é maior (o que significa que a tensão também o é), e uma matriz sólida menos rígida onde as trajectórias de tensão são mais afastadas (zonas com tensões mais baixas). Esta relação forma-constituição-tensões revela uma total harmonia, que é observável quando se compara as trajectórias de tensões com as orientações das trabéculas - fenómeno particularmente expressivo no fémur humano.

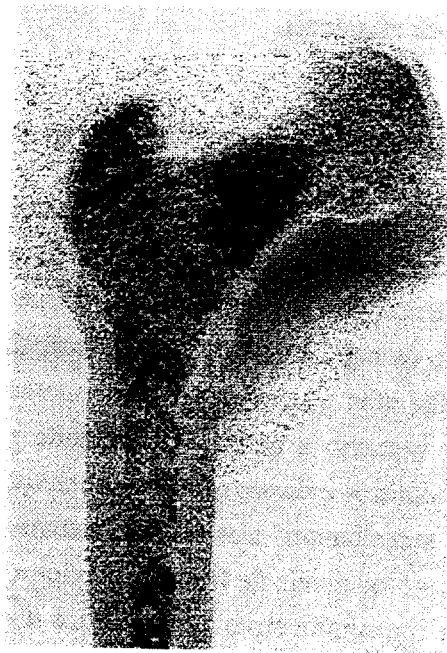


Figura II.17 - Corte frontal no fémur humano [P2]

Independentemente da distribuição de trajectórias tensionais, o facto das epífises serem constituídas por matrizes esponjosas permite-lhes terem uma significativa capacidade de absorção de choque, que é muitas vezes essencial devido aos efeitos dinâmicos que se podem gerar nas articulações.

Os ossos curtos são normalmente mais homogéneos e só apresentam osso esponjoso nas saliências, sendo o resto constituído por uma matriz cortical. A orientação das trabéculas revela de igual modo uma grande afinidade com as trajectórias de tensões para acções “frequentes”, mas para além disso é possível distinguir uma certa continuidade entre as trabéculas de ossos curtos contíguos, o que, por sinal, também se verifica nas trajectórias de tensões.



Figura II.18 - Corte sagital nos ossos do pé humano (adaptado de [G3])

A observação destes aspectos estruturais evidencia a existência de processos implícitos de dimensionamento de inequívoca eficiência.

II.2.3.3 – Relação entre o tipo de esforços e as secções transversais

Como já anteriormente se referiu, os ossos dos esqueletos dos vertebrados assumem melhores comportamentos à compressão do que à flexão ou à tracção. Este aspecto justifica o facto de, na ocorrência de solicitações importantes, as estruturas biomecânicas assumirem posturas que tiram maior partido da capacidade dos ossos “trabalharem” à compressão.

Em 1976, Carter [C1] fez uma quantificação dos valores das tensões máximas que se instalam numa tibia de um ser humano a andar a velocidades médias de 1.4 m/s e 2.2 m/s, respectivamente. Os resultados obtidos indicam que, na solicitação menos importante, ocorrem níveis de tracções máximos semelhantes aos níveis máximos de compressão, mas, na solicitação mais gravosa, enquanto os níveis de tracção máximos praticamente não crescem em relação ao primeiro caso, existe um significativo aumento dos níveis máximos de compressões.

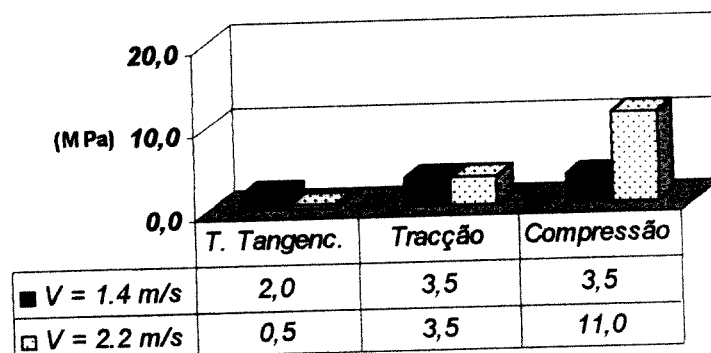


Figura II.19 – Tensões na tibia de um humano a andar a diferentes velocidades [C1]

Esta experiência evidencia a existência de uma readaptação estrutural dos sistemas biomecânicos que visa o melhor aproveitamento dos diversos bio-elementos. Note-se que tal readaptação terá forçosamente que ser controlada pela acção muscular, dado serem os músculos os únicos bio-elementos com características activas.

Embora os ossos não tenham formas regulares, encontram-se vários casos em que é possível distinguir secções com formas semelhantes às secções clássicas das estruturas da Engenharia, como por exemplo secções em I, em U, ou noutros casos secções alongadas quase rectangulares. Independentemente das conjunturas funcionais em que esses ossos possam estar integrados, estas formas indiciam que estes ossos são vocacionados para serem solicitados à flexão composta [B2].

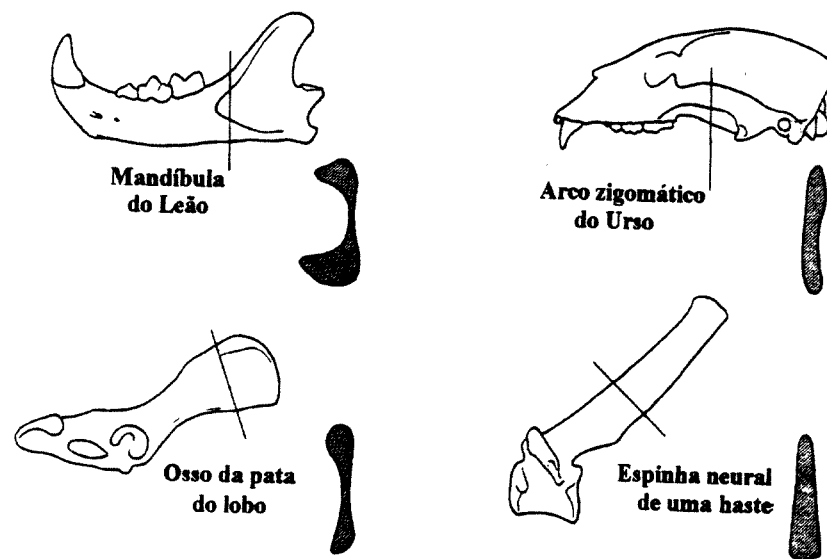


Figura II.20 - Ossos vocacionados para "trabalhar" à flexão composta [H2]

Os ossos com essas características são relativamente curtos devido ao facto da flexão ser, como se sabe, um esforço muito limitativo do comprimento. Normalmente são consolas ou vigas simplesmente apoiadas cujo carregamento é causado ou por acções exteriores ou por acções musculares. No caso de serem consolas, têm preferencialmente secções em I ou em U de modo a assegurarem alguma inércia na direcção perpendicular ao carregamento principal, evitando assim problemas de bambeamento (o que é o caso da mandíbula do leão).

Existem vários casos de ossos com uma importante função de suporte que estão potencialmente sujeitos à flexão em várias direcções. Esses ossos são constituídos por secções tubulares que não só asseguram uma significativa rigidez em qualquer direcção como "dispensam" a matéria estruturalmente "menos útil" (note-se que a matéria adjacente ao eixo longitudinal da peça tem as tensões mínimas).

Os casos mais vulgares ocorrem nos tetrapodes, e é nestes que se revelam algumas das soluções mais expressivas destes tipos de ossos. Apesar dos ossos longos poderem ser solicitados à flexão em muitas direcções, é normal haver uma direcção principal, segundo a qual os esforços são maiores. Nesses casos o osso assume uma forma que é uma solução de

compromisso entre a "viga" de secção alongada e a estrutura tubular cilíndrica, resultando numa estrutura de secção oval tubular onde o eixo longitudinal da secção está incluído no plano da força principal e as paredes são mais espessas nas correspondentes faces opostas.

Constata-se que em vários tetrapodes alguns ossos têm as paredes tubulares mais espessas na zona central, o que se justifica pelo facto da secção crítica em termos de instabilidade estar na zona intermédia, devido aos ligamentos e músculos garantirem a fixação das extremidades (estruturas de nós fixos).

Finalmente, embora grande parte dos ossos longos sejam por vezes tracionados (por exemplo, os ossos longos dos membros superiores do corpo humano), a sua constituição e a sua integração biomecânica não está vocacionada para suportar grandes esforços desse tipo, o que implica um enorme gasto energético devido ao importante trabalho muscular que espontaneamente se desenvolve [H2].

No entanto, existem casos pontuais de ossos longos que estão vocacionados para suportar esse tipo de esforços. Um dos exemplos mais conhecidos é o caso dos ossos dos membros superiores dos gibões [H2]. Naturalmente estes ossos tem atributos próprios que estão relacionados com a suas funções estruturais. Embora não se tenha encontrado nenhuma informação na bibliografia específica que indique que esses ossos têm uma matriz sólida com propriedades mecânicas diferentes do habitual (como por exemplo serem dotados de maiores percentagens de colagéneo), é notório que esses ossos são muito esbeltos, o que só se pode justificar pelo facto dos mesmos não estarem sujeitos a problemas de instabilidade.

II.2.3.4 - Integração biomecânica dos ossos

Foi feita uma sintética abordagem sobre a constituição dos ossos e sobre as suas propriedades mecânicas. Posteriormente referiram-se as principais funções estruturais associadas a cada tipo de peça óssea. Resta, pois, estabelecer os principais aspectos que caracterizam a integração biomecânica dos ossos.

A compreensão dos sistemas biomecânicos, no seu todo, pressupõe uma caracterização mais profunda dos restantes bio-elementos com funções estruturais, o que será feito nos próximos sub-capítulos. No entanto, é possível, numa primeira análise, antever essa perspectiva global através de uma abordagem das zonas de interface das peças ósseas com os restantes bio-elementos, ou seja, as *articulações* e as *inserções*.

II.2.3.4.1 - *Articulações*

As articulações são ligações entre duas ou mais peças ósseas e podem integrar mais do que um dos restantes bio-elementos, nomeadamente ligamentos e cartilagem. Conforme se irá posteriormente verificar, os ligamentos existentes nas articulações são uma espécie de *conectores* enquanto as cartilagens são como que *aparelhos de apoio*.

Na Artrologia moderna as articulações dividem-se em três grandes grupos: articulações móveis (*diartrosis*), semi-móveis (*anfiartrosis*) e imóveis (*sinartrosis*) [T1]. O

critério subjacente a essa classificação, que como é evidente se baseia no grau de mobilidade das articulações, pode servir para orientar uma análise estrutural dos vários casos existentes de uma forma coerente e sistemática.

Nas articulações imóveis, os ossos podem ser ligados por um tecido de conexão (como acontece nos ossos membrana) ou por cartilagem (que é o que acontece na base do crânio). Dentro deste tipo de articulações podem-se distinguir vários casos que correspondem a diferentes possibilidades de transmissão de esforços e cuja caracterização está directamente relacionada com o tipo de juntas (*suturas*) que separam as peças em causa.

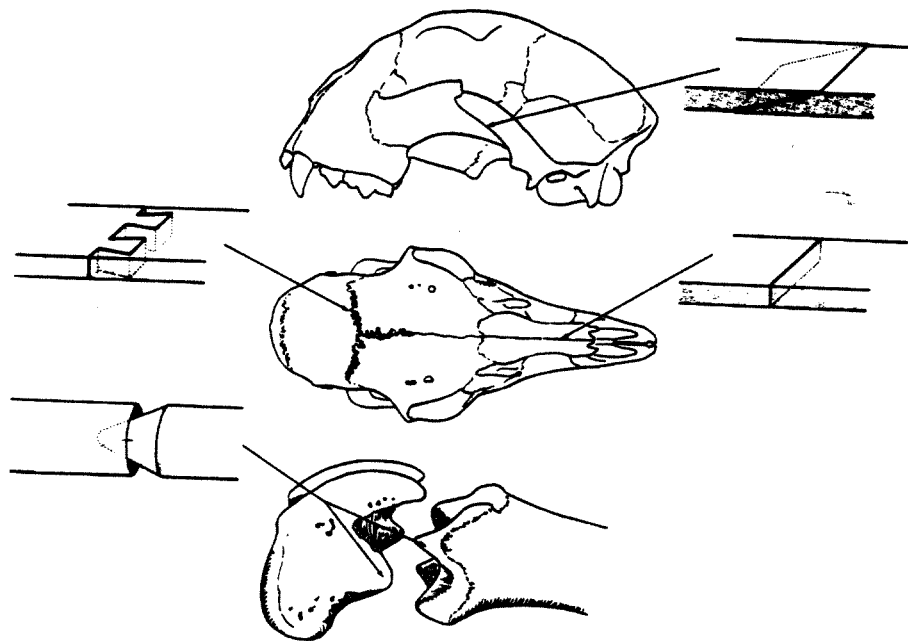


Figura II.21 - Exemplos de juntas nas ligações imóveis [H2]

Os casos apresentados(*) são exemplos de juntas que permitem realizar ligações com diferentes graus de transmissão de esforços. A junta de topo só transmite compressões, a junta dentada transmite compressões e esforços transversos no plano das placas ósseas, a junta inclinada transmite compressões e esforços transversos perpendiculares ao plano das placas e, finalmente, a junta tipo macho e fêmea transmite momentos nos eixos perpendiculares ao eixo das peças, esforços transversos nos mesmos eixos e compressões.

Algumas juntas imóveis só existem durante a fase de crescimento dos ossos (evitando assim o aparecimento de estados de tensão indesejáveis). Nessas, no fim do crescimento geram-se processos de ossificação que são susceptíveis de atingir vários graus, podendo acontecer que as duas peças venham a assumir um comportamento praticamente monolítico. As articulações imóveis permanentes revelam, segundo Hildebrandt [H2], uma excelente capacidade de absorção de choque, o que justifica o facto de muitos mamíferos dotados de hastes e cornos terem este tipo de ligações entre ósseos do crânio.

(*) Em cima - crânio de uma chita; no meio - crânio de um veado; e em baixo partes do fêmur de um lobo.

As articulações semi-móveis permitem algum movimento em resposta a compressões, tracções e rotações, mas são significativamente rígidas e transmitem, por isso, todos os tipos de esforços. Nestas articulações, as superfícies dos ossos adjacentes são por vezes revestidas por cartilagem na qual existe uma superfície de contacto que é designada na Artrologia por *sympisis*.

Como exemplos deste tipo de ligações pode-se referir a *sympisis* mandibular de muitos vertebrados, a *sympisis* pélvica que permite mais movimento nas fêmeas (especialmente no fim da gravidez) e as ligações da maior parte das vértebras, que permitem o movimento da espinha [H2].

A outra categoria geral de articulações, as articulações móveis, são as mais complexas, e tal como na Engenharia acontece com algumas ligações, elas constituem, muitas vezes, os “aparelhos” mais críticos das estruturas biomecânicas. Isso justifica-se pelo facto deste tipo de articulações estarem frequentemente sujeitas a acções que provocam desgaste mecânico, sendo para além disso particularmente sensíveis a vibrações.

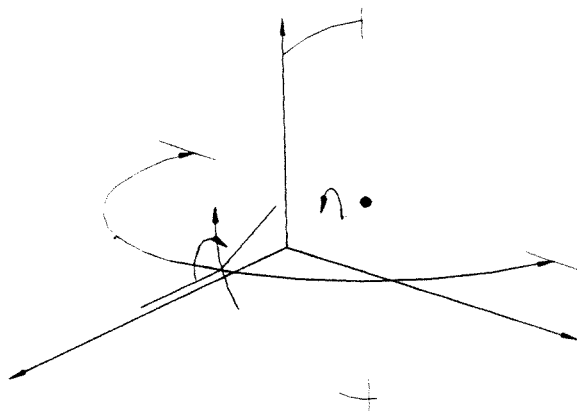


Figura II.22 - Percursos espaciais de peças ósseas ligadas por articulações móveis

Grande parte das estruturas dos corpos animais são estruturas articuladas nas quais há ligações com um grau de continuidade variável. Quando um animal assume uma postura completamente relaxada, os músculos estão inactivos e as articulações móveis funcionam como rótulas tridimensionais. As articulações podem permitir um, dois ou três graus de liberdade rotativos, conforme o tipo de ligação que as realiza. Os percursos podem ser limitados a 90°, 120°, 180° ou a amplitudes intermédias, no caso de serem dotados de apoios unilaterais. Podem ainda, em certos casos, descrever amplitudes maiores, desde que não haja torção dos ligamentos envolvidos.

II.2.3.4.2 - Inserções

Inserções é o termo usado em Anatomia para designar as ligações entre bio-elementos de tecidos flexíveis (ligamentos, tendões e músculos) e os ossos, e são, fundamentalmente

caracterizadas pelo tipo de bio-elementos ligados e pela sua localização. Embora estes aspectos sejam posteriormente mais aprofundados, é desde já importante salientar que a localização das inserções dos ligamentos está directamente relacionada com a limitação dos percursos anteriormente referidos, enquanto que a localização das inserções de músculos e de tendões estará relacionada com grandezas cinemáticas e estruturais, como as velocidades e os momentos produzidos pela acção muscular.

Um exemplo particularmente expressivo da importância cinemática da localização das inserções é a evolução do braço da primeira fila de dentes dos *ceratópsidos*, o que possibilitou que desde os primeiros exemplares desta espécie até aos dinossauros (25 milhões de anos depois) houvesse um aumento de 1/10.5 para 1/2 do rendimento mecânico associado ao gesto de trincar [H2]. Repare-se que estes animais eram herbívoros e alimentavam-se de vegetação rasteira muito resistente.

Mas conforme se irá analisar a seguir, a importância da localização das inserções musculares é muito relevante, por, afinal, definir o "traçado" dos sistemas de pré-esforço orgânico existentes nas estruturas da biomecânica.

II.2.3.5 - Propriedades específicas dos esqueletos hidrostáticos

Os biomecânicos designam por esqueletos hidrostáticos aqueles cujo comportamento estrutural é marcadamente influenciado pelos líquidos que estes contém. Neste tipo de solução é aproveitada a incompressibilidade da água.

Currey [C2], num trabalho original sobre esta matéria, analisa as soluções usadas por certos animais para se moverem e para fazer outro tipo de movimentos sem recorrer a pares de músculos antagonistas, mas tirando partido das capacidades dos esqueletos hidrostáticos. Nesse mesmo trabalho é também explicado o *sistema aquático vascular* a que os *Equinodermos* (espécie à qual pertencem os ouriços do mar) recorrem para expor os espinhos. Este sistema consiste num conjunto de tubos, denominados canais radiais, que divergem do anel tubular que rodeia a boca. No interior dos canais há um líquido semelhante à água marítima que contém células flutuantes. A contracção de músculos retractores que envolvem cada canal provoca variações de pressão (sucções) que podem ser úteis na alimentação ou na exteriorização dos "picos" do ouriço.

Alguns animais, como por exemplo a aranha, desenvolveram um sistema especial de mover as suas extremidades. Não tendo músculos extensores, e portanto não podendo endireitar as patas por acção muscular, em vez disso bombeiam as suas patas. Mediante a acção de músculos no seu corpo conseguem aumentar a pressão hidrostática nas suas patas, o que faz com que as suas articulações se endireitem. A pressão no interior das patas permite que as aranhas saltadoras tenham as paredes das pernas extremamente esbeltas sem haver perigo de fenómenos de instabilidade [C2].

II.3 – CARTILAGENS ARTICULARES

Conforme se estabeleceu anteriormente, as ligações inter-ósseas são realizadas nas articulações. Nas articulações móveis, a transmissão de esforços de compressão é efectuada pela cartilagem articular enquanto a transmissão de esforços transversos e de esforços de tracção é efectuada pelos ligamentos, este último caso sendo analisado no sub-capítulo que se segue^(*).

Irá neste sub-capítulo verificar-se que as funções da cartilagem articular poderão ser, de algum modo, equiparadas às funções dos aparelhos de apoio usados na Engenharia Civil. A melhor compreensão do seu comportamento pressupõe, no entanto, o conhecimento da sua constituição e a interpretação da interacção dos seus constituintes, sendo nesse aspecto marcante o carácter bifásico (sólido e líquido) deste bio-elemento.

Salienta-se que, dadas as características específicas deste bio-elemento e reconhecendo-se uma particular simplicidade na sua integração funcional, se entendeu estruturar a sua apresentação de uma forma diferente da adoptada para os outros bio-elementos.

II.3.1 - Integração biomecânica e função estrutural da cartilagem articular

A cartilagem articular encontra-se no revestimento de ossos nas articulações livres, variando a sua espessura aproximadamente entre 1 a 5 mm conforme a importância das cargas correntes que a solicitam [F2, S5].

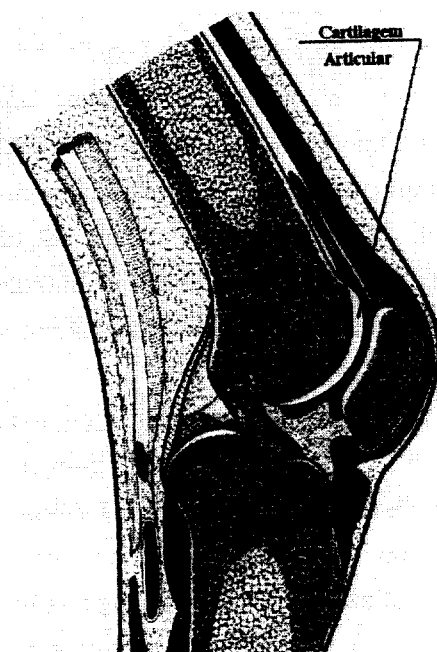


Figura II.23 - Cartilagem articular do joelho humano [S1]

^(*) Existem outros tipos de cartilagem que por revelarem um menor interesse numa perspectiva estrutural não se incluíram no presente texto [H2, T1].

A principal função da cartilagem articular é degradar as forças compressivas transmitidas nas ligações, de forma a que as tensões de contacto sejam reduzidas, e de modo a permitir movimentos relativos de superfícies opostas com o mínimo atrito [A3, D2, D3, D5, J1, J4, J6, L1, R3].

II.3.2 - Constituição e comportamento biomecânico da cartilagem articular

II.3.2.1 - Constituição e composição da cartilagem articular

Fisiologicamente, a cartilagem é um tecido virtualmente isolado, divide-se em sangue, complementos linfáticos e em nervos, e a sua densidade celular é menor do que a da maior parte dos outros tecidos [F2].

A matriz sólida da cartilagem articular, que representa uma percentagem que varia entre 20% e 40% do peso global do seu tecido, é constituída por fibras de colagéneo (60%), por um gel interfibril proteoglicíneo (*proteoglycan*) (cerca de 40%) e por células - os *chondrocytes* (menos de 2%). Os restantes 80% a 60% do peso do tecido são preenchidos por água - *água intersticial* - grande parte da qual pode ser "espremida" sob pressão [F2]. O colagéneo (com elevado módulo de elasticidade - ver quadro II.1) confere à cartilagem articular uma estrutura fibrosa com uma certa rigidez.

A cartilagem articular é limitada pela superfície da articulação e por uma membrana que a separa de uma zona calcificada, podendo ser dividida em três zonas correspondentes a três tipos de distribuições das fibras resistentes (fibras de colagéneo). A zona superficial representa 20% a 30% da espessura total e é caracterizada por uma disposição de fibras de colagéneo paralelas à superfície articular. A zona média é a mais espessa (com 40% a 60 % da espessura total) e tem as fibras de colagéneo dispostas de uma forma aparentemente aleatória, sendo por isso a zona mais deformável. A zona profunda tem as fibras de colagéneo preferencialmente orientadas perpendicularmente à membrana e realiza a ancoragem do tecido no osso subjacente [F2].

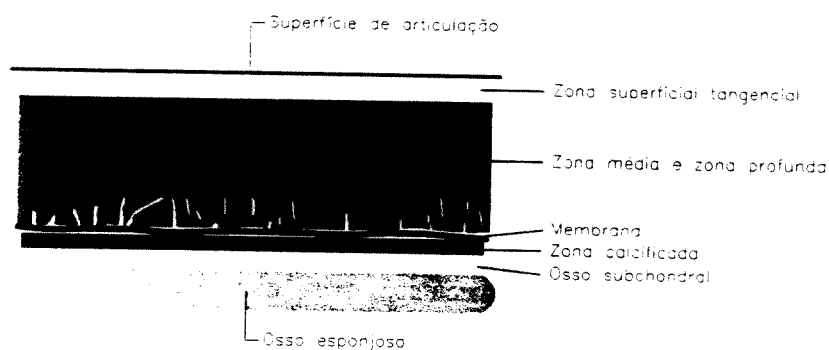


Figura II.24 - Disposição das várias zonas da cartilagem articular [F2]

II.3.2.2 – Modelos bifásicos do comportamento biomecânico

O comportamento global da cartilagem articular é naturalmente condicionado pela interacção estrutural entre as suas componentes. As propriedades químicas dos proteoglicíneos criam campos electroquímicos que, por sua vez, geram determinados campos tensionais. Isto acontece, por exemplo, quando as redes de colagéneo contrariam o processo de expansão dos proteoglicíneos e se geram pressões osmóticas(*) que assumem valores próximos de 0.35 MPa [F2, S4, U2].

Verifica-se, por isso, que mesmo quando a cartilagem não está submetida a solicitações exteriores, as fibras de colagéneo estão sob tensão, ou seja, existe como que um pré-esforço residual. Quando uma força é aplicada à superfície da cartilagem, por exemplo por um objecto rígido, dá-se uma deformação instantânea que é primordialmente causada pela alteração da forma do domínio dos proteoglicíneos. Esta acção exterior provoca que a pressão interna seja excedida, pelo que se gera um fluxo de líquido para fora do tecido. Este processo continua até que a pressão interna seja igual à tensão exterior.

Para além deste tipo de fluxo, pode surgir um outro que está associado à existência de pressões diferenciais que promovem a percolação do líquido intersticial. Estes dois tipos de fluxo podem ser compreendidos com base nos dois modelos de Torzili concebidos para avaliação das características de percolação de tecidos de cartilagem.

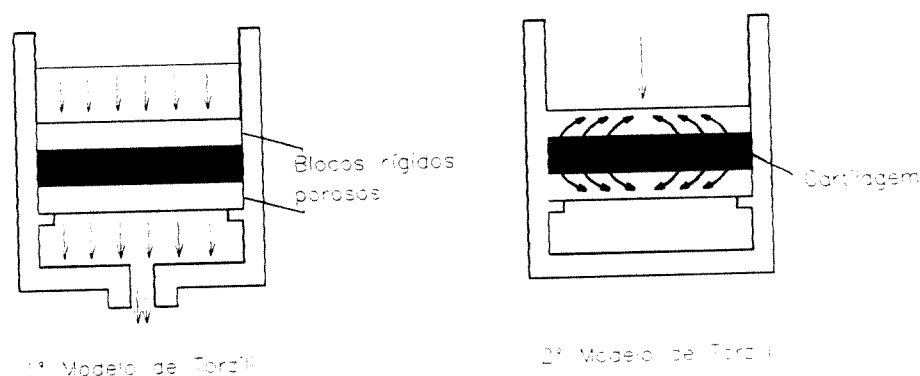


Figura II.25 - Modelos de Torzili para avaliação da percolação em tecidos de cartilagem [F2]

Na realidade, num processo de articulação normal, existe uma contribuição simultânea destes dois mecanismos. Mansour e Mow demonstraram experimentalmente que, numa cartilagem saudável, quando se aumenta simultaneamente a pressão (1º modelo) e a deformação (2º modelo), a permeabilidade diminui significativamente, o que significa que a cartilagem articular é dotada de um sistema regulador que evita a expulsão total do fluido intersticial. Este sistema regulador biomecânico, para além de estar associado a funções

(*) A pressão osmótica é a pressão existente na fase líquida (tem um significado semelhante à pressão neutra em Mecânica dos Solos).

fisiológicas, como as que estão envolvidas com as necessidades nutricionais dos tecidos, é fundamental para assegurar a desejável lubrificação das articulações [F2].

II.3.2.3 - Respostas tipo da cartilagem articular

O comportamento da cartilagem articular depende muito da velocidade de carregamento devido à grande resistência que a mesma oferece ao fluxo, ou seja, devido à sua baixa permeabilidade. Sendo assim, quando sujeita a uma solicitação muito rápida, a cartilagem assume um comportamento praticamente elástico (como um material com uma só fase), pois não há tempo para que o fluido seja expulso. Efectivamente, nestas condições o tecido deforma-se instantaneamente perante o carregamento e recupera a forma inicial quando este termina. No entanto, se a força for aplicada lentamente (como por exemplo quando uma pessoa se mantém de pé), o processo de deformação prolonga-se ao longo do tempo enquanto o líquido é expulso. Depois de terminado o carregamento, o tecido volta à sua forma original recuperando o fluido expulso [F2].

Estes dois comportamentos enquadram-se em dois casos tipo bem definidos, sendo o primeiro um comportamento elástico e o segundo visco-elástico.

II.3.2.3.1 - *Comportamento da cartilagem articular sob tracção*

Tendo em conta as propriedades específicas da cartilagem articular, nomeadamente a anisotropia e o comportamento visco-elástico, Nordin e Frankel realizaram ensaios de tracção em fibras de cartilagem articular tendo chegado a uma curva tensão-extensão com a configuração típica de uma mola [F2]:

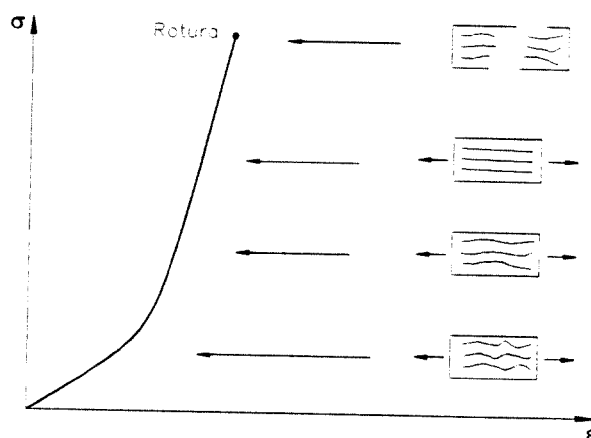


Figura II.26 - Curva tipo tensão-extensão da cartilagem sujeita a esforços de tracção [F2]

A capacidade de tracção da cartilagem é totalmente conferida pelas fibras de colagénio. Na fase inicial, a rigidez é menor porque as fibras de colagénio não estão orientadas na mesma direcção da solicitação, sendo o valor da tensão atribuído aos

alinhamentos de colagénico com a direcção da força. Na fase final, a cartilagem apresenta um comportamento quase linear que está directamente relacionado com a rigidez do próprio colagénico.

Os mesmos investigadores concluíram que a resistência da cartilagem articular à tracção é maior na zona superficial, e diminui progressivamente para o seu interior. Estes resultados indiciam que a zona superficial é mais rica em colagénico e que funciona como uma camada de desgaste resistente que protege o resto do tecido dos efeitos de fricção. Refira-se que estes efeitos são muitas vezes responsáveis por avarias particularmente graves nas cartilagens.

II.3.2.3.2 - Respostas indeferidas a solicitações de compressão.

Conforme se referiu anteriormente, aplicando-se prolongadamente uma força constante numa porção de cartilagem articular gera-se um lento processo de deformação com expulsão de fluidos até se atingir uma configuração de equilíbrio. Repare-se que, este é de resto, muito semelhante ao processo estático de consolidação de solos, pelo que talvez seja razoável adoptar a expressão *consolidação* para qualificar a resposta de tecidos de cartilagem articular a solicitações deste tipo. Este processo, cujo carácter é marcadamente de natureza visco-elástica, é descrito por uma curva de deformação ao longo do tempo na qual é evidente a influência da permeabilidade:

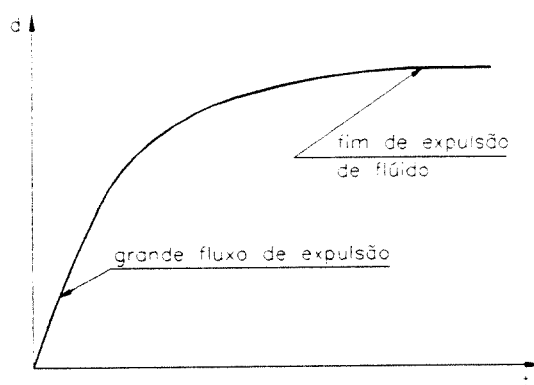


Figura II.27 - Resposta da cartilagem a solicitações compressivas [F2]

Quando se atinge o patamar de equilíbrio, a pressão residual e a resistência à distorção do composto colagénico/proteoglicínicos são suficientes para sustentar a carga. As tensões de compressão atingidas neste nível servem para calcular o *módulo intrínseco da matriz sólida*. A título exemplificativo pode referir-se que, segundo Mow e outros, esse valor será próximo de 0.7 MPa para a cartilagem articular de um bovino submetida a uma tensão de 0.1 MPa [F2]. Pode também fixar-se, como valor de referência, que a cartilagem humana pode sustentar compressões próximas de 3 MPa, o que é um valor muito superior às tensões frequentes resultantes do peso próprio ou de acções dinâmicas moderadas [G1].

II.3.2.3.3 - Lubrificação e desgaste

Há dois tipos fundamentais de lubrificação: lubrificação fronteira e lubrificação laminar. A primeira depende essencialmente de factores químicos e é independente das propriedades físicas do fluido (por exemplo a viscosidade) e dos corpos em contacto (por exemplo a rigidez). Existe uma forte evidência experimental de que o líquido sinovial garante este tipo de lubrificação quando as forças são significativamente grandes e os movimentos relativos são lentos. Se, pelo contrário, os movimentos forem rápidos e as forças forem reduzidas, gera-se uma película de muito reduzida espessura que, estando sob pressão garante a existência de uma lubrificação laminar [F2]. O estudo desta matéria é complexo e é objecto de um aprofundamento detalhado por Frankel e Norton e outros autores [F2, H2].

O fenómeno nocivo mais importante que está relacionado com os processos de lubrificação da cartilagem articular é evidentemente o desgaste mecânico (perda de material sólido devido a acções mecânicas). Vários autores como Freeman, Weightman, Brandt e Palmoski trabalharam nessa matéria nos anos setenta, tendo proposto várias hipóteses explicativas deste fenómeno que é responsável directa, ou indirectamente, por grande parte das patologias características das cartilagens articulares [F2, W2].

Em condições fisiológicas normais, porém, a cartilagem articular autolubrifica-se, realizando "aparelhos de apoio" com coeficientes de atrito com uma grandeza próxima de 0.005 [H2], valor que, ao que se sabe, está longe de ser alcançado nas soluções usadas na Engenharia Civil.

II.4 - LIGAMENTOS

Os ligamentos são tecidos dotados de uma significativa rigidez à tracção e, como a própria designação o indica, são vocacionados para realizar ligações entre diferentes peças do esqueleto. Grande parte dos ligamentos localizam-se nas vizinhanças das articulações onde, conforme se referiu anteriormente, asseguram a transmissão de esforços transversos e esforços de tracção. Outros casos há, porém, em que os ligamentos assumem outras funções quer de natureza estrutural quer de natureza motora passiva [A2].

A abordagem que é a seguir apresentada inclui inicialmente a consideração de vários conceitos que são objecto da Artrologia (disciplina da Anatomia que estuda as articulações). Seguidamente, e à semelhança do que se fez nos sub-capítulos anteriores, é apresentada uma análise do comportamento, das funções estruturais e da integração biomecânica do bio-elemento em causa.

II.4.1 - Classificação dos Ligamentos

Na Artrologia clássica é tradicional dividirem-se os ligamentos em três grupos fundamentais: *ligamentos periféricos*, *ligamentos inter-ósseos* e *ligamentos à distância* [T1].

Os ligamentos do primeiro grupo caracterizam-se por serem constituídos por superfícies aproximadamente cilíndricas que envolvem articulações e se inserem em ossos que numa configuração corrente se encontram alinhados com as epífises contíguas. Este tipo de ligamentos, também designados *cápsulas articulares*, encontram-se normalmente nas articulações dos membros.



Figura II.28 - Ligamento capsular ou periférico

Os ligamentos inter-ósseos também se encontram em articulações mas localizam-se, como a própria designação o indica, entre ossos contíguos, e normalmente unem directamente as respectivas epífises.

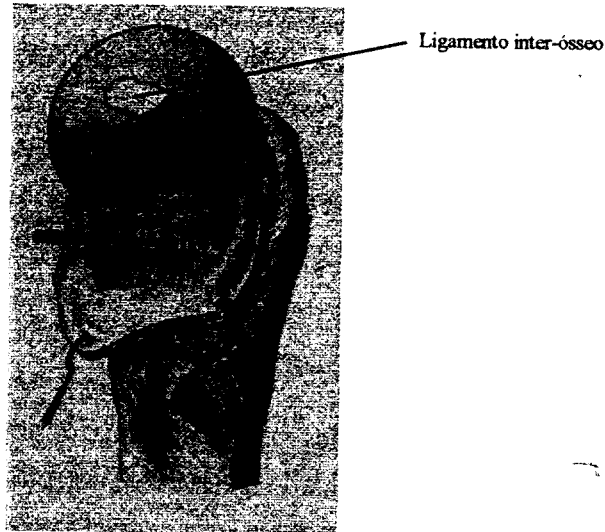


Figura II.29 - Ligamento inter-ósseo

O terceiro grupo inclui os ligamentos que não estão nas articulações e são caracterizados por ligar ossos que não são contíguos (embora possam eventualmente ser próximos). Existem casos deste tipo de ligamentos cujas inserções se localizam num mesmo osso.

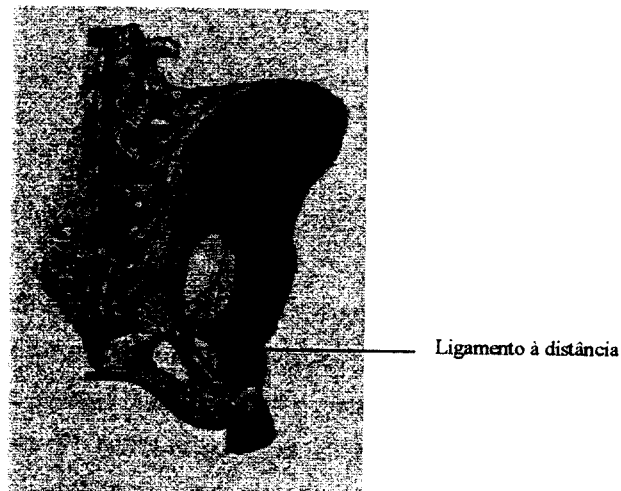


Figura II.30 - Ligamento à distância

Para além dos grupos que se consideraram, poder-se-á ter em conta um outro que é constituído pelos ligamentos que materializam pontos de contacto entre tendões e o esqueleto, realizando nestes últimos as suas mudanças de direcção. Estes ligamentos apresentam-se, por isso mesmo, muitas vezes interligados com bainhas de tendões.

II.4.2 - Constituição e Propriedades Mecânicas dos Ligamentos

II.4.2.1 - Constituição dos ligamentos

Os ligamentos são tecidos constituídos por fibras orgânicas, essencialmente fibras de colagénio e fibras elásticas (*elastina*). Alguns ligamentos têm constituições semelhantes aos tendões (que serão a seguir analisados), embora as suas fibras de colagénio sejam menos regulares do que as dos tendões podendo conter fibras elásticas em várias proporções. Nas zonas de inserção, os ligamentos contêm uma percentagem significativa de matéria mineral, especialmente cálcio, que garante a efectivação da ligação.

II.4.2.2 - Propriedades mecânicas dos ligamentos

Os ligamentos são tecidos flexíveis elásticos com uma grande capacidade resistente à tracção e com uma certa capacidade resistente ao corte. Dadas as suas funções, as propriedades mecânicas mais relevantes são precisamente as que caracterizam o seu comportamento perante esforços de tracção. A sua curva característica tensão-extensão apresenta a seguinte configuração tipo:

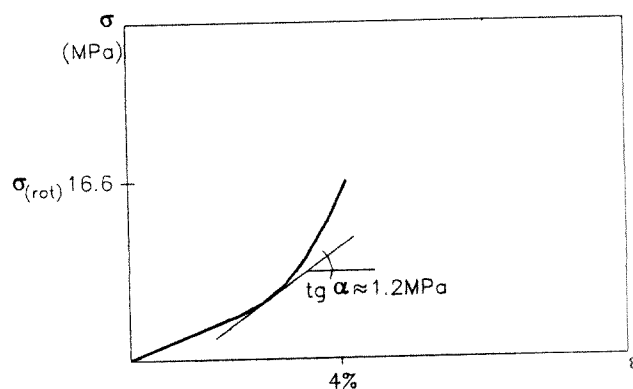


Figura II.31 - Curva tensão-extensão de ligamentos (*)

Tal como acontece com os tendões, mas de uma forma muito mais pronunciada, as curvas tensões-extensões dos ligamentos exibem uma curvatura contrária à dos materiais mais habitualmente usados na Engenharia Civil, já que, que o módulo tangente aumenta com o carregamento (o que é, de resto, o comportamento típico das molas). Conforme se pode observar na curva apresentada, os ligamentos, revelam capacidades resistentes à tracção elevadas, verificando-se que alguns ligamentos (no corpo humano) podem resistir a solicitações próximas de 0.5 kN [R5]. Para além disso, dada a sua grande capacidade de deformação em regime elástico, verifica-se que este bio-elemento tem uma significativa

(*) A curva apresentada foi elaborada com base em valores sugeridos por diversos autores [R2, R5].

capacidade de armazenamento de energia, propriedade essa que, como se irá verificar, é fundamental para a realização das funções que lhe estão associadas.

O comportamento dos ligamentos, como é natural, reflecte as propriedades dos seus constituintes e varia com a proporção com que eles aparecem, especialmente o colagénico e a elastina. Em termos qualitativos, o comportamento do composto integrado pode ser compreendido tendo em conta as curvas características tensão-extensão (não quantificadas) propostas por Gordon [G1].

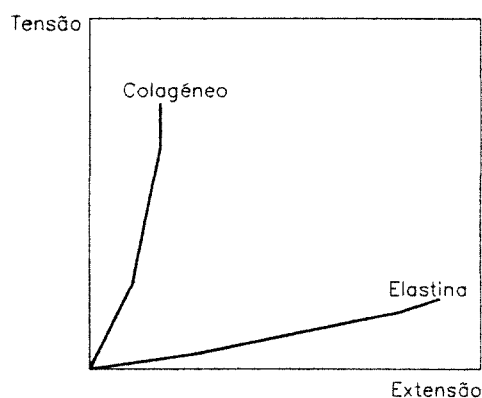


Figura II.32 - Curvas tensão-extensão da elastina e do colagénico

Este autor sugere ainda uma representação esquemática da morfologia da elastina que, independentemente da sua validade microbiológica, constitui em si uma expressiva alusão ao comportamento estrutural deste importante constituinte dos ligamentos – no fundo os elementos de elastina são molas inseridas no tecido dos ligamentos.

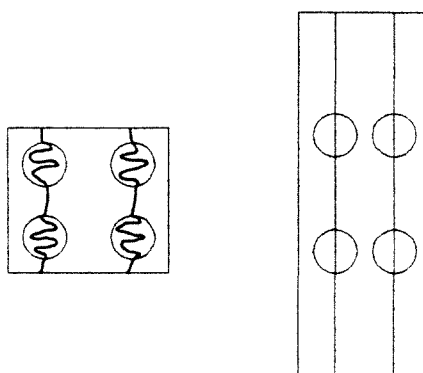


Figura II.33 - Comportamento da elastina segundo Gordon [G1]

II.4.3 - Funções estruturais e integração biomecânica dos ligamentos

A identificação das funções estruturais dos ligamentos é particularmente simples de estabelecer, tendo em conta a respectiva integração biomecânica. Haverá 4 casos tipo que servem, na generalidade, para classificar as funções realizadas pelos ligamentos:

- ligações directas (rótulas e apoios simples)
- ligações indirectas (apoios elásticos e apoios unilaterais)
- ligações indirectas com uma função motora passiva
- ligações indirectas com função de amortecimento

II.4.3.1 – Ligações directas

O primeiro caso é tipicamente realizado pelos ligamentos inter-ósseos e pelos ligamentos capsulares, ou ainda pelos ligamentos tipo “anilhas” que conduzem os tendões. Os dois primeiros sub-casos asseguram, conjuntamente com a cartilagem articular, a realização de rótulas (na acepção da Mecânica Racional), ou seja, ligações com transmissão de esforços axiais e esforços transversos.

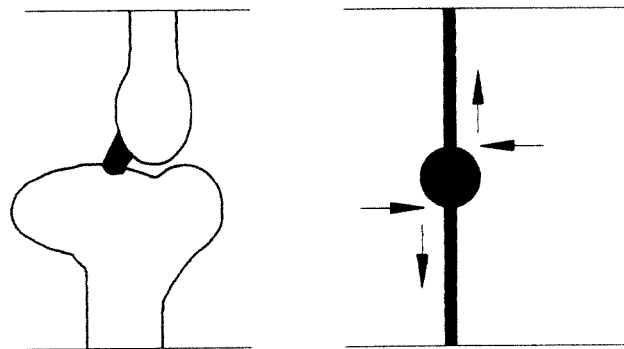


Figura II.34 – Representação no plano dos esforços transmitidos por ligamentos inter-ósseos (nas articulações)

No último sub-caso, as referidas anilhas funcionam como pontos de sela dos tendões, podendo ser pensadas como apoios simples que, afinal, estabelecem os seus traçados.

II.4.3.2 – Ligações indirectas para realização de apoios elásticos

O segundo caso, realizado por ligamentos à distância, é menos comum e envolve normalmente mecanismos mais complexos. Um exemplo particularmente expressivo foi estudado por Hildebrandt e inclui um sistema biomecânico no qual existe uma relação de dependência dos ângulos existentes em duas articulações consecutivas (ver figura II.35) [H2].

Neste exemplo, o músculo que constitui um dos lados maiores do paralelogramo funciona passivamente como um ligamento que quando tracionado, assegura a referida relação angular nas duas articulações. O ligamento existente na articulação superior, apesar de ter as suas inserções entre duas epífises contínuas, é também um ligamento à distância. Note-se que

existe um significativo curso que medeia a configuração de tracção nula (em que esse ligamento se encontra folgado) da configuração correspondente ao encontro dos lados maiores do paralelogramo (na qual o mesmo ligamento é alongado).

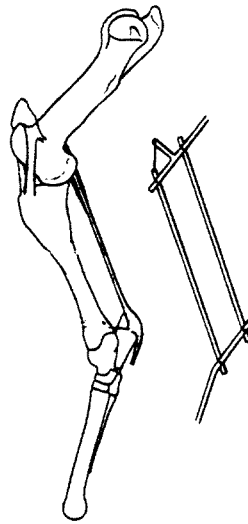


Figura II.35 - Apoio elástico unilateral realizado por um ligamento [H2]

Numa configuração corrente, na qual existe uma resultante vertical no osso superior (devida ao peso próprio do animal), este sistema biomecânico permanece inalterado já que o ligamento mais curto “trava” o mecanismo, constituindo por isso um apoio elástico unilateral.

II.4.3.3 – Ligações indirectas com uma função motora passiva

Este tipo de ligações são efectuadas por ligamentos muito extensíveis e normalmente de grande dimensão. Um exemplo típico é o ligamento *nucal* anti-gravítico existente nos cavalos e em outros mamíferos com cabeças pesadas e pescoços compridos. Este poderoso e extensível ligamento (com um baixo módulo de elasticidade) estende-se tipicamente desde a espinha neuro-torácica anterior até a parte posterior do crânio e da espinha *neuro-cervical anterior*.

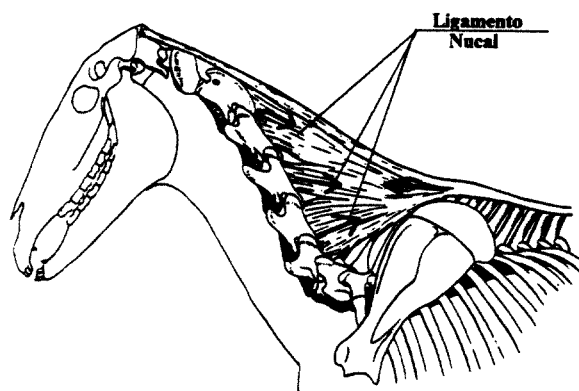


Figura II.36 - Ligamento nucal dos cavalos

Numa postura normal e relaxada, a cabeça e o pescoço são seguros sem qualquer esforço muscular. Uma pequena contração muscular aproxima a cabeça do chão, provocando extensões nos ligamentos. Quando os músculos se relaxam os ligamentos encurtam, provocando a erecção da cabeça, realizando assim um função motora passiva.

II.4.3.4 – Ligações indirectas com função de amortecimento

Existem outros ligamentos à distância que, realizando ou não funções motoras passivas, têm uma função de amortecimento na locomoção (ou noutras actividades orgânicas) de certos animais [D6]. Um exemplo desse tipo de inserção funcional pode ser reconhecido no ligamento que se encontra na parte anterior das patas dianteiras dos cavalos (liga o metapodial aos sesamóides do calcanhar).

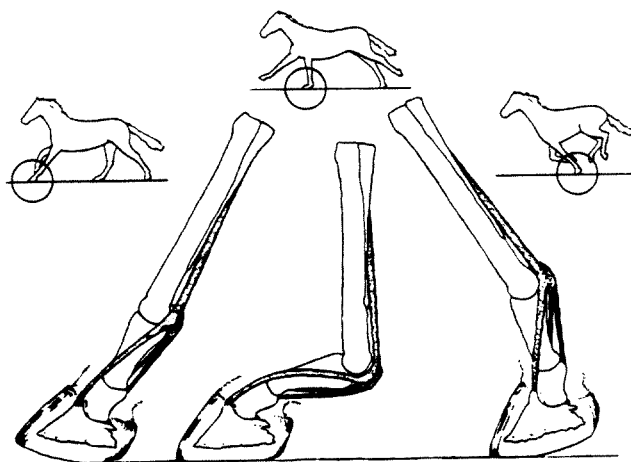


Figura II.37 - Sistema amortecedor elástico realizado por ligamentos [H2]

Estes ligamentos são alongados ou relaxados com a alternância de cargas geradas pelo movimento, permitindo à ligação flectir de uma forma regular e bem definida. Durante esse processo os ligamentos armazenam energia potencial que é libertada quando a ligação deixa de estar forçada. Neste caso é notório que existe uma significativa dissipação de energia antes dos esforços serem transmitidos aos ossos superiores, ou seja, existe um processo de amortecimento. Simultaneamente, aquando da libertação de energia existe uma recuperação da postura da pata preparando-se, assim, o passo seguinte sem qualquer actividade muscular (o que minimiza o consumo energético na locomoção).

II.5 – SISTEMAS MUSCULARES

Um sistema muscular é basicamente constituído por uma unidade contráctil - o músculo - e, eventualmente, por um ou dois tirantes - os tendões. Quando um músculo se contrai geram-se nas suas fibras esforços axiais (tracções) que são transmitidos aos tendões (caso estes existam) e, conseqüentemente, aos bio-elementos a que estes estão ligados. Esta potencialidade significa, por si só, que os sistemas musculares são essenciais para a realização de quase todas as funções do organismo.

Para além de inúmeras outras funções fisiológicas, como manter a temperatura dos corpos e assegurar a distribuição dos produtos das glândulas, os músculos assumem simultaneamente duas outras funções que na óptica do presente estudo são particularmente relevantes: a função motora e a função estrutural. A primeira resulta da acção muscular provocar forças não equilibradas em peças do esqueleto, gerando por isso movimento; a segunda consiste no facto da acção muscular criar estados de tensão favoráveis para o esqueleto. Esta segunda potencialidade faz com que os sistemas musculares sejam, de alguma forma, *sistemas biomecânicos de controlo activo*.

Conceptualmente e ao contrário dos outros bio-elementos estruturais, um sistema muscular não pode ser tratado numa perspectiva tradicional da Teoria das Estruturas, pois não é possível definir, com base nos parâmetros habituais, uma lei constitutiva da unidade contráctil (músculo), já que esta depende de ordens de actividade. O estudo desta matéria exige, conforme se irá verificar neste capítulo, a consideração de novas variáveis e mesmo de alguns conceitos que não são habituais na Engenharia Estrutural.

Um dos aspectos mais relevantes e de maior interesse prende-se com o facto dos sistemas musculares serem elementos com a capacidade de transformar energia química em energia elástica, o que constitui uma solução com potencialidades singulares, na medida em que permite variar a rigidez de uma estrutura sem que, para isso, seja necessário alterar a sua massa ou a sua geometria.

Tal como se fêz nos sub-capítulos anteriores, inicia-se a abordagem deste bio-elemento com uma breve introdução baseada na Miologia (a qual é parte integrante da Anatomia e procura descrever e classificar os principais tipos de músculos). Seguidamente são desenvolvidos alguns aspectos que caracterizam o comportamento estrutural do mesmo bio-elemento e explicam a sua integração nos sistemas biomecânicos.

II.5.1 - Classificação, constituição e morfologia dos sistemas musculares

II.5.1.1 - Classificação dos sistemas musculares

Na Miologia clássica, os cerca de 500(*) músculos constituintes do corpo humano (o que corresponde a mais de 40% do seu peso), classificam-se em dois grandes grupos, os

(*) Este valor deverá ser considerado apenas como uma referência, já que o próprio autor que o sugere - Testut [T1] - reconhece a existência de mais do que um critério válido para a quantificação do número de músculos.

músculos voluntários e os *músculos involuntários*. Os primeiros contraem-se mediante um impulso consciente; são rápidos e localizam-se junto a diferentes peças do esqueleto sobre as quais actuam, provocando movimento e novos estados de tensão. Os segundos actuam involuntariamente e são lentos a contrair e a relaxar, estando normalmente associados a órgãos com funções metabólicas nos quais se inserem sob a forma de membrana. Os músculos voluntários, ou músculos do esqueleto, prestam-se mais a análises de carácter estrutural, pelo que é sobre eles que incide praticamente toda a observação estrutural apresentada neste capítulo.

Na anteriormente referida disciplina são ainda considerados vários outros critérios de classificação muscular, nomeadamente o *critério anatómico*, o *critério da forma* e o *critério da acção mecânica* [T1]. Destes, o único que revela alguma afinidade com uma eventual classificação Estrutural é o último, o qual divide os músculos em 6 grupos:

- *flectores* - que provocam a flexão de membros
- *extensores* - que "estendem" os membros
- *adutores* - que aproximam os membros do tronco
- *abdutores* - que afastam os membros do tronco
- *rotativos internos* - que provocam rotações no sentido da face anterior do tronco
- *rotativos externos* - que provocam rotações no sentido da face posterior do tronco

Apesar desta classificação não ser unívoca, já que, por exemplo, um músculo pode ser simultaneamente flector e adutor, ela pode ser tomada como uma referência classificativa para o texto que se segue. Na Miologia faz-se ainda uma classificação de cada músculo tendo em consideração as 3 seguintes variáveis:

- Localização das inserções - pontos onde o sistema muscular se liga ao esqueleto
- Localização - zona onde se insere e bio-elementos contíguos
- Inervação e a aponeurose - nervos que inclui e qualificação da membrana envolvente

Destas 3 variáveis destaca-se uma que, conforme se referiu no capítulo anterior, tem uma especial relevância em termos estruturais: a localização das inserções. As inserções são as ligações ao exterior e por isso definem as condições fronteira de um sistema muscular. No caso de um músculo estar afastado dos pontos nos quais actua, a transmissão de esforços é realizada pelo outro bio-elemento que constitui um sistema muscular - os tendões. Este tipo

de inserção é designada inserção indirecta, sendo denominada inserção directa a que é realizada quando os músculos estão directamente ligados ao esqueleto.

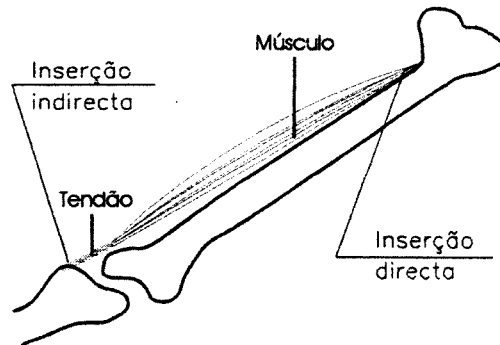


Figura II.38 - Inserções directas e indirectas

Para além das classificações habituais da Miologia, existe uma outra, considerada na Biomecânica, que tem um interesse particularmente relevante em termos estruturais. Ela está intrinsecamente relacionada com as curvas tensões-extensões que caracterizam os músculos, e com as velocidades de encurtamento, dividindo-os em tónicos e rápidos. Os primeiros são aqueles que são capazes de aumentar a sua rigidez sem encurtamento, os segundos são os que produzem trabalho para criarem tensões. Nos pontos que se seguem são aprofundados vários conceitos que permitem avaliar melhor a importância e o significado desta distinção.

II.5.1.2 - Constituição e morfologia dos sistemas musculares

Conforme se referiu anteriormente, um sistema muscular é constituído por um músculo e, eventualmente, por um ou dois tendões. A constituição do músculo pode ser reconhecida através da sua observação microscópica a vários níveis. Na figura II.39 é feita uma ilustração hierárquica, desde o músculo à actina. Normalmente considera-se como unidade uma fibra (que tem um diâmetro de aprox. 10-60 μm). Um conjunto de fibras constitui um fascículo (*fasciculus*), que é a sub-unidade do músculo. Cada fibra inclui vários miofibris (cuja dimensão é aprox. 1 μm), e que por sua vez incluem vários miofilamentos. Os miofilamentos são formados por dois tipos de proteínas que se dispõem paralelamente de forma alternada, a actina e a miosina. Conforme se irá analisar no ponto II.5.2.1, é da interacção da actina e da miosina que resulta o processo de contracção muscular.

Normalmente, os músculos do esqueleto são aproximadamente cilíndrico-ovais, são estriados, não têm ramificações nem nodos e têm o núcleo na periferia [H2]. Dentro de cada músculo existe um fusão neuromuscular que funciona como um sistema de monitorização e comando.

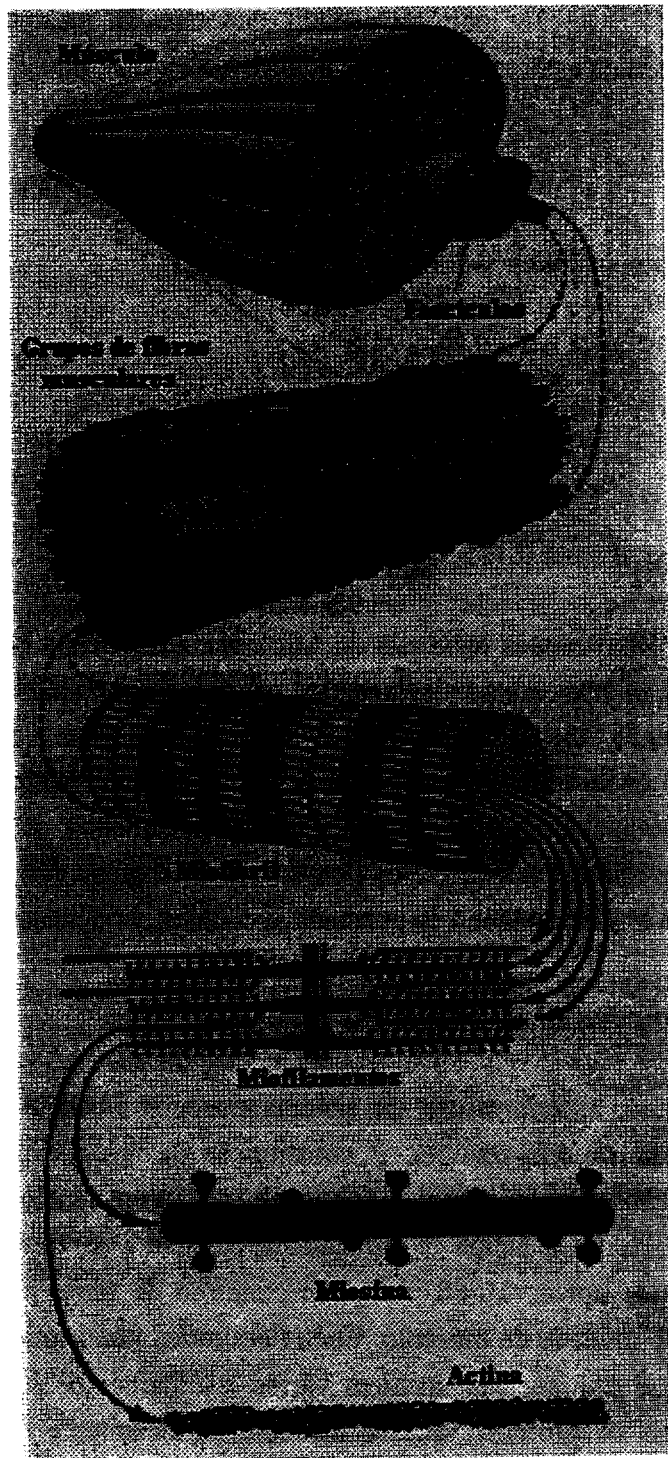


Figura II.39 - Observação do músculo a vários níveis (Gray's Anatomy [F3])

Os tendões são constituídos por bandas de fibras de colagêneo muito próximas e assumem movimentos significativos em relação a tecidos adjacentes, deslizando em bainhas ou em canais lubrificadas semelhantes aos espaços envolventes das articulações (ver ponto II.4.1).

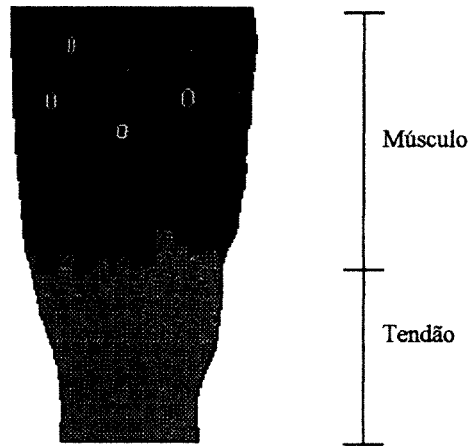


Figura II.40 - Transição músculo-tendão

A ligação entre o músculo e o tendão é uma zona de transição onde existe uma interpenetração de arranjos fibrosos. Na figura II.40 é feita uma representação de uma gravura de Symnowicz que representa a transição músculo-tendão no músculo *gastrocnêmio* de uma rã [T1].

II.5.2 - Análise elementar da Contração Muscular

II.5.2.1 - Descrição fisiológica e bioquímica da Contração Muscular

A contração muscular resulta de um processo microscópico de natureza química e eléctrica. Depois de ser transmitida uma "ordem de contração" (estímulo) pelo sistema nervoso (processo eléctrico), dá-se uma libertação de cálcio que provoca, por acção química, um deslizamento dos filamentos finos – actina – sobre os filamentos grossos – miosina.

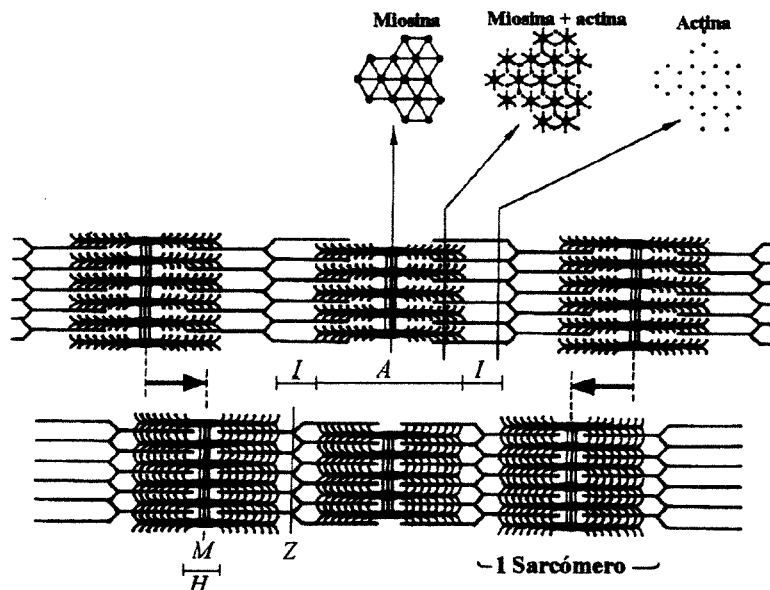


Figura II.41 - Observação microscópica da contração muscular (Gray's Anatomy [F3])

Conforme se pode interpretar na figura II.41, em termos microscópicos o encurtamento corresponde ao deslizamento dos filamentos de actina sobre os de miosina em cada sarcómero^(*). Não havendo variação das bandas *A*, o arrastamento das linhas *Z* provoca uma redução progressiva das bandas *I*.

Ao conjunto formado por um *neurónio motor* e por todas as fibras musculares que ele comanda designa-se *unidade motora*, sendo esta constituída por fibras musculares (de 100 a 2000) [S3]. Estas fibras são todas accionadas por apenas uma célula motora nervosa e cada uma ou se contrai completamente ou não se contrai nada [H2]. As fibras de uma unidade motora encontram-se normalmente numa região bem definida do músculo, mas são usualmente intercaladas com fibras de outras unidades motoras.

A resposta de um músculo, no seu todo, resulta do accionamento de várias unidades motoras, estando, o "bom funcionamento muscular" relacionado com a optimização do número de unidades mobilizadas. Esta matéria merecerá, posteriormente, uma referência mais alargada.

Na biomecânica, considera-se que a totalidade (100%) da reserva de encurtamento de um músculo é atingida quando as extremidades dos filamentos de actina atingem a banda *M* (zona em que a miosina não dispõe de cabeças). Depois de atingida a máxima reserva de encurtamento a tensão instalada decresce. Segundo Hildebrandt, a relação entre a tensão instalada e a reserva de encurtamento assume a seguinte configuração típica:

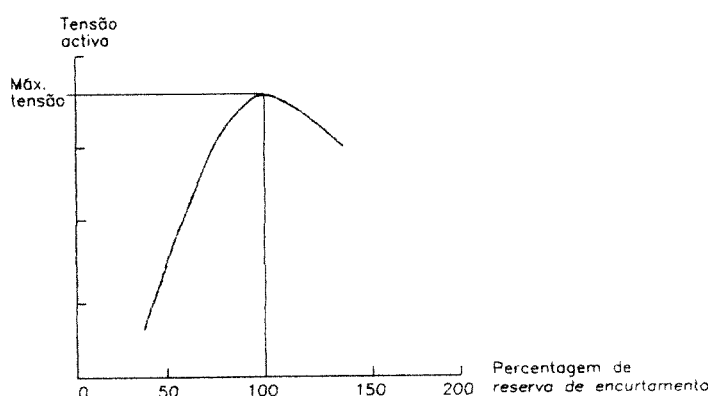


Figura II.42 - Relação entre a tensão activa e a reserva de encurtamento numa unidade motora [H2]

A tensão activa é a soma da tensão desenvolvida pelo músculo com a tensão que este exhibe na ausência de qualquer estimulação (tensão passiva ou *tonus muscular*^(**)).

Num processo de contracção, a máxima velocidade de contracção dá-se imediatamente a seguir à recepção do impulso, depois decresce variando na razão inversa do nível de carga na unidade motora, até se atingir a configuração de equilíbrio, que normalmente corresponde à

(*) Um sarcómero é a unidade funcional do músculo e é formado por duas meias bandas *I* e por uma banda *A* completa – ver figura II.41. Cada miofibril é formado por centenas de sarcómeros (ver figura II.39).

(**) O "tonus muscular" resulta do facto de os músculos esqueléticos terem sempre uma pequena parte das suas unidades motoras activadas, o que assegura uma diminuição do tempo de resposta no caso de um músculo ser solicitado.

mobilização de 100% da reserva de encurtamento. Posteriormente, o músculo relaxa-se, ou então, se a ordem de contracção se mantiver, entra num processo de *tetanização*.

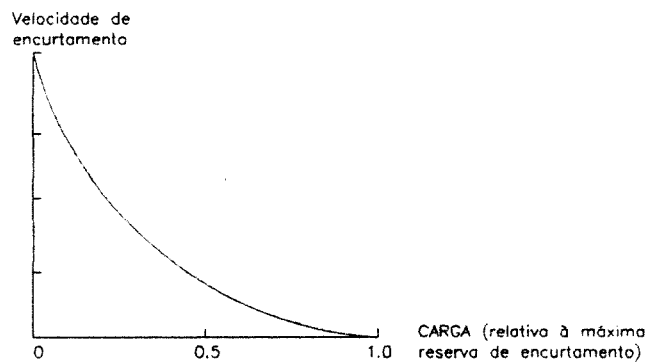


Figura II.43 - Relação entre a velocidade de encurtamento e o nível de carga [H2]

A tetanização (ou contracção sustentada) resulta da acção repetida de várias unidades motoras, sendo o nível de tensão atingido função do número de unidades motoras accionadas. Quando se mantém um estado de tetanização durante um determinado período de tempo, é necessário que algumas unidades motoras sejam mobilizadas, enquanto outras já estão numa fase de relaxação.

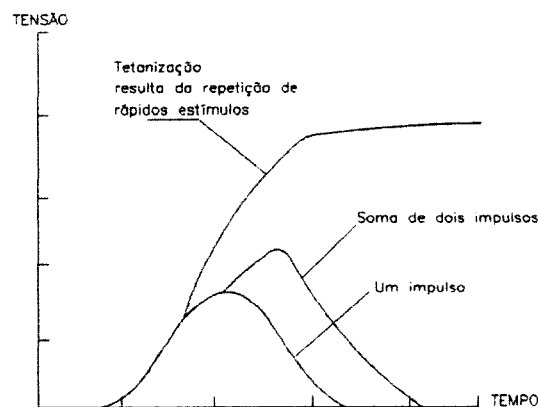


Figura II.44 - Processo de tetanização [H2]

II.5.2.2 - Análise biomecânica da Contracção Muscular

Os sistemas musculares assumem à partida dois tipos de comportamento biomecânico basicamente diferentes: um passivo e outro activo. No primeiro, os sistemas musculares funcionam como tirantes que é o seu comportamento trivial, no segundo há uma conjugação de fenómenos bioquímicos e fisiológicos que atrás foram descritos e cuja tradução mecânica merece uma análise mais detalhada.

A realização da força muscular pode ser interpretada de uma forma particularmente simples com base na análise microscópica anteriormente proposta.

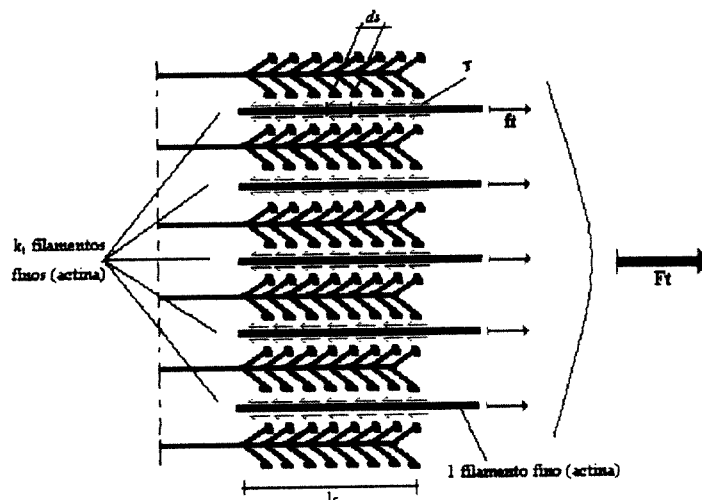


Figura II.45 - Força de tração num sarcómero

A interacção entre os filamentos é efectuada através de esforços tangenciais (τ) cujo integral em cada actina é obviamente igual à força de tração mobilizada na sua extremidade (ft). A força que cada sarcómero produz (Ft) é função do número de filamentos (k_1) que o mesmo inclui.

$$ft = \int_{l_c} \tau \cdot ds \quad (II.4)$$

$$Ft = k_1 \cdot ft \quad (II.5)$$

A força muscular resulta de uma integração global das forças produzidas pelos sarcómeros ligados em série e em paralelo. No entanto, é importante salientar que a existência da força muscular pressupõe, evidentemente, a existência de uma força reactiva - ou seja - o encurtamento muscular, por si só não provoca a existência de forças se não houver algo que contrarie esse encurtamento (ou uma força exterior, ou a acção de outro músculo, ou ainda, por exemplo, a existência de um apoio unilateral). Naturalmente, no caso da contracção muscular ser exclusivamente destinada a promover uma acção motora, as forças instaladas serão unicamente função das forças gravíticas e das forças de inércia.

II.5.2.2.1 - O modelo de Hill

A primeira interpretação biomecânica consistente deste elemento (o músculo) que, ao que se sabe, não tem correspondência na Engenharia Estrutural, exigiu o recurso a uma nova componente mecânica/estrutural - a unidade contráctil. O seu autor, Hill, a quem se devem os primeiros importantes estudos sobre a biomecânica dos músculos, sugeriu um modelo funcional que constitui uma base para uma primeira abordagem desta matéria [F3, G1, H2].

Conforme se pode observar na figura que é a seguir apresentada, segundo o modelo de Hill o sistema muscular pode ser tratado como um sistema formado pela junção de dois elementos rígidos ligados, de um lado, por uma mola, e de outro, por uma série de uma mola e de uma unidade contráctil.

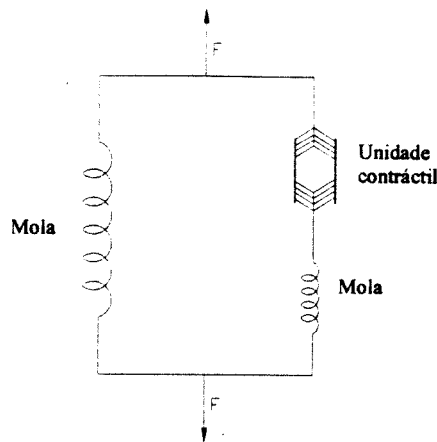


Figura II.46 - Modelo estrutural de um músculo (Modelo de Hill)

A mola isolada simula o comportamento passivo do músculo quando a unidade contráctil está inactiva. A outra mola representa o comportamento elástico do músculo quando este está contraído.

Repare-se que a inclusão da mola em série implica que a contracção da unidade contráctil provoca uma tracção no próprio músculo, que por isso sofre uma extensão relativa positiva ($\Delta\varepsilon = (\Delta L_R - \Delta L_V) / L_0$) apesar da deformação total ser evidentemente negativa ($\varepsilon = -(L_0 - L_R) / L_0$)(*).

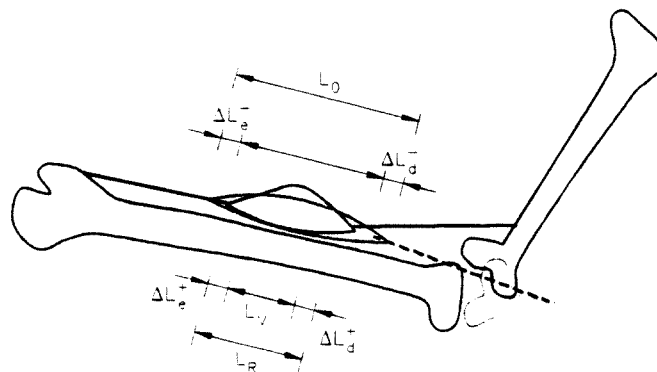


Figura II.47 - Diferença entre a deformação virtual e a deformação real

O que acontece na realidade é que, como o músculo é deformável, quando se contrai, passa de uma configuração com comprimento L_0 para uma configuração com comprimento L_R , em vez de assumir a configuração virtual com comprimento L_V , que seria a que o músculo assumiria se não fosse deformável.

(*) Note-se que $\Delta L_R = \Delta L_e^- + \Delta L_d^-$ e, $\Delta L_V = \Delta L_e^- + \Delta L_e^+ + \Delta L_d^- + \Delta L_d^+$ - ver figura II.47.

O modelo de Hill, apesar de servir para ilustrar os principais aspectos associados ao comportamento de um músculo, recorre a um elemento cuja caracterização não é bem conhecida - a unidade contráctil. A seguir apresenta-se uma representação do sistema muscular que se entende ser mais simples, sem deixar de contemplar as mesmas características fundamentais do seu comportamento estático:

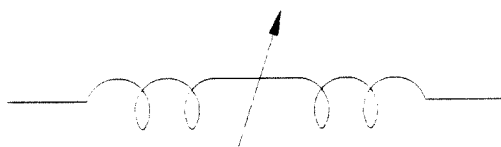


Figura II.48 – Representação simplificada de músculo

A representação proposta é uma mola sobreposta por uma seta inclinada, vulgarmente conotada com o significado “variável”. Isto é, trata-se de uma mola de rigidez variável. Efectivamente, um músculo pode ser idealizado, em termos estruturais, como uma mola com um comprimento em repouso fictício inferior ao menor comprimento que o músculo pode fisiologicamente assumir (completamente contraído), e cuja rigidez (K) é variável:

$$K = K(t) \quad (\text{II.6})$$

Assim sendo, o músculo está sempre tracionado por uma força que é nula se a rigidez também o for, é um determinado valor reduzido se a rigidez for assegurada pelo tonus muscular, e pode assumir valores muito superiores se houver ordens de contracção – ou seja se a rigidez aumentar^(*).

Note-se que esta interpretação torna mais simples a idealização do elemento estrutural em questão. De qualquer modo, a variação de rigidez no tempo envolve consumo energético, e outras grandezas que não são habituais na caracterização de estruturas, como a potência muscular e a velocidade de contracção. A sua melhor compreensão pode ser conseguida tendo em conta uma série de aspectos e de conceitos que são a seguir sinteticamente abordados.

II.5.2.2.2 - Variáveis fundamentais que caracterizam a Contracção Muscular

A caracterização de um processo de contracção pressupõe a identificação de uma série de variáveis que podem ser referentes ao processo em si ou à unidade contráctil, e que se dividem em três grupos: variáveis geométricas, mecânicas e cinemáticas. No quadro seguinte são apresentadas, de uma forma classificada, as principais variáveis desses três grupos.

^(*) Note-se que o comprimento em repouso fictício nunca é atingido (por motivos fisiológicos), e por consequência nunca é ultrapassado (isto é, a mola nunca produz compressões).

	Atributos da contracção	Atributos da unidade contráctil
Variáveis geométricas	Variação de comprimento (ΔL) Secção transversal (A_c)	Comprimento do músculo estendido (L_0) Secção fisiológica transversal (A)
Variáveis mecânicas	Encurtamento (ϵ) Tensão (σ) Força mobilizada (F)	Capacidade de encurtamento (ϵ_e) Máx. reserva de encurtamento (ϵ_r) Tensão isométrica (σ_0) Capacidade resistente (σ_u)
Variáveis cinemáticas	Trabalho por unidade de massa (W_m) Potência volumétrica específica (P_v) Eficiência (η) Velocidade de contracção (v) Consumo energético (C) Frequência de contracção (f)	Potência máxima (P_{max}) Eficiência máxima (η_{max}) Velocidade específica inicial (ψ_0) Frequência máxima de contracção (f_{max})

Quadro II.4 – Principais variáveis caracterizadoras da Contracção Muscular

II.5.2.2.2.1 - Variáveis geométricas

Na figura II.47 já se usaram algumas das variáveis geométricas caracterizadoras de um processo de contracção, seguidamente são apresentadas as restantes variáveis, de uma forma sistematizada.

- As variáveis geométricas que caracterizam a porção contráctil (L_0 e A) são referentes à configuração do músculo estendido relaxado.

- A variação de comprimento (ΔL) é um dos atributos que caracterizam um processo de contracção, representa a soma dos percursos realizados pelas extremidades do músculo durante um processo de contracção ($\Delta L = \Delta L_e + \Delta L_d$) e define implicitamente o comprimento do músculo depois de se efectuar a contracção ($L_c = L_0 - \Delta L$). Associada a essa variação de comprimento, surge uma variação seccional que conduz ao valor A_c para a mesma configuração (músculo contraído).

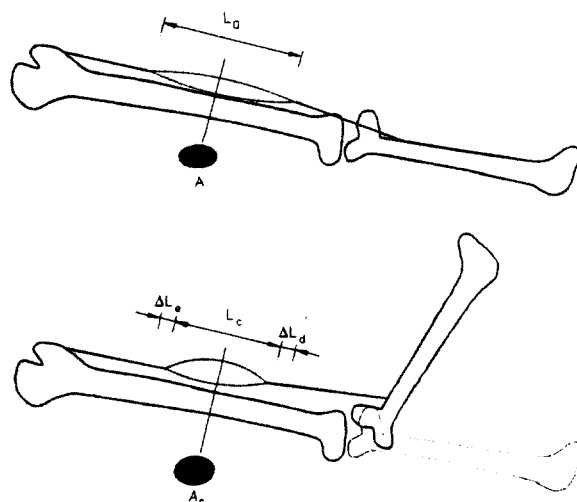


Figura II.49 - Variáveis geométricas fundamentais da contracção muscular

Note-se que para se proceder à análise de um sistema biomecânico num processo de contracção, são ainda relevantes as dimensões dos ossos e a localização das inserções.

II.5.2.2.2 - Variáveis mecânicas

As variáveis mecânicas que caracterizam um processo de contracção são algumas das que caracterizam o comportamento estrutural quando o músculo está activo.

- O encurtamento (ε) é uma deformação, sendo por isso uma grandeza adimensional dada por $(\Delta L_e + \Delta L_d) / L_0$.

- A capacidade de encurtamento ($c\varepsilon$) é o valor máximo de ε que uma porção contráctil pode atingir, e é limitada a valores na ordem dos 25%, dependendo dos músculos e do animal em questão [P4].

- A tensão (σ) é o valor da tensão média na secção (A_c) do músculo numa determinada postura. Embora durante um processo de contracção só sejam mobilizadas um número limitado de unidades motoras, nestas atingem-se níveis tensionais muito elevados que compensam a inactividade das outras.

- A máxima reserva de encurtamento ($r\varepsilon$) é o valor de ε que corresponde à configuração na qual é atingida a máxima tensão média do músculo^(*).

- A tensão (σ_u) é a tensão no limiar da rotura muscular e deve ser comparada com a tensão nas unidades motoras já que a rotura global nunca acontece [H2]. Conforme se irá

(*) Note-se que a máxima reserva de encurtamento dos músculos é semelhante à máxima reserva de encurtamento das unidades motoras.

posteriormente analisar mais detalhadamente, existem determinadas condicionantes que evitam que sejam atingidos esses estados de tensão (nomeadamente limitações metabólicas).

- A força mobilizada (F) é o somatório das forças geradas pelas unidades motoras activas e é dada por $\sigma \times A$, ou por $F_{um} \times n$, em que F_{um} é a força média gerada por cada unidade motora e n é o número de unidades motoras activas.

II.5.2.2.2.3 - Variáveis cinemáticas

Algumas das grandezas usadas no tratamento da contracção muscular são pouco usuais, mas conforme se irá verificar, o seu uso permite uma melhor interpretação de determinados aspectos inerentes ao referido fenómeno.

II.5.2.2.2.3.1 - Trabalho e potência volumétricos e por unidade de massa

Na biomecânica é usual recorrerem-se a grandezas energéticas independentes do volume e da massa. Esta opção metodológica tem como principal vantagem a possibilidade de se comparar o comportamento de porções musculares integradas em músculos diferentes.

Tendo em conta a definição de trabalho, o trabalho por unidade de volume é igual ao produto da tensão média pela extensão média:

$$\begin{aligned} W_v &= F \times \Delta L / V \\ &= F \times \Delta L / (A \times L) \\ &= F / A \times \Delta L / L \\ W_v &= \sigma \cdot \varepsilon \end{aligned} \quad (\text{II.7})$$

Então para um músculo com massa específica ρ :

$$W_m = \sigma \cdot \varepsilon / \rho \quad (\text{II.8})$$

Como a potência é o trabalho realizado por unidade de tempo, a potência volumétrica específica será:

$$P_v = \sigma \cdot \varepsilon / \Delta t \quad (\text{II.9})$$

Do mesmo modo,

$$P_m = \sigma \cdot \varepsilon / \Delta t / \rho \quad (\text{II.10})$$

Conforme se irá verificar, estas grandezas são particularmente úteis na caracterização da contracção muscular, tendo um significado físico evidente e prestando-se a interpretações gráficas muito úteis.

II.5.2.2.2.3.2 - Eficiência

Na biomecânica define-se eficiência muscular como a razão entre o trabalho realizado por unidade de massa e a energia (E_q) consumida durante um processo de contracção, e o seu valor teórico varia entre 0 e 1, na realidade nunca atingindo o valor máximo.

$$\eta = W_m / E_q \quad (\text{II.11})$$

Este conceito, tal como é definido, tem uma designação que se poderá considerar contingente, na medida em que, assim sendo, os *músculos tónicos* (que conforme se irá verificar são vocacionados para produzir tensão sem encurtamento) revelam sempre *eficiências* muito baixas (apesar de serem eficientes). Verifica-se assim que este conceito apenas mede a "eficiência mecânica" desprezando a "eficiência estrutural". Os valores máximos desta grandeza aproximam-se de 40% [P4].

II.5.2.2.2.3.3 - Velocidade de contracção

Em 1938, Hill definiu uma equação com aplicabilidade generalizada e que relaciona a força exercida com a velocidade de contracção – a equação de Hill:

$$v = b \cdot (F_0 - F) / (F + a) \quad (\text{II.12})$$

ou, de outra forma:

$$v = b \cdot (F_0 + a) / (F + a) - b \quad (\text{II.13})$$

onde F_0 é a máxima força resultante da tensão isométrica(*) e a e b são constantes com as dimensões de força e velocidade, respectivamente.

Uma análise da expressão permite confirmar a configuração da curva da figura II.43, na medida em que, como se verifica, a velocidade de contracção varia na razão inversa da força mobilizada. Note-se que esta expressão não é válida nos instantes iniciais de um processo de contracção, já que a velocidade inicial real é evidentemente nula e não igual a b . A introdução desta constante justifica-se, no entanto, pelo facto de os músculos esqueléticos terem uma

(*) Tensão isométrica é a que resulta da contracção muscular sem variação do comprimento ($\Delta L=0$).

"pré-disposição" para a contracção que permite uma aceleração inicial muito grande (tonus muscular).

Esta equação também pode ser expressa em termos de tensões, assumindo uma forma semelhante:

$$\psi = \beta \cdot (\sigma_0 - \sigma) / (\sigma + \alpha) \tag{II.14}$$

em que $\psi = v/L$ é a velocidade específica e onde, $\beta = b/L$; $\sigma = F/A$; $\sigma_0 = F_0/A$ e $\alpha = a/A$.

II.5.2.2.2.3.4 - Velocidade intrínseca

Se um músculo se puder encurtar sem qualquer restrição ($\sigma = 0$), então a velocidade de deformação atinge o seu valor limite:

$$\psi_0 = \beta \cdot \sigma_0 / \alpha \tag{II.15}$$

Este valor é uma propriedade importante de qualquer músculo e foi designado por Hill por *velocidade intrínseca* (v_0/L). Apesar das dimensões de ψ_0 [T^{-1}] não serem as de uma velocidade [LT^{-1}], é este valor que permite qualificar um músculo de "rápido" ou "lento" (tónico). Será relevante referir que essa grandeza está relacionada com a frequência com que os elos de miosina são activados e desactivados, tracionando os filamentos de actina.

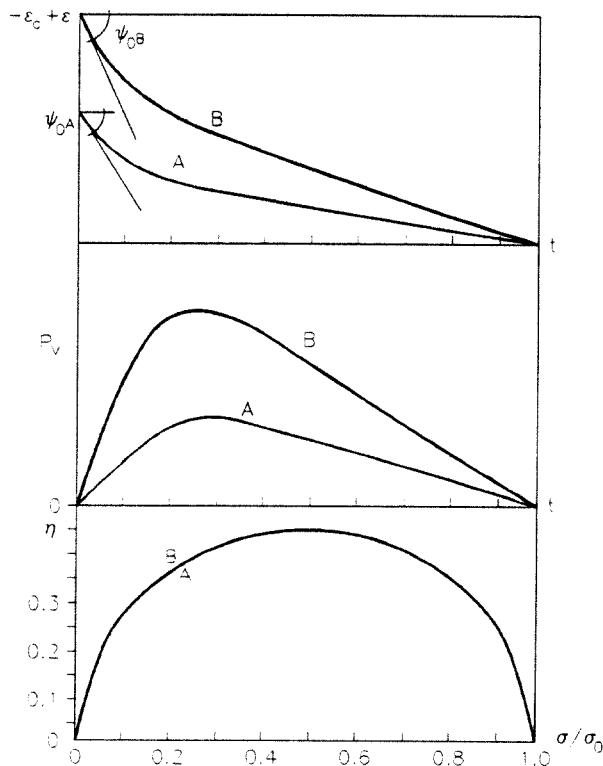


Figura II.50 - Comportamento de dois músculos com velocidades específicas diferentes [P4]

Na Figura II.50, é apresentado um estudo realizado por Pennycuick sobre o comportamento de dois músculos com velocidades específicas diferentes (o músculo (B) é mais rápido do que o músculo (A)). A velocidade intrínseca de cada músculo é dada pela inclinação inicial de cada uma das curvas. Embora ambos os músculos atinjam a máxima reserva de encurtamento ($\epsilon = -\epsilon_c$), onde produzem a tensão isométrica (extremidade direita da curva), as deformações máximas são diferentes.

No diagrama do meio, as duas curvas anteriores são convertidas em curvas de potência volumétrica específica através do produto da tensão pela deformação ao longo de cada ponto da curva. A potência máxima é atingida quando a tensão é próxima de 25% da tensão máxima(*). No diagrama inferior apresenta-se uma curva eficiência-tensão que é semelhante nos dois músculos e representa a percentagem de energia química libertada que é convertida em trabalho.

Os valores de ψ_0 dependem de várias variáveis físicas e mecânicas, nomeadamente da temperatura, e reflectem necessariamente a vocação dos músculos que caracterizam. É fundamental salientar que o valor de ψ_0 é adaptado à função de cada músculo, quer em termos de locomoção quer em termos de realização de forças. Essa adaptação não corresponde de todo a uma maximização já que, conforme a seguir se verá, o custo energético necessário para um músculo manter uma força é directamente proporcional ao valor de ψ_0 . Isso justifica o facto dos músculos tónicos (lentos) serem vocacionados para manter tensão.

Quanto mais lento for um músculo mais económico ele se torna (um ligamento pode ser visto como um músculo infinitamente lento e que não consome energia - a limitação de um ligamento é que este não se pode adaptar).

Os músculos rápidos, mais vocacionados para realizar funções motoras, também podem ser usados para manter uma força, mas são excessivamente pouco económicos. Por exemplo, os dedos humanos, se tiverem que fazer um esforço prolongado, provocam desconforto e gastam muita energia. Pelo contrário os dedos do orangotango são especialmente vocacionados para este tipo de funções, mas, por outro lado, tendo músculos com valores de ψ_0 muito baixos, encontram dificuldades em cumprir funções rápidas [P4].

Os valores mais frequentes das máximas velocidades específicas dos músculos esqueléticos encontram-se no intervalo $[10 \text{ s}^{-1} \text{ a } 20 \text{ s}^{-1}]$ [P4].

(*) Existem ainda substanciais dúvidas sobre os factores que limitam superiormente a potência que os músculos podem realizar. Enquanto alguns autores advogam que a potência muscular é limitada por factores metabólicos, nomeadamente a quantidade energética que as enzimas conseguem fornecer aos músculos, outros acreditam que a potência máxima é condicionada por factores mecânicos, a saber: a capacidade resistente do músculo, a sua capacidade de deformação e a sua máxima velocidade de contracção [H2, P4]. Está-se em crer que, apesar das limitações mecânicas serem teoricamente condicionantes, na prática os factores metabólicos serão decisivos - note-se que, para além do mais, as ordens de actividade são emitidas no cérebro (já que se tratam de músculos voluntários), pelo que deverão reflectir o estado metabólico do organismo em causa.

II.5.2.2.3.5 - Custo energético de manter tensão

O consumo energético inerente à contracção muscular depende de vários factores, entre os quais se distingue o tipo de metabolismo que está associado a esse processo, e que pode ser aeróbio ou anaeróbio(*). A maior parte dos músculos do esqueleto assumem metabolismos do tipo aeróbio [P4].

Um músculo tónico, embora possa não realizar trabalho, exerce uma força sob o custo de fazer algum consumo de energia química. A razão entre a potência [ML^2T^{-3}] de entrada e a força [MLT^{-2}] produzida é a medida do custo energético para manter uma força [LT^{-1}] e tem as dimensões de uma velocidade.

Para fazer essa avaliação de uma forma que não dependa das dimensões do músculo, poder-se-á comparar a potência volumétrica específica [$ML^{-1}T^{-3}$] com a tensão [$ML^{-1}T^{-2}$] cuja razão significa o custo energético para um determinado tipo de músculos manterem tensão e cujas dimensões são [T^{-1}]. Note-se que esse custo é um "consumo puro", tal como o valor da frequência de activação-desactivação dos elos de miosina.

$$C_{\sigma} = P_v / \sigma \quad (\text{II.16})$$

Embora já seja sabido há vários anos que os músculos "lentos" (aqueles que têm uma baixa velocidade intrínseca) mantêm uma força de uma forma mais económica do que os músculos "rápidos" (Johnston 1985), apenas mais recentemente (Pennycuick 1992) se desenvolveu um estudo que permite verificar essa tese de uma forma quantificada. Nesse trabalho, Pennycuick comparou as equações deduzidas por McMahon em 1984 para calcular a tensão isométrica (σ_0) e a potência volumétrica específica (P_v) necessária para manter a mesma tensão, tendo concluído que a razão entre a P_v e σ_0 é constante e aproximadamente igual a $\psi_0/16$ [P4], ou seja:

$$C_{\sigma_0} = \psi_0 / 16 \quad (\text{II.17})$$

Esta conclusão veio permitir que não seja necessário medir o consumo de oxigénio ou a produção de calor, ou fazer de qualquer modo uma medição directa de energia, para se determinar o consumo energético de um determinado músculo para manter uma tensão isométrica. Uma simples medição mecânica é suficiente(**).

(*) Os músculos aeróbicos são aqueles que oxidam o combustível (a gordura) dentro da fibra; os músculos anaeróbicos apenas realizam uma oxidação parcial dentro das fibras. Os primeiros estão especialmente vocacionados para esforços prolongados enquanto os segundos estão vocacionados para fazer grandes esforços num curto espaço de tempo [P4].

(**) Por exemplo, para determinar o custo energético necessário para um músculo manter uma tensão isométrica, basta medir a máxima velocidade com que se consegue contrai-lo (em m/s) e dividir esse valor pelo comprimento do músculo estendido, obtendo-se assim o valor de ψ_0 que dividido por (continua – pág. seguinte)

II.5.2.2.2.3.6 – Frequência de contracção muscular

Esta variável irá ser apenas muito superficialmente interpretada na medida ela só é especialmente importante nas funções de locomoção e em movimentos pendulares protagonizados por músculos antagonistas^(*), que são aspectos menos relevantes em termos estruturais.

De qualquer forma será pertinente referir que, conforme se comprovou na experiência de Boettinger [P4], o consumo energético neste tipo de acção muscular é dado por uma expressão do tipo:

$$C = \mu \cdot \Delta\sigma \cdot \Delta\varepsilon \cdot f \quad (\text{II.18})$$

onde μ é uma constante dependente do tipo de músculo e f é a frequência de contracção [P4]. As frequências de contracção estão também, evidentemente, relacionadas com a eficiência, pelo que as *frequências operativas* que asseguram funções com maior rendimento metabólico podem ser associadas a determinadas acções musculares padronizadas.

A frequência máxima de contracção de um músculo (f_{\max}) é no máximo igual à frequência de contracção máxima das suas unidades motoras. Num músculo tónico, mesmo que a frequência de contracção das suas unidades motoras seja muito elevada, como a velocidade específica é muito baixa, a contracção das mesmas em vez de provocar um encurtamento gera um processo de tetanização que pode no limite corresponder a uma frequência de contracção muscular igual a zero.

II.5.2.2.2.3.7 – Indeterminação das leis de actividade (problema de redundância)

Em sistemas biomecânicos nos quais existe a acção simultânea de mais do que um sistema muscular, mesmo que seja rigorosamente caracterizado um determinado cenário estático, o cálculo de esforços pressupõe o conhecimento dos estados de actividade dos músculos.

Nesses casos, a sua análise estrutural não pode ser efectuada com base nos métodos convencionais da Teoria das Estruturas. Tal facto resulta de coexistirem múltiplas combinações de acções musculares estaticamente compatíveis com cada configuração de um sistema biomecânico. Este fenómeno é uma forma de hiperestaticidade na qual existem elementos que não têm um comportamento unívoco (os músculos).

(**) (pág. anterior) 16 dá o valor pretendido. O resultado expressa-se em $\text{WPa}^{-1}\text{m}^{-3}$, o que é o mesmo que s^{-1} . Este consumo energético corresponde à quantidade de energia libertada na *desfosfatação do ATP*. O consumo total de combustível pelo músculo é superior a esse valor e depende da eficiência do processo de conversão de energia.

(*) Normalmente, a cada músculo está associado um outro do mesmo tipo que provoca o movimento contrário ao primeiro, e que se designa na Miologia por antagonista [S2, T1]. Portanto, a contracção de um músculo provoca a extensão do seu antagonista.

O problema de indeterminação (ou redundância) que daí resulta foi estudado por diversos autores sendo conhecidas técnicas de optimização estática e dinâmica para a sua resolução. Estas técnicas baseiam-se em critérios que assentam na minimização de várias grandezas, nomeadamente [M1]:

- a soma das forças musculares produzidas (Seireg e Arvikar – 1973, 1989)
- a soma das tensões instaladas nos músculos (Crownsingsfield e Brand – 1981)
- o trabalho mecânico produzido pelos músculos (Seireg e Arvikar – 1989)
- a energia metabólica consumida (Hard – 1978)
- etc.

Esta matéria têm vindo a ser alvo de inúmeros trabalhos de investigação e visa obviar, na análise biomecânica, o desconhecimento das leis de actividade dos músculos, cujo comando é cerebral.

II.5.3 - Propriedades mecânicas dos sistemas musculares

Um sistema muscular tendo o seu músculo e os seus tendões ligados em série, exhibe um comportamento que depende, naturalmente, das propriedades específicas de cada um desses bio-elementos. Mas, enquanto os tendões podem ser caracterizados como um elemento estrutural convencional - o cabo - elemento com grande rigidez à tracção e sem rigidez à compressão e à flexão, os músculos assumem comportamentos distintos, consoante estão ou não contraídos, e também variáveis, conforme o seu grau de contracção.

Não haverá dúvida, no entanto, de que tanto os músculos como os tendões são anisotrópicos, exibindo maiores rigidezes e capacidades resistentes na direcção do seu eixo longitudinal. Nesta direcção, e quando solicitados à tracção, os sistemas musculares têm um comportamento elástico se o músculo estiver relaxado, o que por outras palavras significa que os sistemas musculares também assumem a função de cabos quando actuam passivamente. Será aqui relevante salientar que os sistemas musculares, apesar de encurtarem activamente, são estendidos passivamente pelos músculos antagonistas, por sistemas elásticos complementares(*), ou, eventualmente, pela acção de forças exteriores.

Os tendões apresentam curvas tensão-extensão que, para tensões significativas evidenciam um comportamento elasto-plástico, não muito distinto de alguns materiais usados na construção civil.

(*) Por vezes os músculos são conduzidos à sua configuração relaxada por ligamentos (ver ponto II.4.4.2).

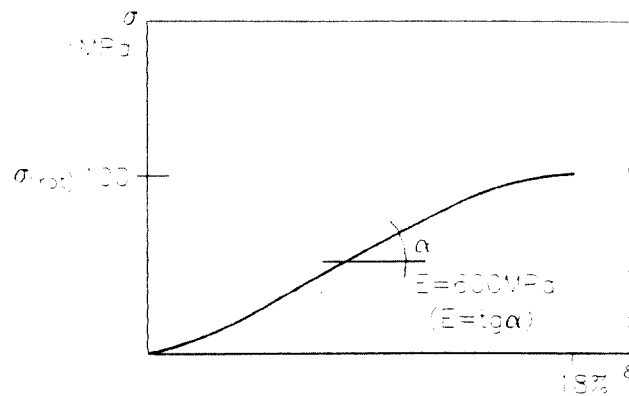


Figura II.51 - Curva característica tensão-extensão de tendões humanos solicitados à tracção [W1]

Os valores apresentados na figura II.51 resultaram da ponderação dos que são sugeridos por vários autores [C3, G2, H2, P4, W1]. Naturalmente existem variações associadas às condições dos ensaios e mesmo ao tipo de tendões analisados, mas de um modo geral há razões para crer que o comportamento de tendões em ensaios uniaxiais de tracção está bem representado pela curva da referida figura. As eventuais variações que possam surgir estarão certamente associadas à idade dos tecidos, ou à percentagem de fibras de colagénio com que os tendões são constituídos (refira-se que o módulo de elasticidade do colagénio é cerca de 1000 MPa).

Nos músculos, as curvas tensão-deformação apresentam configurações muito particulares e não haverá, por isso, lugar para a atribuição de módulos de elasticidade. Note-se que, fazendo uso das expressões (II.8) e (II.11), determina-se uma expressão da relação tensão-deformação que depende do consumo energético:

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E_q \cdot \frac{\rho \cdot \eta}{\varepsilon^2} \quad (\text{II.19})$$

pelo que se pode interpretar que a rigidez dos músculos depende do consumo energético, ou seja, da energia fornecida. Esta propriedade será, porventura, um dos mais importantes aspectos da caracterização dos músculos como elementos estruturais^(*).

As curvas que a seguir se apresentam foram idealizadas admitindo-se haver uma solicitação crescente igual nos três casos e admitindo-se ser dado o impulso de contracção quando é atingida uma determinada tensão. Considera-se, também, que as secções transversais em estado relaxado são idênticas nos três músculos.

(*) Note-se que, para além disso, a rigidez de um músculo depende da eficiência do músculo (η), da densidade da massa muscular (ρ) e do grau de encurtamento (ε).

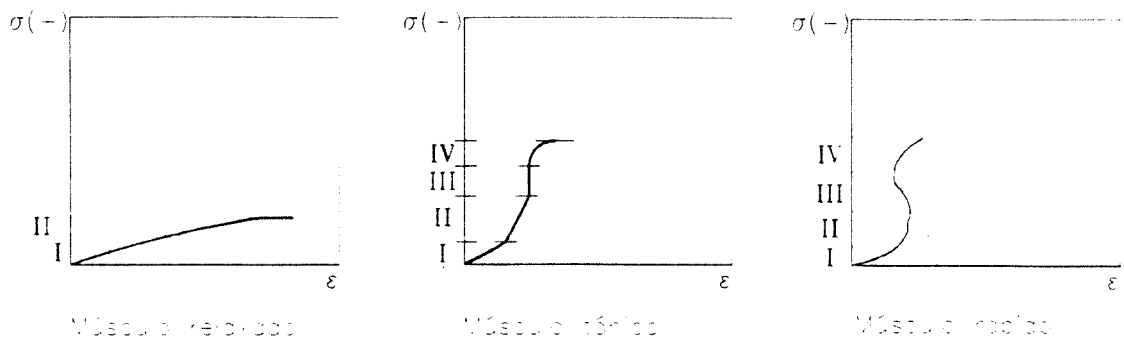


Figura II.52- Curvas tensão-deformação de dois músculos em processos de contração

Repare-se que a configuração tipo das curvas apresentadas revela fenómenos de não linearidade totalmente invulgares (na óptica da Engenharia Estrutural). Enquanto num músculo relaxado apenas se podem identificar duas fases, uma elástica (fase I) e outra com uma certa plastificação (fase II), nos músculos contraídos é possível distinguir quatro fases com comportamentos claramente diferentes.

Na fase I, antes da contração, tanto o músculo tónico como o músculo rápido se deformam em regime de elasticidade perfeita (apenas está mobilizado o tonus muscular). Na fase II, ambos os músculos iniciam um processo de tetanização, exibindo maiores módulos de elasticidade, mas na fase III, enquanto o músculo tónico tende a aumentar a sua rigidez com o mesmo ritmo que aumenta a tensão (*fase de rigidez infinita*)*, o músculo rápido tem um processo brusco de contração que apesar do aumento de tensão exhibe deformações negativas. Na fase IV volta a acontecer um processo semelhante nos dois tipos de músculos, dando-se a plastificação do material constituinte até ser atingida a rotura. Repare-se que, dadas as hipóteses admitidas, a tensão de rotura é igual nos dois músculos contraídos, variando apenas o percurso de relação tensão-deformação.

Entenda-se que as curvas representadas tem um carácter genérico, já que, como é evidente, a “rigidez artificial” gerada pela contração muscular depende de ordens de actividade cerebrais cuja sistematização é particularmente complexa, conforme se referiu no ponto II.5.2.2.2.3.7.

Assim sendo, a caracterização mecânica possível dos músculos reduz-se à caracterização das curvas tensão-deformação tipo, à definição dos valores característicos das capacidades resistentes e à definição dos valores das tensões de serviço com que estes normalmente trabalham à tracção. No quadro que a seguir se apresenta são indicados valores de referência para sistemas musculares humanos.

(*) A expressão - *fase de rigidez infinita* - significa que a um aumento de tensão não corresponde qualquer deformação.

Tracções (kPa)	Músculo Relaxado	Músculo Contraído
σ	-	300
σ_u	100	800

Quadro II.5 – Valores de tracções em músculos relaxados e contraídos

Os valores das capacidades resistentes apresentados no quadro II.5, foram sugeridos por Hildebrant [H2], e são próximos dos valores que outros autores consideram como realistas. O valor indicado para as tensões frequentes em músculos contraídos é sugerido por Pennycuick e merece uma análise da forma como foi obtido.

Segundo Huxley os filamentos de miosina têm o mesmo comprimento em todos os músculos estriados dos vertebrados (1.55 μm). Assim sendo, e verificando-se que a tensão em todos os filamentos ligados em série é a mesma, (sendo a deformação total igual ao somatório dos encurtamentos parcelares), a força resultante poderá ser obtida pelo produto do número de filamentos em paralelo numa secção pela tracção que cada um produz. Ora, segundo Pennycuick, cada filamento produz normalmente uma tracção de 530 pN, logo, havendo cerca de 5.7×10^{14} filamentos por m^2 , conclui-se que os músculos trabalham com tensões correntes na ordem dos 300 kPa [P4].

Outros autores sugerem raciocínios semelhantes, nos quais se baseiam no pressuposto de que a máxima força que um músculo pode sustentar é igual a força de contracção de uma fibra vezes o número de fibras que o músculo tem, sendo por isso proporcional a área de uma secção transversal do músculo. Mas isto será apenas uma aproximação, na medida em que para que tal fosse verdade seria necessário que todas as fibras fossem paralelas entre si e paralelas ao eixo do tendão de inserção. Para além disso, seria necessário que todas as fibras tivessem o mesmo comprimento e ainda a mesma força de contracção, aspectos esses que em rigor não se verificam [P4]. Em todo o caso, os valores apresentados podem ser tomados como uma referência com vista a uma análise compreensiva da acção muscular.

II.5.4 - Funções estruturais dos sistemas musculares e sua integração biomecânica

Em termos gerais, os sistemas musculares fazendo uso das propriedades anteriormente apresentadas, para além de assegurarem as funções motoras, organizam a distribuição de forças de uma forma favorável para o esqueleto. Conforme seguidamente se irá explorar, isso pode ser conseguido através da acção isolada de um sistema muscular ou através da acção conjugada de vários sistemas musculares.

A força que um músculo transmite por intermédio dos seus tendões pode-se subdividir em duas componentes, uma na direcção do osso onde se insere, cuja função é estrutural, e

outra na direcção perpendicular, cuja função pode ser estrutural ou motora^(*). Essas funções são efectivadas de uma forma optimizada na qual existe uma conjugação harmónica das variáveis envolvidas. Haverá aqui lugar para se salientar o facto já anteriormente referido de que a manutenção da funcionalidade do esqueleto pressupõe o bom funcionamento dos sistemas musculares, podendo o deficiente comportamento destes últimos conduzir a avarias no esqueleto, nomeadamente à fractura de ossos.

Nos pontos que se seguem é feita uma descrição exhaustiva das funções estruturais dos sistemas musculares e explicada a forma como se realizam, tendo em conta a sua integração nos sistemas orgânicos onde se inserem.

II.5.4.1 - Funções estruturais dos sistemas musculares

Tal como as estruturas ósseas, os sistemas musculares podem ser vocacionados para exercer mais do que uma função; é, aliás, frequente poder associar-se a cada músculo do esqueleto quase todas as funções que os sistemas musculares podem assumir. O que varia de músculo para músculo é a forma e a intensidade com que realizam as suas funções.

Função Estrutural	Descrição
Reforço passivo	Os sistemas musculares assumem passivamente esforços de tracção - sem contracção
Pré-esforço	Os sistemas musculares provocam pré-esforço no esqueleto (associados ou não a acções motoras) – com contracção
Protecção	Os sistemas musculares absorvem acções mecânicas exteriores protegendo assim os tecidos mais frágeis – com e sem contracção
Amortecimento	Os sistemas musculares amortecem solicitações de carácter dinâmico – sem contracção ou com descontração
Movimento de massa	Os sistemas musculares provocam movimentos de massa que minoram o efeito de determinadas acções – com contracção

Quadro II.6 – Funções estruturais dos músculos

(*) A acção de um músculo só é motora se tiver uma componente numa direcção em que a parte do esqueleto envolvida seja hipostática.

Cada uma destas funções é realizada em condições específicas e, os sistemas musculares que assumem mais do que uma função só realizam, normalmente, uma de cada vez. São a seguir exploradas as características próprias de cada função e analisado, com recurso a exemplos, o contexto em que elas se efectuam.

II.5.4.1.1 - Reforço passivo do esqueleto

Conforme já se referiu anteriormente, os músculos estão normalmente num estado de pré-tensão designado "tonus muscular" que resulta da actividade quase permanente(*) de uma pequena percentagem das unidades motoras que os constituem. O facto de esse estado ser quase permanente permite que se considere o estado de tensão resultante como uma propriedade intrínseca do próprio músculo, ou seja, significa que o sistema muscular é normalmente dotado de um *módulo de elasticidade equivalente*(**) superior ao que teria se o músculo estivesse completamente relaxado. Ora, se não houver uma ordem de contracção, é coerente considerar-se que a reacção do músculo, perante qualquer solicitação, é de natureza passiva.

Nestas condições a função estrutural dos sistemas musculares é semelhante à dos ligamentos (ver ponto II.4.3), e o seu protagonismo apenas depende de dois tipos de factores - geométricos e mecânicos. Os principais factores geométricos são a excentricidade do sistema muscular em relação à estrutura óssea que o mesmo reforça, e a secção média do sistema muscular. Os principais factores mecânicos são o *módulo de elasticidade equivalente* do sistema muscular e a sua capacidade resistente.

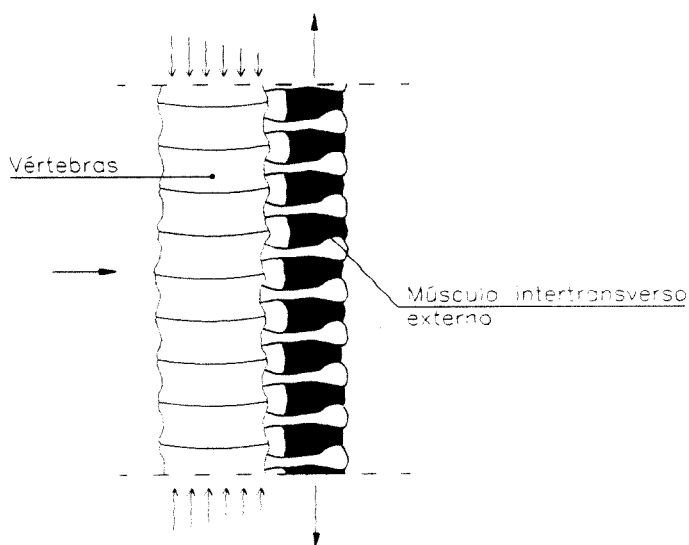


Figura II.53 - Reforço passivo do esqueleto

(*) Esse estado muscular só não é garantido em sono profundo ou em estados de hibernação (situações em que os músculos não são solicitados, nem activamente, nem passivamente).

(**) O facto de algumas unidades motoras de um sistema muscular estarem activas (tonus muscular) significa que o sistema *aparentemente relaxado* tem um comportamento mais rígido do que teria se estivesse efectivamente relaxado, pelo que o mesmo pode ser caracterizado por um módulo de elasticidade equivalente.

Na figura II.5.20 é apresentado um caso típico em que os músculos *intertransversos externos* reforçam passivamente a coluna vertebral. A estrutura mista formada pela coluna vertebral e pelos referidos músculos funciona como uma viga vertical na qual as vértebras assumem as compressões e o sistema muscular assume as tracções.

Vários outros casos há, em que é possível constatar que os músculos não contraídos exercem um reforço passivo do esqueleto. Para além disso, podem-se identificar outros, em que sendo o esqueleto hipostático, os sistemas musculares ajudam os ligamentos a efectivar as ligações, exercendo neste caso um reforço passivo dos ligamentos. Esta última situação verifica-se mais frequentemente perante solicitações de tracção.

II.5.4.1.2 - Pré-esforço no esqueleto

A contracção de um sistema muscular, independentemente de ser ou não uma acção motora, provoca esforços nas peças ósseas onde estão directa ou indirectamente realizadas as suas inserções. Esta potencialidade, apesar de ter características muito próprias diferentes das habituais na Engenharia Civil, pode, pelo seu efeito, ser considerada uma forma de *pré-esforço*.

Este tipo de pré-esforço, que se passa a designar por *pré-esforço orgânico*, distingue-se do conceito de pré-esforço convencional na medida em que o mesmo é adaptativo já que embora inclua uma componente fixa (tonus muscular), inclui também uma componente variável, cuja intensidade varia ao longo do tempo.

Voltando a fazer uso da correspondência com a Engenharia Civil, este tipo de pré-esforço será *exterior não aderente*. É exterior na medida em que o seu traçado se desenvolve fora dos limites das secções das peças onde é aplicado, e é não aderente porque conforme anteriormente se referiu os músculos apenas se ligam aos ossos nas inserções e, para além disso, os tendões deslizam dentro de bainhas lubrificadas.

Entre outros aspectos, o pré-esforço gerado pelos músculos evidencia uma vantagem fundamental em relação ao pré-esforço convencional e que consiste no facto de o mesmo poder ser aplicado com níveis de intensidade relativa muito superiores aos que poderia ser, se fosse aplicado integralmente com um carácter de permanência. Independentemente de possíveis quantificações isso pode ser compreendido numa experiência acidental que surgiu na sequência dos primeiros tratamentos por electro-choque. Efectivamente há registos que documentam o facto de os primeiros pacientes sujeitos a este tipo de tratamento terem sofrido fracturas nos ossos, o que foi justificado pela contracção involuntária de músculos [C2].

Ora, se a contracção involuntária de músculos pode conduzir à fractura de ossos, tal significa que a intensidade de pré-esforço máximo é muito elevada e só deve ser mobilizada na compensação acções exteriores de elevada intensidade. Por outras palavras, o pré-esforço orgânico pode abranger gamas de intensidades que se fossem aplicadas permanentemente exigiriam uma estrutura mais robusta para os suster. Este será outro aspecto fundamental da caracterização estrutural dos músculos.

Sendo os sistemas musculares elementos estruturais normalmente exteriores às peças ósseas verifica-se que, nesses casos, a acção de um sistema muscular isolado provoca inevitavelmente pré-esforço excêntrico. Este facto é também estruturalmente vantajoso, na medida em que os efeitos das excentricidades inerentes a flexões compostas ou desviadas provocadas por acções exteriores, não só são minoradas pela existência da compressão, como também o são devido à contra-flexão gerada pela excentricidade do pré-esforço. Alguns estudos biomecânicos descrevem casos, em que, o pré-esforço gerado por certos músculos como reacção a determinadas solicitações, permite que os ossos envolvidos trabalhem essencialmente à compressão simples, ou seja, nesses casos a acção muscular anula quase totalmente as potenciais excentricidades [R1].

Podem à partida considerar-se três tipos de pré-esforço muscular:

- Pré-esforço simples - resulta da acção isolada de um músculo que, sem provocar movimento, altera o estado de tensão nos ossos a que está ligado.
- Pré-esforço composto - resulta da acção combinada de mais do que um músculo, e assegura tensões de compressão sem provocar necessariamente qualquer movimento.
- Pré-esforço associado a acções motoras - resulta da acção de um ou mais músculos que simultaneamente provocam movimento e alteram o estado de tensão nos ossos.

O primeiro caso é muito frequente em qualquer corpo vertebrado e permite a obtenção de níveis de tensão moderados sem grande consumo energético. Uma acção típica de pré-esforço muscular simples é a manutenção de uma postura, como por exemplo a manutenção de um dedo esticado. Nesta situação a excentricidade do pré-esforço gerado pelo músculo extensor do dedo (*interósseo dorsal*) provoca um momento contrário ao momento flector resultante da acção gravítica. Repare-se que quando os músculos que actuam nos dedos estão relaxados, estes assumem-se como estruturas hipostáticas (desprezando a rigidez dos ligamentos e a rigidez residual dos músculos).

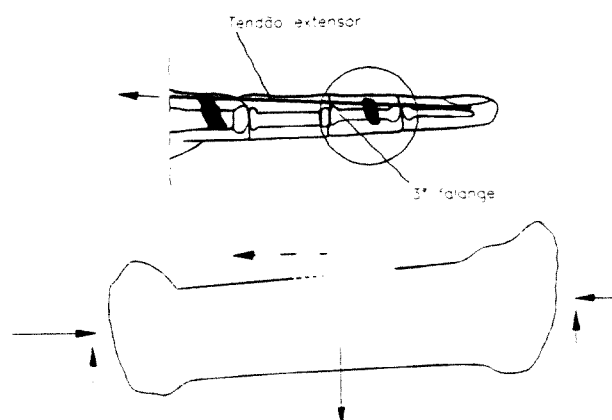


Figura II.54 - Pré-esforço simples na *segunda falange* de um dedo humano

O recurso ao pré-esforço muscular simples é frequente em situações em que uma estrutura biomecânica está sujeita a uma acção cuja resultante é moderada e tem uma direcção bem definida (por exemplo a acção gravítica).

Quando surgem sollicitações de maior intensidade, ou quando se pretendem fixar posturas que não correspondem ao fim de um curso, podem ser mobilizados mais do que um músculo, como acontece, por exemplo, na acção de pares de músculos antagonistas. Neste caso existe a acção de pré-esforço composto.

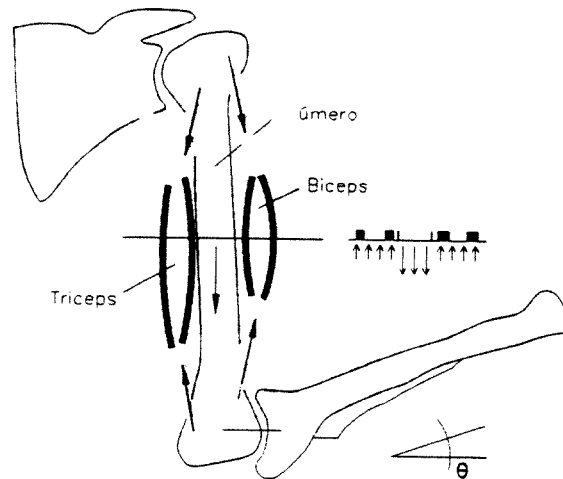


Figura II.55 - Pré-esforço composto no braço humano

Um caso típico, é aquele que resulta da manutenção rígida de um membro numa posição intermédia do seu curso, por exemplo, se se pretender fixar um braço humano numa configuração caracterizada por um ângulo θ , são activados o *biceps* e o *triceps* que são um par de músculos antagonistas. Para que haja estabilidade, os momentos flectores gerados por cada um dos músculos, e a acção da gravidade, têm que se anular, ficando assim o úmero sujeito a um estado de tensão próximo da compressão simples. Saliente-se que o pré-esforço composto pode permitir aumentar substancialmente a rigidez de um membro (tendo nesse caso substanciais custos energéticos).

O terceiro caso é aquele em que as bio-estruturas tiram maior proveito das suas potencialidades, na medida em que não só realizam duas funções, como as realizam de forma compatível, ou seja, em harmonia.

Efectivamente, quando num corpo animal se assume alguma atitude motora, a acção muscular que a gera, provoca simultaneamente um estado de tensão na parte do esqueleto envolvida "preparando-a" estruturalmente para a acção em curso.

É a seguir apresentado um exemplo que revela de uma forma expressiva a eficiência dos sistemas musculares quando estes realizam pré-esforço associado a acções motoras. Este caso já anteriormente estudado [P1] descreve o comportamento de um braço humano durante a rotação da sua parte posterior no plano frontal.

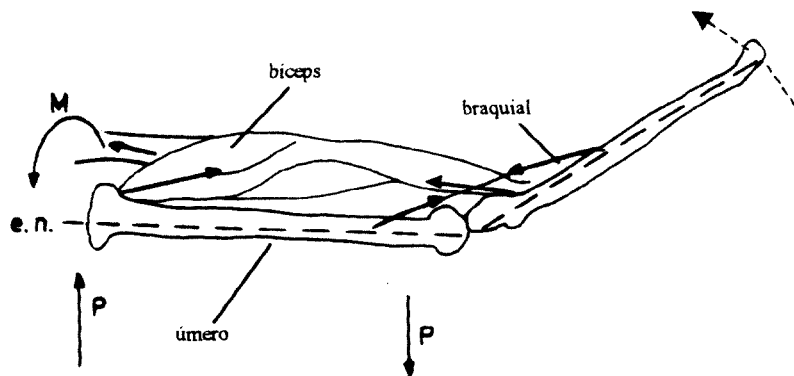


Figura II.56 - Pré-esforço associado a acções motoras

Admita-se, por hipótese, que o braço está originalmente estendido e apoiado na sua extremidade, e considere-se ainda, por simplificação, que a acção conjugada do biceps e do braquial pode ser simulada por um único músculo. Nesse caso, antes de se iniciar o movimento, o músculo pode estar completamente relaxado. Posteriormente, após ser emitida a ordem de contracção, o músculo vai-se contraindo progressivamente, verificando-se que antes de haver qualquer movimento, já existe um pré-esforço no úmero.

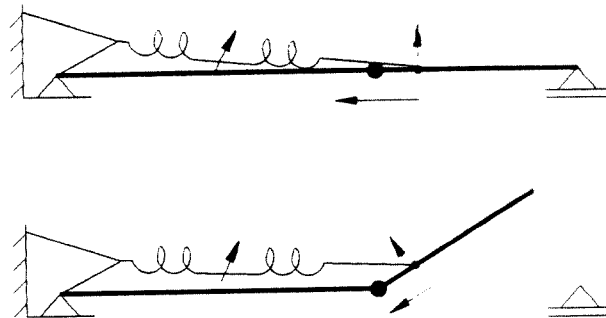


Figura II.57 - Pré-esforço associado a acções motoras

Note-se que a configuração estática condicionante coincide precisamente com o instante do levantamento, instante no qual a força de contracção será máxima. A partir daí a força produzida pelo músculo tenderá a diminuir, podendo o músculo ficar praticamente relaxado (apesar de ter encurtado) no fim do movimento.

II.5.4.1.3 - Protecção

Existem músculos que têm a função de proteger tecidos mais frágeis. Normalmente estes têm uma constituição muito diferente dos que têm vindo a ser estudados (músculos do esqueleto), são planos, tem fibras em muitas direcções e normalmente comportam-se como membranas, como por exemplo os *músculos rectos maiores do abdómen*. A função de protecção pode ser assegurada de uma forma passiva, mas é evidentemente potenciada se houver contracção (já que nesse caso os músculos podem exibir uma considerável rigidez à flexão).

II.5.4.1.4 - Amortecimento

O amortecimento é, como se sabe, uma propriedade de natureza dinâmica que está intrinsicamente relacionada com as características viscoelásticas dos materiais e das estruturas. O grau de amortecimento que uma estrutura é capaz de exibir perante uma solicitação dinâmica depende essencialmente de dois factores, da velocidade da solicitação e da capacidade de armazenamento de energia da estrutura. Ora, quando se solicita rapidamente uma estrutura orgânica numa zona musculada, verifica-se que antes dos esforços serem transmitidos ao esqueleto eles são totalmente, ou quase totalmente, absorvidos pelas fibras musculares, provocando uma significativa dissipação da energia da solicitação. Só depois dessa fase é que os esforços são transmitidos ao esqueleto, mas já com características *quasi estáticas*. Se porventura, a solicitação for muito lenta, os músculos tem tempo de se contrair simultaneamente, e a solicitação é transmitida ao esqueleto directamente. Ou seja, os músculos embora transmitam sempre os esforços ao esqueleto, absorvem grande parte da energia da solicitação quando esta é efectuada com grande velocidade, o que, afinal, é o que define um amortecedor.

Repare-se que no caso de haver uma intervenção activa dos músculos, a sua capacidade de amortecimento diminui, na medida em que, conforme atrás se verificou, sendo a contracção um fenómeno no qual há absorção de energia, a sua realização diminui a reserva de energia armazenável pelo músculo, ou seja, implica uma maior transmissão energética ao esqueleto.

Esta potencialidade dos sistemas musculares, é por isso mesmo, e tal como o reforço passivo, uma função que não exige o comportamento activo dos músculos, podendo por isso, ser também assumida pelos ligamentos (ver II.4.4.1). Repare-se que o efeito de amortecimento é efectivado apenas à custa de deformações elásticas (ou eventualmente plásticas, se for uma solicitação excessivamente elevada)(*).

Um exemplo típico de amortecimento muscular é o caso do "passe superior em Voleibol". Neste exercício os dedos devem estar semi-relaxados [R4], de forma a que haja uma rigidez mínima nos músculos extensores (garantida pelo *tonus muscular*) e de modo a que seja possível alguma deformação nos tendões antes dos esforços serem transmitidos aos ossos dos dedos. Se por acaso, os músculos estiverem contraídos, não há amortecimento e existe o perigo de fractura dos referidos ossos, já que o esforço de compressão nos ossos é igual ao peso da bola vezes o coeficiente de amplificação dinâmica. Numa execução tecnicamente perfeita, os ossos apenas recebem os esforços de compressão com uma intensidade total muito próxima do peso da bola, podendo nesse caso considerar-se a solicitação que neles actua como *quasi-estática*.

(*) Note-se que, para além do amortecimento, os músculos tem a capacidade de fazer variar a frequência natural das estruturas orgânicas onde se integram, pelo que a sua criteriosa variação de rigidez pode minorar potenciais efeitos de amplificação dinâmica.

II.5.4.1.5 - Movimento de massa

Esta última função destaca-se, à partida, de todas as anteriores por ser exercida indirectamente, ou seja, pelo facto de o seu efeito poder ser efectivado numa zona distante do sistema muscular que o produziu.

A melhor forma de a ilustrar, será descrever uma atitude humana inconsciente que qualquer pessoa assume sem que tenha, para isso, qualquer conhecimento de Teoria das Estruturas (mais especificamente, flexão composta): quando uma pessoa (mesmo uma criança) transporta um balde numa mão tende a levantar a outra. Para um Engenheiro Estrutural a interpretação é evidente - "assim diminui o momento flector na coluna vertebral". Mas o facto é que esta atitude é muitas vezes espontânea em quem não conhece, se quer, tais expressões. Efectivamente, como este, mais casos há, em que os músculos são accionados para provocar movimentos de massa que aliviam o efeito de outras acções.

II.5.4.2 - Integração biomecânica de sistemas musculares

A relação entre o comportamento e as funções dos sistemas musculares é definida implicitamente pela sua integração biomecânica. Tendo o comportamento dos sistemas musculares sido explorado na primeira parte deste capítulo e tendo sido as suas funções classificadas no ponto anterior, resta por fim analisar a sua integração biomecânica, o que é, precisamente, o objecto do presente ponto.

II.5.4.2.1 - Atributos biomecânicos fundamentais

Os atributos biomecânicos são as todas as propriedades que condicionam a aptidão de cada sistema muscular para efectuar as funções que lhe estão associadas. Embora seja difícil isolar todas as variáveis biomecânicas que tem influência nos mecanismos onde os sistemas musculares se inserem, existem alguns atributos que caracterizam na generalidade a sua integração biomecânica:

- a forma dos músculos
- a localização dos músculos e dimensão dos tendões
- a forma dos tendões
- as inserções dos músculos e dos tendões

- A forma dos músculos está relacionada com o número de inserções e com as funções estruturais e motoras dos mesmos. Os músculos do esqueleto são normalmente constituídos por uma unidade volúmica com uma forma oval muito alongada. Existem, porém músculos nos

quais existe, numa das extremidades, uma ramificação desses volumes em dois ou três subvolumes que são, por sua vez, concluídos com o mesmo número de inserções. Os músculos univolúmicos estão associados a acções num plano enquanto os multivolúmicos podem intervir em acções tridimensionais que envolvem normalmente mais do que um osso.

- A localização dos músculos e a dimensão dos tendões está relacionada com exigências funcionais dos mecanismos orgânicos. A força de contracção de um músculo, (mesmo dos músculos maiores) actua sempre numa pequena área do esqueleto já que o tendão a concentra (se, porventura, a inserção for realizada pelo próprio músculo a área de contacto é, em principio maior). Esta propriedade contribui para a precisão dos movimentos e permite que vários músculos localizados num mesmo espaço tenham acções diferentes.

É particularmente útil o facto de os tendões permitirem que os músculos provoquem movimento em partes do esqueleto a uma certa distância da sua localização. Um caso que ilustra bem a relevância deste atributo é a mão humana. Efectivamente os dedos humanos seriam muito menos eficientes, tanto em termos estruturais como em termos funcionais, se tivessem envolvidos com os seus próprios músculos [U1].



Figura II.58 - Tendões dos dedos humanos

- Os tendões podem ser rectos ou bilineares. No primeiro caso provocam compressões ou eventualmente rotações nas peças adjacentes ao osso onde se localiza a extremidade fixa^(*), no segundo caso, produzem esforços rotativos (momentos angulares) nos membros, ou noutros elementos de uma estrutura orgânica. Estes esforços resultam de contracções

^(*) Na biomecânica define-se dois tipos de extremidades - fixas e móveis - que caracterizam o estado cinemático das extremidades de cada músculo em cada acção tipo. Uma extremidade de um sistema muscular pode ser fixa numa acção, e móvel noutra.

musculares em sistemas nos quais que existe mudança de direcção dos tendões (que é viabilizada por ligações aos ossos semelhantes a anilhas).

Os tendões rectos quando são solicitados apenas absorvem tracções, mas quando são flectidos, também podem assumir esforços transversos, ficando naturalmente mais estreitos nessas zonas. Se as forças ou as tensões forem particularmente elevadas, (como acontece com o músculo *quadriceps* quando passa em frente ao joelho), os tendões são localmente substituídos por pequenos ossos cuja constituição lhes permite absorver tais esforços. Estes ossos designam-se por *sesamoides* [H2].

- As inserções dos músculos e dos tendões, sendo as mais importantes condições fronteira, definem os principais parâmetros cinemáticos que caracterizam os mecanismos orgânicos. A localização das inserções determina quais os ossos que são mobilizados numa acção virtual. Determina, igualmente, e conforme já se referiu, que tipo de solicitação é que lhes é imposta, e influencia as características cinemáticas da correspondente acção.

II.5.4.2.2 - Mecanismos biomecânicos tipo

Embora seja prudente admitir que haverá casos que não são contemplados na apresentação que se segue, será razoável prever que a maior parte dos mecanismos biomecânicos existentes nas estruturas orgânicas possa ser representada por esses casos tipo, ou por mecanismos resultantes de combinações dos mesmos. Salienta-se mais uma vez que neste texto procura-se analisar primordialmente os músculos voluntários, ou seja, os músculos do esqueleto.

II.5.4.2.2.1 - Mecanismo rotativo flector

Os mecanismos rotativos flectores caracterizam-se por terem sistemas musculares inseridos em dois ossos distintos, dos quais um é fixo e o outro móvel, sendo este último uma consola. Em cada um, a configuração existente resulta da interacção da força gravítica e da força de contracção muscular (e de eventuais acções exteriores).

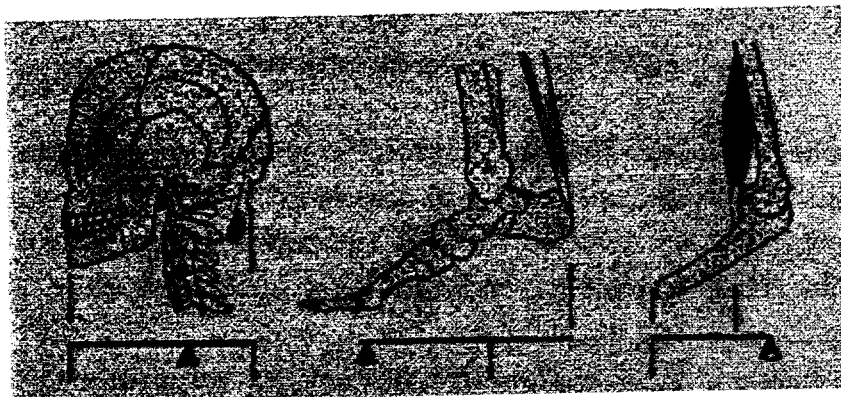


Figura II.59 - Mecanismos rotativos simples [T1]

Os exemplos apresentados representam, como se pode observar, três tipos de alavancas, nas quais o rendimento mecânico é maior onde as forças de pré-esforço são menos importantes. Repare-se que a acção tensional fundamental do músculo é sempre realizada num osso diferente daquele que é cinematicamente accionado.

Todos os músculos classificados na Miologia como flectores, extensores, adutores e abdutores são inseridos em mecanismos deste tipo.

II.5.4.2.2 - Mecanismo rotativo torsor

Este tipo de mecanismos são accionados por músculos que tem, normalmente, mais do que duas inserções, sendo por isso compostos por mais do que uma porção^(*). Uma delas, tendo um desenvolvimento não paralelo ao eixo do osso onde está inserida a sua inserção móvel, quando se contraí, provoca a rotação do referido osso em torno de um eixo paralelo ao seu.

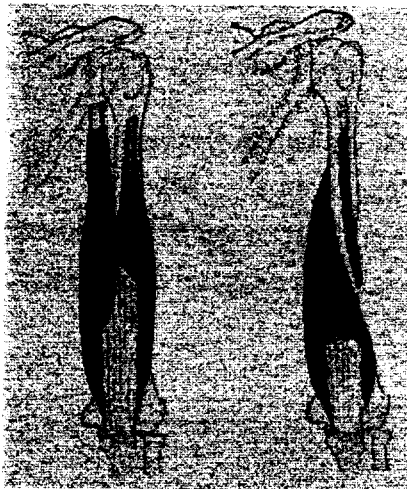


Figura II.60 - Mecanismo rotativo torsor associado ao triceps humano [T1]

Conforme se pode observar na figura anterior, existe uma porção do triceps que se destaca das outras contornando o úmero. A sua contracção provoca por isso a rotação deste mesmo osso em torno de um eixo aproximadamente paralelo ao seu.

II.5.4.2.3 - Mecanismo de translação

Os mecanismos de translação são accionados por sistemas musculares que estão inseridos em ossos distintos. A contracção dos respectivos músculos provoca uma aproximação dos referidos ossos, podendo esta ser conseguida através da locomoção de cada um isoladamente, ou, de ambos, em simultâneo.

(*) Porção é o termo técnico usado em Anatomia para designar uma unidade volúmica de um músculo multivolúmico.

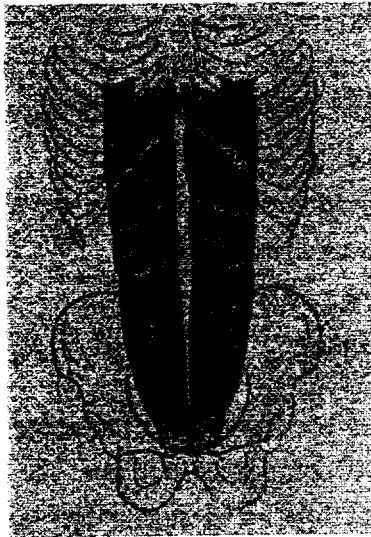


Figura II.61 - Mecanismo de translação associado aos músculos retos maiores do abdômen humano [T1]

II.5.4.2.2.4 - Mecanismos de contração e expansão volumétrica

Este último grupo de mecanismos destaca-se dos anteriores por envolver um comportamento tridimensional do sistema orgânico a que está associado. Os sistemas musculares que os accionam são complexos e não tem tendões e a sua contração provoca uma contração ou expansão da estrutura orgânica que animam.

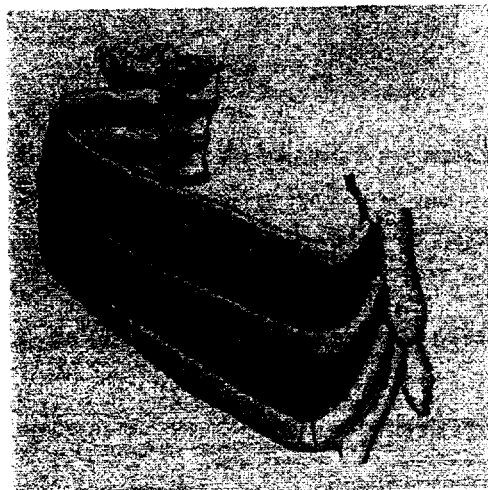


Figura II.62 - Mecanismo de contração e expansão volumétrica associado aos músculos intercostais internos e externos (humanos) [T1]

II.6 – NOTA CONCLUSIVA

Em termos estruturais, um músculo é um elemento preferencialmente vocacionado para assumir tracções, mas, por ter a capacidade de auto variar a sua forma e a sua rigidez, é capaz de interagir com outros elementos de um mesmo sistema de forma a assegurar a este último um eficiente desempenho em distintos cenários de solicitações físicas.

O estudo apresentado torna claro que os sistemas biomecânicos podem ser efectivos em conjunto ou separadamente, quer como estruturas quer como mecanismos, em função da acção dos sistemas musculares. É possível discernir na complementaridade das funções estruturais uma harmonia que resulta da interacção entre os vários bio-elementos analisados, sendo evidente uma permanente eficiência estrutural.

É útil fazer uma análise funcional comparativa entre os elementos analisados e os elementos clássicos da Engenharia Estrutural, obtendo-se a correspondência seguinte:

Biomecânica	Engenharia Estrutural
Ossos longos	Vigas e pilares
Ossos longos curvos	Arcos
Ossos do Crânio	Cascas
Tendões	Cabos e tirantes
Ligamentos	Cabos, tirantes e conectores
Articulações móveis	Rótulas
Articulações fixas	Juntas
Cartilagens Articulares	Aparelhos de apoio
Músculos	Sistemas de controlo activo \ Sistemas efectores

Quadro II.7 – Correspondência funcional entre elementos da Biomecânica e elementos da Engenharia Estrutural

Mas no que respeita aos músculos, essa correspondência ainda estará numa fase embrionária. Efectivamente, embora sejam conhecidos sistemas de controlo activo cujas funções estruturais se aproximam das homólogas funções dos músculos (conforme se irá verificar no capítulo 3), as potencialidades de utilização de *elementos estruturais com rigidez variável ao longo do tempo* ainda estão longe de ser satisfatoriamente exploradas.

Conforme se depreende do que foi exposto neste capítulo, tais elementos poderão criar acções tensionais favoráveis que são semelhantes às acções de pré-esforço, mas cuja aplicação, por ser variável e controlada, nunca é nefasta. Isto é, os ossos teriam ser dotados de uma

capacidade suplementar de resistência (que se traduziria num maior volume de massa e/ou em formas menos esbeltas) se o pré-esforço produzido pelos músculos fosse instalado permanentemente – o que constitui, por si só, um argumento que justifica o estudo da aplicação de “músculos artificiais” em estruturas.

Salienta-se, que foram identificadas várias outras soluções de grande interesse e que merecerão o estudo da sua aplicabilidade na Engenharia Civil. Para além das clássicas soluções de optimização da forma nos ossos (que são bem conhecidas), o modo como funcionam as cartilagens articulares, os processos de fluxo de matéria óssea e os sistemas de amortecimento realizados por ligamentos constituem matérias que poderão justificar uma profunda e interessante reflexão estrutural. Outras soluções haverão ainda, e por isso se espera que este texto contribua para interessar a comunidade científica no seu estudo.

II.7 - BIBLIOGRAFIA

- A1 • Alexander, R. McNeill, "Animal Mechanics", Sidgwick & Jackson London, 1968
- A2 • Alexander, R. McNeill, "Elastic Mechanics in Animal Movement", Cambridge University Press, 1988
- A3 • Amis, A. A., "Biomechanics of the upper limb Elbow" in *"Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement"*, Mechanical Engineering Publications London, 1981
- A4 • Andrews, E. H., "Fracture", Symposia of the Society for Experimental Biology "The Mechanical Properties of Biological Materials", Symposium XXXIV, J.F.V. Vincent & J.D. Currey, Cambridge University Press, 1979
- B1 • Barenbel, J. C., Gibson, T, Evans, J. H, Kenedi, R. M., "Tissue Mechanics" in "Comunicações do tema nº6 do 1º Congresso Nacional de Mecânica Teórica e Aplicada", 1º Congresso Nacional de Mecânica Teórica e Aplicada, 1974
- B2 • Bombardelli, C., "Ossa lunghe: elementi naturali resistenti a flessione", in *ACCIAIO - "Studi e ricerche"*, págs. 408-415, 1982
- C1 • Carter, D.R, Hayes, W. C., "Bone compressive strength: the influence of density and strain rate", "Science", 1976
- C2 • Currey, John, "Esqueletos animales", Ediciones Omega, 1976
- C3 • Currey, J., "Properties of bone, cartilage, and synovial fluid - Bone" in *"Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement"*, Mechanical Engineering Publications London, 1981
- D1 • D'Arcy Thompson, "On Form and Growth", Cambridge University Press, 1917
- D2 • Dawson, D., "Biomechanics of the lower limb Hip" in *"Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement"*, Mechanical Engineering Publications London, 1981
- D3 • Dawson, D., English, T. A., "Total Hip Replacement" in *"Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement"*, Mechanical Engineering Publications London, 1981
- D4 • Dawson, D., "Basics Mechanics" in *"Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement"*, Mechanical Engineering Publications London, 1981
- D5 • Dee, R., Miller, James, H., "Total Elbow Replacement and Mechanism Injury Total Elbow Replacement" in *"Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement"*, Mechanical Engineering Publications London, 1981
- D6 • Dorrington, K. L., "The theory of viscoelasticity in biomaterials", Symposia of the Society for Experimental Biology "The Mechanical Properties of Biological Materials", Symposium XXXIV, J.F.V. Vincent & J.D. Currey, Cambridge University Press, 1979
- E1 • Evans, F. G., "Mechanical Properties of bone", Charles C. Thomas, Springfield, Ill, 1973
- F1 • Frankel, V. H., Bernstein, A. H., "Ortopaedic Biomechanics", Lea & Febiger Philadelphia, 1970

- F2 • Frankel, Victor H., Nordin, Margareta, "Basic Biomechanics of the Skeletal System", Lea & Febiger Philadelphia, 1980
- F3 • Fung, Y. C., "Biomechanics - Mechanical Properties of Living Tissues", Springer Verlag, 1981
- G1 • Gordon, J.E., "Structures or why don't things fall down", Pinguin Books, 1978
- G2 • Gordon, J. E., "Biomechanics: the last stronghold of Vitalism", Symposia of the Society for Experimental Biology "The Mechanical Properties of Biological Materials", Symposium XXXIV, J.F.V. Vincent & J.D. Currey, Cambridge University Press, 1979
- G3 • Guyot, Jacques, "Atlas of Human Limb Joints", Springer Verlag Berlin Heidelberg, 1981
- H1 • Harris, B., "The Mechanical behaviour of composite materials", Symposia of the Society for Experimental Biology "The Mechanical Properties of Biological Materials", Symposium XXXIV, J.F.V. Vincent & J.D. Currey, Cambridge University Press, 1979
- H2 • Hildebrand, Milton, "Analysis of Vertebrate Structure", John Wiley & Sons, Inc., 1988
- J1 • Jackson, I. T., "Total Finger Joint Replacement" in "Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement", Mechanical Engineering Publications London, 1981
- J2 • Jobbins, B, "Mechanical properties of materials" in "Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement", Mechanical Engineering Publications London, 1981
- J3 • Jobbins, B, "Experimental stress analysis and material testing" in "Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement", Mechanical Engineering Publications London, 1981
- J4 • Jobbins, B., "Biomechanics of the upper limb Shoulder" in "Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement", Mechanical Engineering Publications London, 1981
- J5 • Johnson, G. R., "The application of basic mechanics to human body" in "Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement", Mechanical Engineering Publications London, 1981
- J6 • Johnson, G. R., "Biomechanics of the lower limb Ankle" in "Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement", Mechanical Engineering Publications London, 1981
- K1 • Katz, J. L., "The Structure and biomechanics of bone", Symposia of the Society for Experimental Biology "The Mechanical Properties of Biological Materials", Symposium XXXIV, J.F.V. Vincent & J.D. Currey, Cambridge University Press, 1979
- L1 • Longton, E. B., Seedhom, B. B., "Total Knee Replacement" in "Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement", Mechanical Engineering Publications London, 1981
- M1 • Mateus, C. M., "Static and dynamic optimization techniques in the analysis of the muscoskeletal system", aguarda publicação
- M2 • Mattheck Claus, "Design in Nature", Structural Engineering International, págs. 177-180, 1996
- P1 • Pacheco, Pedro, "Soluções da Natureza para Problemas Estruturais", Dissertação de Mestrado apresentada à F.E.U.P., 1993
- P2 • Parker, Steve, "Ossos e Estruturas Ósseas", E. V. Verbo, 1991

- P3 • Pearson, M.A. Karl, Todhunter, Isaac, "Elasticity and strength of materials", Dover Publications, 1960
- P4 • Pennycuik, C. J., "Newton Rules Biology: A physical approach to biological problems", Oxford University Press, 1992
- R1 • Radin, Eric L., Simon, S. R., Rose, R. M., Igor, L., "Biomecânica Prática em Ortopedia", Editorial Limusa, Mexico, 1990
- R2 • Reilly, D. T. and Burnstein, A. H. , "The Mechanical properties of Cortical Bone", J. Bone joint Surg., 1974
- R3 • Reeves, B. F., "Total Shoulder Replacement" in *"Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement"*, Mechanical Engineering Publications London, 1981
- R4 • Ribeiro, Basil, "O treino do músculo", Caminho, 1992
- R5 • Rouvière, H., "Anatomie Générale Origine des Formes et des Structures Anatomiques", Masson et Cie, Editeurs, 1939
- S1 • Seedhom, B. B., "Biomechanics of the lower limb Knee" in *"Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement"*, Mechanical Engineering Publications London, 1981
- S2 • Sepúlveda Teixeira, F., Correia da Silva, K., "Controlo de um Par de Músculos Antagonistas" in "Comunicações do Tema nº 4 do 2º Congresso Nacional de Mecânica Teórica e Aplicada", 2º Congresso Nacional de Mecânica Teórica e Aplicada, 1979
- S3 • Souza, Romeu Rodrigues de, "Anatomia para estudantes de educação física", Editora Guanabara Koogan S. A., 1982
- S4 • Swanson, S. A. V., "Distribuiton of pressure in the hip under load" in "Comunicações do tema nº6 do 1º Congresso Nacional de Mecânica Teórica e Aplicada", 1º Congresso Nacional de Mecânica Teórica e Aplicada, 1974
- S5 • Swanson, S. A. V., "Articular cartilage", Symposia of the Society for Experimental Biology "The Mechanical Properties of Biological Materials", Symposium XXXIV, J.F.V. Vincent & J.D. Currey, Cambridge University Press, 1979
- T1 • Testut, T., "Tratado de Anatomia Humana", Salvat Editores, S.A. Barcelona Buenos Aires, 1947
- U1 • Unsworth, A., "Biomechanics of the upper limb Hand" in *"Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement"*, Mechanical Engineering Publications London, 1981
- U2 • Unsworth, A., "Properties of bone, cartilage, and synovial fluid Cartilage and synodial fluid" in *"Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement"*, Mechanical Engineering Publications London, 1981
- W1 • Wainwright, S. A., "Adaptative materials: a view from the organism", Symposia of the Society for Experimental Biology - "The Mechanical Properties of Biological Materials", Symposium XXXIV, J.F.V. Vincent & J.D. Currey, Cambridge University Press, 1979
- W2 • Wright, V., "Joint anatomy and overall function" in *"Introduction to the Biomechanics of Joints and Joint Replacement"*, Mechanical Engineerig Publicatios London , 1981
- Y1 • Yamada, H., "Strength of Biological Materials", William and Wilkins, Baltimore, 1970

Capítulo 3

Sistemas de controlo em estruturas

ÍNDICE

CAPÍTULO 3 – SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS

III.1 - NOTA INTRODUTÓRIA	1
III.2 - SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS	2
III.2.1 - SISTEMAS DE CONTROLO PASSIVO	3
III.2.2 - SISTEMAS DE CONTROLO ACTIVO	4
III.2.3 - SISTEMAS DE CONTROLO SEMI-ACTIVO	4
III.2.4 - SISTEMAS HÍBRIDOS	4
III.3 - SISTEMAS DE CONTROLO ACTIVO - CONCEITOS BÁSICOS.....	5
III.3.1 - CONTROLO AUTOMÁTICO.....	5
III.3.2 - SISTEMAS DE CONTROLO ACTIVO EM ESTRUTURAS.....	6
III.3.2.1 - <i>Controlo analógico</i>	7
III.3.2.2 - <i>Controlo digital</i>	8
III.3.3 - CONSIDERAÇÕES SOBRE OS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO CIRCUITO DE CONTROLO.....	9
III.3.3.1 - <i>A estrutura base</i>	9
III.3.3.2 - <i>Os sensores</i>	10
III.3.3.3 - <i>O controlador</i>	10
III.3.3.4 - <i>Os actuadores</i>	11
III.3.4 - ESTRATÉGIAS DE CONTROLO	12
III.3.4.1 - <i>Estratégia de controlo por realimentação negativa</i>	13
III.3.4.2 - <i>Estratégia de controlo óptimo</i>	13
III.3.4.3 - <i>Estratégia de controlo por fixação polar</i>	14
III.3.4.4 - <i>Estratégia de controlo predictivo</i>	14
III.4 - EXEMPLOS DE SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS	15
III.5 - SISTEMAS EFECTORES	20
III.6 - BIBLIOGRAFIA.....	23

III.1 - NOTA INTRODUTÓRIA

Estando resolvida a primeira parte do problema proposto “O que é um músculo, em termos estruturais?”, e tendo-se constatado que este tipo de elementos estruturais exibem uma enorme eficiência estrutural nos sistemas onde se incluem, é chegado o momento de se regressar à Engenharia Estrutural, e nela procurar formas de “aplicar esse tipo de elementos”.

Da notável consistência, racionalidade e eficiência que se pôde observar na vertente estrutural da acção muscular, e sem deixar de admitir que, por falta de engenho ou de visão, alguns aspectos poderão não ter sido sequer identificados, fixaram-se dois conjuntos fenomenológicos fundamentais e de grande interesse estrutural. O primeiro relaciona-se com a contracção muscular em si, e traduz-se numa cadeia de fenómenos fisico-químicos que ocorrem a nível microscópico, e cuja sequência é portadora de uma série de soluções que poderão sugerir a concepção de materiais ou compostos com propriedades de grande interesse estrutural. O segundo relaciona-se com a dialéctica de acções-reacções dos músculos enquanto elementos estruturais dos sistemas biomecânicos, ou seja, relaciona-se com a funcionalidade estrutural dos músculos à escala do esqueleto, e sugere a inclusão de elementos de rigidez variável nas estruturas.

Embora o primeiro conjunto fenomenológico fosse porventura mais ambicioso e, eventualmente, mais fecundo, revelou-se menos fácil encontrar nele ensinamentos que constituíssem um contributo suficiente para a área científica onde este trabalho se insere, pelo menos no actual contexto científico-tecnológico. Contrariamente, as ilações encontradas no segundo conjunto não só se revelam mais exequíveis como surgem encadeadas no presente processo evolutivo da Engenharia Estrutural. Aliás, conforme se irá adiante verificar, existem trabalhos nas últimas décadas que não só patrocinam os conceitos em questão como, de certa forma, alicerçam o trabalho realizado.

Pretende-se objectivar soluções que, recorrendo a meios existentes no actual contexto tecnológico, produzam efeitos estruturais semelhantes aos dos músculos, conduzindo com isso a soluções estruturais mais eficientes.

Nessa perspectiva, desenvolveu-se uma metodologia de aplicação de pré-esforço variável ao longo do tempo de modo a fazer adaptar o estado tensional da estrutura à evolução das solicitações. Mas um tal sistema pressupõe a existência, implícita ou explícita, de informação sobre o estado tensional da estrutura, ou seja, implica a implantação de sistemas de monitorização, pressupõe a existência de elementos que provoquem as alterações pretendidas, e, por fim, pressupõe a existência de estratégias de controlo.

Tornou-se claro que numa primeira fase a investigação deveria ser desenvolvida no âmbito dos Sistemas de Controlo em Estruturas, justificando-se por isso, dedicar o presente capítulo à apresentação do “estado da arte” e dos respectivos conceitos básicos, nos quais se insere o de sistema efectivo.

III.2 - SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS

Conforme se referiu no capítulo inicial, não terá sido por acaso que Freyssinet, em 1960, e Zetlin, em 1965, fizeram referências sobre a possível utilização de cabos activos [F1]. Com efeito, estes autores tinham um profundo conhecimento do pré-esforço, tanto na vertente científica (como investigadores) como na vertente da realização (como engenheiros), e intuíram a potencialidade notória que estaria em dotar os cabos de pré-esforço de um carácter orgânico. Naturalmente, o contexto tecnológico da época não terá convidado, ao que se sabe, a grandes desenvolvimentos dessas ideias, e muito menos a aplicações práticas.

Efectivamente, foi só nas duas últimas décadas que, com o desenvolvimento tecnológico, especialmente aquele que decorreu da "revolução informática", alguns autores como Yao, Zuk, Abdel-Rohman e Leipholz e alguns núcleos de investigação, especialmente nas Universidades de Búfalo (U.S.A), Catalunha (Espanha) e Waterloo (Canadá), entre outros, desenvolveram uma série de teorias de controlo estrutural, e estudaram as potencialidades de minimizar as respostas de estruturas perante acções dinâmicas mediante a acção de vários tipos de *actuadores*, entre os quais se encontram os cabos activos. Nascia assim uma das mais promissoras áreas da Engenharia Estrutural do fim do século XX - os Sistemas de Controlo de Estruturas.

Os Sistemas de Controlo, já há muitos anos aplicados na Engenharia de Produção e na Engenharia Mecânica, geraram, porém, uma reacção algo conservadora por parte da Engenharia Civil. Para além do aspecto crítico inerente à aplicação prática deste tipo de soluções - fazer depender a segurança das estruturas de elementos mecânicos - existem três dificuldades fundamentais que têm obstado à sua aplicação: a complexidade dos circuitos de controlo, a incompatibilidade técnica de realizar grandes forças com elevadas frequências, e por fim, o seu elevado custo. Será por isso que os sistemas de controlo que têm sido mais aplicados são os sistemas de controlo passivo e os sistemas híbridos, que a seguir se definem.

Apesar disso, existem factores que têm vindo a promover, de uma forma crescente, o interesse nos sistemas de controlo. Efectivamente, a contínua evolução dos materiais, dos meios construtivos e dos meios de cálculo, convida, cada vez mais, à concepção de estruturas mais audaciosas (de maiores dimensões, mais leves e mais esbeltas), mas cuja viabilidade fica dependente de problemas de carácter dinâmico (como, por exemplo, as vibrações induzidas por cargas de tráfego em pontes rodoviárias). Ora, em estruturas com tais características, a resolução dos referidos problemas poderá ser encontrada nos sistemas de controlo. Ou seja, do seu desenvolvimento e dos respectivos resultados ficam, de algum modo, dependentes uma série de novas evoluções científicas e tecnológicas já alcançadas *à priori* [M2]. Paralelamente, é importante salientar que os sistemas de controlo de estruturas vieram abrir novas perspectivas numa das mais problemáticas áreas da Engenharia Estrutural - a Engenharia Sísmica.

Para além disso, a contínua evolução dos meios tecnológicos, nomeadamente dos meios mecânicos, electrónicos e informáticos, que estão ao dispor da Engenharia Estrutural,

tende a viabilizar, cada vez mais, não só a nível técnico mas também a nível económico, os sistemas de controlo que têm sido propostos.

É, conforme adiante se irá verificar, claramente nesse quadro evolutivo que se insere o estudo da aplicação de sistemas efectores em estruturas, dentro dos quais, os sistemas de pré-esforço orgânico assumem uma modelação concreta.

O recurso a soluções macro-estruturais como as que têm sido desenvolvidas nos sistemas de controlo activo, ou a soluções micro-estruturais com materiais adaptativos, permite dotar as estruturas de propriedades que evoluem ao longo do tempo, ou seja, torna as estruturas capazes de reagirem melhor ao contexto de solicitações ao qual estão submetidas.

Em termos de soluções micro-estruturais, até agora os modelos que têm sido estudados visam essencialmente um melhor conhecimento dos materiais adaptativos, e embora já existam trabalhos vocacionados para a avaliação de eventuais aplicações, não há conhecimento de trabalhos sobre aplicações práticas, pelo menos na área da Engenharia Estrutural.

Em termos de soluções macro-estruturais, já foram desenvolvidos 4 tipos de sistemas de controlo de estruturas, sistemas esses que se distinguem essencialmente pelo tipo de acção que cada um produz e pelo tipo de alimentação energética que os faz actuar, e designam-se por sistemas de controlo passivo, activo, semi-activo e híbrido [A9].

III.2.1 - Sistemas de controlo passivo

Nos últimos anos têm-se utilizado na Engenharia Civil dispositivos externos às estruturas para absorver energia contida em eventuais solicitações e, conseqüentemente, aumentar a capacidade de amortecimento dessas estruturas. Estes sistemas, já há muito usados na Engenharia Mecânica, denominam-se sistemas de controlo passivo [F1].

Embora existam sistemas de controlo passivo que necessitam do fornecimento de energia do exterior para poderem funcionar, os sistemas de controlo puramente passivos actuam apenas à custa da energia (elástica ou cinética) que a estrutura lhes fornece durante a ocorrência de determinados tipos de solicitação.

Este tipo de sistemas de controlo, apesar poderem assumir uma importante parte dos esforços resultantes de eventuais solicitações dinâmicas de grande intensidade, podem, muito provavelmente, necessitar de ser reparados ou substituídos quando estas ocorrerem, já que este tipo de solicitações pode diminuir a sua capacidade de controlar a resposta da estrutura em acções posteriores [L5]. Além disso, como não recebem informação do comportamento da estrutura, não podem “reagir” de forma “inteligente”(*). De resto, não se podem considerar como sistemas de controlo automático, no seu sentido mais restrito.

Os principais tipos de sistemas de controlo passivo são os sistemas de isolamento de base, os amortecedores de massas sintonizadas TMD, os amortecedores sintonizados de

(*) Note-se que se as solicitações condicionantes forem substancialmente diferentes das solicitações previstas, os sistemas de controlo passivo poderão ser ineficientes.

coluna líquida, e os sistemas de controlo por juntas plastificantes, entre outros, sendo descritos e explorados por vários autores [A7, A11, C3, L5, S4, S7].

III.2.2 - Sistemas de controlo activo

Os sistemas de controlo activo são sistemas que utilizam em tempo útil a resposta medida na estrutura para calcular um conjunto de forças de controlo que se aplicam à mesma por meio de dispositivos mecânicos actuadores, com o objectivo de reduzir a resposta da estrutura ou de a ajustar a uma trajectória previamente definida [Z1]. Estes sistemas são, pela sua própria concepção, capazes de adaptar-se automaticamente às características da excitação ou perturbação, podendo assim alcançar os seus objectivos de uma forma mais eficiente do que os sistemas de controlo passivo. Os sistemas de controlo activo necessitam de alimentação energética do exterior, o que, conforme se irá posteriormente desenvolver, constitui uma limitação a nível de segurança e em termos económicos.

Os exemplos mais conhecidos deste tipo de sistemas são os deflectores aerodinâmicos de geometria variável, os amortecedores de massas activas ATMD, os sistemas de rigidez variável AVS, os sistemas de isolamento activo da base e os sistemas de cabos activos ATS, sistemas estes que também têm sido explorados por vários autores [A2 a A10, C1, C2, C4, D1, F1 a F2, K1, K2, L1, L2, L5, M1, M2, O1, R2 a R4, S1, S3 a S6, T2, U1, Y1 a Y5, Z1].

Uma vez que estes sistemas são particularmente relevantes no contexto do presente trabalho, o seu estudo será convenientemente aprofundado no ponto III.3.

III.2.3 - Sistemas de controlo semi-activo

Este tipo de sistemas de controlo são um caso particular de sistemas de controlo activo, nos quais apenas algumas funções são asseguradas por alimentação energética exterior. Efectivamente, esta solução, embora seja interactiva com a estrutura, prevê um consumo ínfimo de energia durante os períodos de actividade, o que é particularmente atractivo em casos em que a excitação venha associada a uma eventual falha de alimentação energética (o que é frequente nos sismos). Esta solução, ao assegurar armazenamentos de energia, elimina uma das principais limitações dos Sistemas de Controlo Activo [A2, L3].

III.2.4 - Sistemas híbridos

Os sistemas híbridos são soluções mistas que recorrem simultaneamente a dois ou mais dos sistemas anteriormente apresentados, procurando com isso tirar partido das propriedades específicas de cada um. O seu campo de aplicação tem sido preveligiadamente a redução de vibrações em estruturas, tendo, também, sido esta solução motivo de vários trabalhos de investigação nesta última década [A7, A8, A9, R1].

III.3 - SISTEMAS DE CONTROLO ACTIVO - CONCEITOS BÁSICOS

São a seguir apresentados os conceitos básicos associados a esta área recente de investigação na Engenharia Estrutural. Conforme se poderá verificar, várias designações e vários conceitos foram “importados” de “outras engenharias” e de outras áreas de investigação, que, por motivos evidentes, estiveram mais próximas da génese das Teorias de Controlo.

III.3.1 - Controlo automático

O controlo automático é um ramo da Engenharia de Sistemas que estuda sistemas capazes de actuar, em tempo útil, sobre um processo físico, de modo a conseguir que a sua evolução temporal se enquadre dentro de determinados padrões de comportamento.

O comportamento dos processos que são objecto de controlo é definido com recurso a *sistemas dinâmicos* cuja caracterização é feita através de *variáveis de estado* caracterizadas pela propriedade de ser possível prever a sua evolução no intervalo $[t_0, t]$ se as mesmas forem conhecidas no instante t_0 .

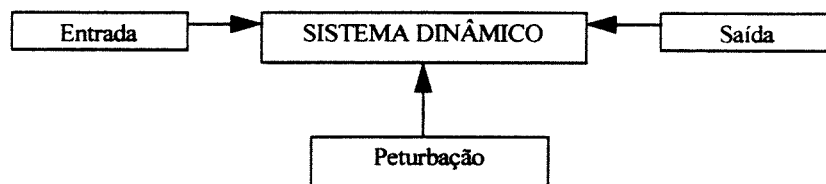


Figura III.1 - Representação das variáveis de estado

As variáveis de entrada (relacionadas com a acção de controlo) caracterizam-se por terem os seus valores manipuláveis, as variáveis de perturbação (relacionadas com a solicitação exterior) caracterizam-se por não serem manipuláveis, e as variáveis de saída (relacionadas com a resposta) caracterizam-se por serem acessíveis, ou seja, por poderem ser conhecidas. O domínio dessas variáveis denomina-se *espaço de estado*. O valor em cada instante destas variáveis define o estado do sistema dinâmico.

Designa-se por *controlador* o sistema que manipula os valores das variáveis de entrada, de modo a que as variáveis de saída alcancem os valores previamente definidos e denominados *objectivo*.

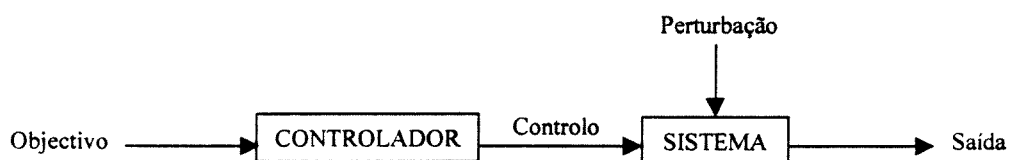


Figura III.2 - Sistema de controlo em circuito aberto

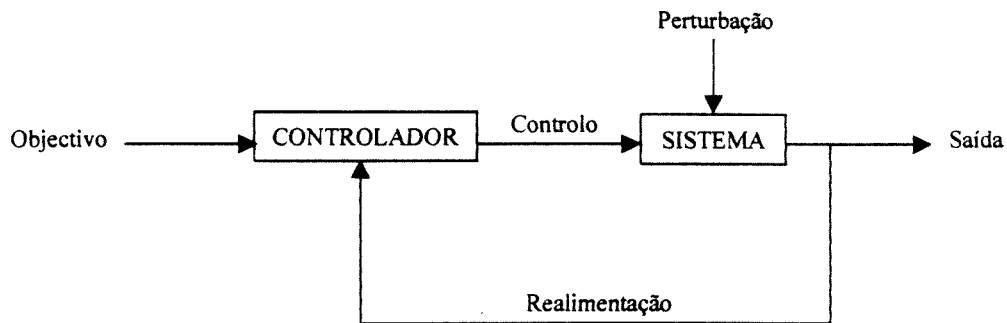


Figura III.3 - Sistema de controlo em circuito fechado

Os sistemas de controlo podem ser efectuados com circuitos abertos ou fechados, sendo os segundos potencialmente mais robustos.

III.3.2 - Sistemas de controlo activo em estruturas

Um sistema de controlo activo de estruturas é um sistema de controlo em circuito fechado que é basicamente constituído por *sensores*, que medem a resposta da estrutura, por um *controlador*, que calcula as forças de controlo, e por *mecanismos actuadores*, que exercem as referidas forças na estrutura.

A aplicação do *controlo automático* ao projecto de sistemas de controlo activo de estruturas exige a definição de um modelo da estrutura que é, obviamente, caracterizado por um determinado número de variáveis e por leis de comportamento. São precisamente essas variáveis e essas leis de comportamento que vão determinar univocamente a relação entre as variáveis de saída e as remanescentes variáveis do sistema dinâmico.

Essa modelação é concretizada por modelos dinâmicos, nos quais a perturbação corresponde à acção exterior, as forças dos actuadores (variáveis de entrada) são aplicadas na estrutura para controlar o seu comportamento e as variáveis de saída caracterizam a resposta que se pretende controlar (normalmente são deslocamentos, velocidades e acelerações) e que podem ser expressas em coordenadas generalizadas ou modais. Como as variáveis de saída se consideram acessíveis (conhecidas por medição), em modelações numéricas é necessário introduzir algoritmos que simulem as medições. O *objectivo* contém os valores desejados para a resposta, que no caso geral das estruturas, são valores nulos, correspondendo por isso ao estado de equilíbrio.

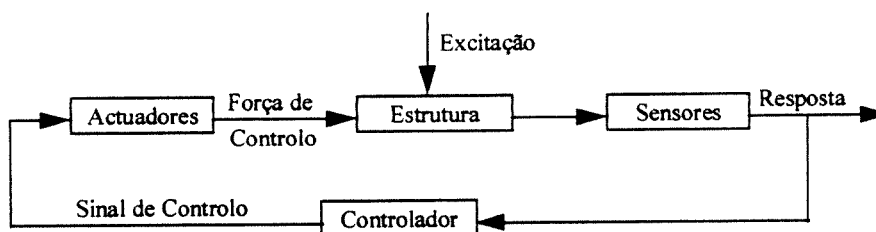


Figura III.4 - Diagrama de um sistema de controlo activo de estruturas

Uma vez definidas as variáveis que caracterizam o modelo, é necessário determinar a representação matemática que vai permitir trabalhar com ele, ou seja, as equações diferenciais que regem o comportamento dinâmico e que variam, naturalmente, com a estrutura e com as condições fronteira. As referidas equações diferenciais são as equações de equilíbrio dinâmico, ou também designadas equações de movimento.

Seguidamente procede-se à concepção do controlador. Para a concretizar, recorre-se a uma *estratégia de controlo*, de acordo com a Teoria de Controlo de Sistemas. Com base nesta estratégia formula-se uma *lei de controlo*, que não é mais do que uma relação funcional entre a resposta medida na estrutura e o sinal gerado pelo controlador. O projecto deste controlador pode ser digital ou analógico, dependendo do recurso a conversores de sinal no circuito de controlo.

Finalmente, procede-se à implementação, em tempo real, de toda a instrumentação descrita: sensores, controlador e actuadores, o que permite ajustar os parâmetros da simulação numérica de forma a calibrar o modelo.

III.3.2.1 - Controlo analógico

No controlo analógico, tanto a instrumentação como os dispositivos são analógicos e as quantidades representam-se por variações de voltagem ou de intensidade de corrente de uma forma contínua. Mediante uma combinação adequada de circuitos electrónicos pode-se simular um processo ou problema de qualquer tipo. No controlo analógico as variáveis são todas definidas em tempo contínuo.

No diagrama seguinte é representado um circuito correspondente a um sistema de controlo activo analógico:

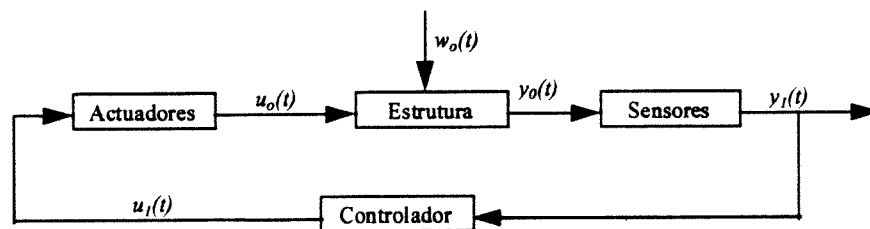


Figura III.5 - Diagrama de um sistema de controlo analógico

onde $y_1(t)$ é a resposta medida e $u_1(t)$ é o sinal de controlo, sendo estas variáveis relacionadas por uma lei de controlo que é uma relação funcional entre funções contínuas e pode expressar-se da seguinte forma:

$$u_1(t) = f(y_1(t)), \quad (III.1)$$

e sendo $u_0(t)$ a força de controlo aplicada, $y_0(t)$ a resposta estrutural e $w_0(t)$ a excitação dinâmica que actua sobre a estrutura. O diagrama apresentado permite constatar que a

concepção do controlador deve ser baseado num modelo matemático que relacione directamente $u_1(t)$ com $y_1(t)$.

III.3.2.2 - Controlo digital

Actualmente é cada vez mais frequente o recurso a computadores em sistemas de controlo, o que se justifica pelo facto de estes revelarem elevadas capacidades de processamento e graus de eficiência muito elevados.

A característica digital implica que o problema de controlo seja encarado como um problema discreto - a variável tempo é discreta - sendo consequentemente definidos os sinais em instantes discretos.

O esquema de controlo activo digital consiste basicamente em formular um algoritmo de controlo que calcule, em tempo real e em cada instante k da acção (que é um número inteiro), o valor da sequência discreta de controlo $u(kT)$ em função da sequência discreta da resposta $y(kT)$, em que T é o período de acção que governa o circuito de controlo.

O funcionamento de um sistema digital de controlo activo de estruturas pode, de igual modo, esquematizar-se segundo um diagrama representativo do respectivo circuito:

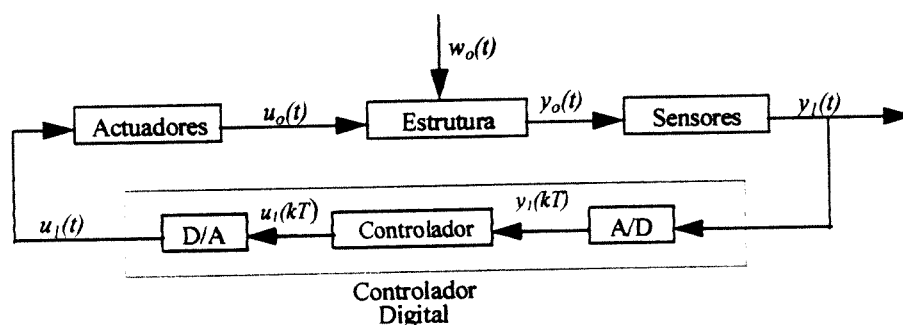


Figura III.6 - Sistema de controlo digital

Este esquema representa uma estrutura submetida a uma excitação dinâmica $w_0(t)$ em presença de forças de controlo activo $u_0(t)$ e de sensores que medem continuamente a resposta $y_0(t)$ da estrutura. Estes sensores transformam a resposta num sinal analógico $y_1(t)$ que por sua vez é transformado num sinal de impulsos discretos $y_1(kT)$ mediante um conversor analógico-digital. Sendo assim, o sinal pode ser captado por um computador que implementa um algoritmo de controlo para calcular, a partir de $y_1(kT)$, o valor do sinal de controlo digital $u_1(kT)$. Este sinal é novamente descodificado por um conversor digital-analógico que, através de um dispositivo de retenção adequado, transforma os impulsos discretos num sinal contínuo $u_1(t)$. Finalmente, os mecanismos actuadores interpretam o sinal de controlo analógico $u_1(t)$ e exercem as forças $u_0(t)$ sobre a estrutura.

A lei de controlo é neste caso um algoritmo da forma:

$$u_1(kT) = f(y_1(kT)) \quad (\text{III.2})$$

O controlo activo digital tem vantagens consideráveis sobre o controlo analógico, nomeadamente em termos de precisão, possibilidades de memória, duração e baixo custo, pelo que se prevê que, especialmente nos casos que envolvam algoritmos robustos, o futuro do controlo automático passe pelo recurso a sistemas digitais [A9].

III.3.3 - Considerações sobre os elementos constituintes do circuito de controlo

Conforme se pode depreender das noções anteriormente apresentadas, uma estrutura dotada de um sistema de controlo pode incluir, para além da *estrutura base*, um número variável de elementos constituintes, conforme o tipo de controlo pretendido. Por exemplo, uma estrutura dotada de um sistema de controlo passivo pode ser constituída apenas pela respectiva estrutura base e pelos actuadores (poder-se-á considerar que neste caso os sensores e o controlador são implícitos, ou seja, a sua função é assegurada directamente pelos elementos existentes sem a necessidade de haver a sua inclusão física no circuito de controlo).

Verifica-se, no entanto, que um circuito de controlo teórico é constituído por 4 elementos, independentemente do facto da correspondente aplicação real os incluir a todos. É por isso conveniente fazer uma breve análise da função de cada um, salientando para cada caso as suas particularidades.

III.3.3.1 - A estrutura base

A estrutura base corresponde à estrutura no seu conceito mais convencional, e inclui todos os elementos que têm uma função de estabilidade permanente na obra em causa (durante toda a sua vida). O seu dimensionamento pode ser feito segundo os procedimentos tradicionais, ou em função dos sistemas de controlo, conforme a função destes últimos tenha, ou não, uma potencial influência na actividade estrutural do elemento em causa.

Nos casos em que haja um recurso a sistemas de controlo activo sobre as acções, por exemplo deflectores aerodinâmicos de geometria variável ou amortecedores de massas activas AMD, as estruturas base podem ser dimensionadas segundo os critérios convencionais, tendo no entanto em consideração que as acções actuantes poderão ser minoradas em consonância com a acção dos referidos sistemas.

Nos casos em que se recorra a sistemas de controlo activo sobre o estado tensional, como pode ser o caso dos sistemas de rigidez variável AVS ou dos sistemas de cabos activos ATS, o dimensionamento da estrutura base poderá ser realizado com recurso a um cálculo integrado interactivo, que deve incluir as envolventes da totalidade das acções ao longo do tempo. Verifica-se no entanto, e em termos práticos, que como os sistemas de controlo activo que têm vindo a ser utilizados são exclusivamente vocacionados para o controlo dinâmico e dentro deste, especialmente para o controlo de vibrações, o dimensionamento das estruturas

base acaba por ser um processo independente do dimensionamento dos sistemas de controlo activo. Resultam assim soluções que incluem elementos estruturais que estão efectivamente desinteressados do comportamento da estrutura em grande parte do seu período de vida. Ora, poderá haver vantagens em tirar partido desses elementos indiscriminadamente em cenários de carregamento dinâmico, estático ou pseudo-estático. Será este, aliás, como adiante se verá, um dos aspectos inovadores dos sistemas efectores.

Será por fim relevante salientar que no cálculo de estruturas dotadas de sistemas de controlo activo é particularmente importante garantir uma modelação correcta da estrutura base, na medida em que se o modelo for muito diferente da estrutura real o sistema de controlo activo poderá ser pouco eficaz, ou inclusivamente, contraproducente.

III.3.3.2 - Os sensores

Os sensores são aparelhos capazes de avaliar implícita ou explicitamente os parâmetros que caracterizam o estado evolutivo, estático ou dinâmico, da estrutura base. Normalmente, os mais usados são os extensómetros e os acelerómetros, cujo grau de precisão é perfeitamente aceitável (quando comparado com a precisão existente na modelação de uma qualquer estrutura).

Como já se referiu, existem sistemas que não necessitam de recorrer a este tipo de equipamentos. Por exemplo, no caso de um amortecedor hidráulico estar localizado a uma certa distância da massa que nele actua, pode-se considerar que o próprio actuador exerce implicitamente a função do sensor. Este tipo de solução é particularmente vantajosa em determinadas situações.

Independentemente do grau de precisão dos sensores, o nível de eficiência que estes podem atingir depende muito do critério da sua colocação, decisão esta que deve ser objecto de cuidadosa ponderação em fase de projecto.

III.3.3.3 - O controlador

Do mesmo modo que existem sensores “explícitos” ou “implícitos”, os controladores também o podem ser. No primeiro caso, são concretizados por *hardware*, e pelo respectivo *software*, no segundo caso são fisicamente omissos na estrutura orgânica, sendo a sua função realizada pelos restantes objectos constituintes do algoritmo de controlo. O exemplo dado no ponto anterior ilustra bem a noção de *controlador fisicamente omissos*, já que a estratégia de controlo se resume a “haver acção do amortecedor quando houver contacto entre este e a massa”. Este tipo de sistemas só são compatíveis com estratégias de controlo muito simples, mas têm a grande vantagem de não necessitar de fornecimento de energia nem do mesmo nível de manutenção do que outros sistemas.

No caso de sistemas de controlo activo vocacionados para controlo de vibrações ou para correcção de respostas dinâmicas, as estratégias de controlo são complexas e exigem que o controlador seja um computador acoplado na estrutura. Nestes casos, o controlador pode

ainda exigir o recurso a conversores de sinal, se se optar pelo controlo digital (ver figura III.6). Pode haver ainda casos intermédios em que o controlador seja substituído por sistemas electrónicos simples, quando as estratégias de controlo não exigirem centros de decisão mais robustos.

A concepção do controlador de uma estrutura dotada de um sistema de controlo activo poderá, então, ser trivial ou, pelo contrário, poderá ser o mais complexo procedimento do dimensionamento no seu sentido global, sendo no desenvolvimento e aplicabilidade da estratégia de controlo que residem as maiores dificuldades.

A eficiência dos controladores nos sistemas de controlo activo depende muito da eficácia do sistema electrónico de comunicação com os sensores e com os actuadores (incluindo os conversores de sinal), da robustez da estratégia de controlo, e da qualidade do computador de bordo. No ponto III.3.4 são sucintamente descritas as estratégias de controlo mais importantes desenvolvidas até ao momento.

III.3.3.4 - Os actuadores

Existe uma enorme diversidade de mecanismos actuadores propostos para a realização de sistemas de controlo activo, tendo alguns um campo de aplicação muito restrito e outros múltiplas aplicações. Os principais atributos que condicionam a sua eficiência e a sua aplicabilidade são a forma e o volume, a força máxima actuante, o tempo de actuação e a frequência máxima de actuação, e é da avaliação resultante de ponderações pesadas da importância relativa de cada um que nasce a opção mais correcta para cada caso.

Tradicionalmente, têm sido considerados três grupos de problemas fundamentais, que estão associados a outros tantos tipos de acções. A cada um está associada uma gama limitada de actuadores compatíveis (ou preferencialmente vocacionados) - ver quadro III.1.

Uma das maiores dificuldades associadas à selecção dos actuadores na realização de sistemas de controlo activo reside no facto dos mecanismos capazes de exercer forças mais elevadas actuarem em gamas de frequências muito baixas, verificando-se, reciprocamente, que os mecanismos compatíveis com frequências elevadas não são capazes de gerar forças muito significativas. Estas propriedades limitam a capacidade de controlo de alguns sistemas.

O dimensionamento dos actuadores para além de obedecer a critérios mecânicos e estruturais, que são específicos em cada caso, deve ser cuidadosamente compatibilizado com a implantação dos sensores, o que, aliás, justifica que muitos modelos compreendam a mesma localização para uns e outros.

Acção Base	Soluções
Acção Sísmica	Amortecedores passivos de massas sintonizadas TMD [A1] Sistema de escoras activas ABS [S6] Amortecedores sintonizados de coluna líquida [A9] Elementos activos de rigidez variável AVS [K1, K2, Y5] Amortecedores activos de massa sintonizada (ATMD) [F1, C2, Y1] Cabos activos [L5]
Acção do Vento	Deflectores aerodinâmicos de geometria variável [C1, L1] Amortecedores activos de massa sintonizada (ATMD) [L5] Cabos activos [A11, F2, Y2, Y3, Y4]
Acção dinâmica de veículos	Amortecedores auxiliares [F1, L5] Massas auxiliares absorventes [F1, L2, L5] Almofadas pneumáticas ADC [D1, F1, L5] Cabos activos [F1]

Quadro III.1 - Relação funcional entre actuadores e acções a controlar

III.3.4 - Estratégias de controlo

A Teoria de Estratégias de Controlo é um área específica dos Sistemas de Controlo Activo que tem sido muito desenvolvida nos últimos anos e que procura avaliar a robustez e o campo de aplicabilidade dos vários algoritmos existentes, nomeadamente o *controlo por realimentação negativa* [R4, S5], o *controlo óptimo* [A3, S5, Y1, Y2], o *controlo por fixação polar* [A1, A2, A5, S4, Y3] o *controlo predictivo* [A9, A10, M2, R2, S4], o *controlo modal* [M1], entre outros [U1]. Salienta-se que todas estas estratégias foram desenvolvidas para problemas dinâmicos.

A designação de estratégia de controlo modal refere-se ao tipo de coordenadas (modais, e não gerais) usadas para descrever o sistema e pode ser aplicável a qualquer uma das estratégias anteriormente referidas, pelo que, em si, não representa uma estratégia propriamente dita (embora seja normalmente associada ao controlo óptimo). O controlo modal

pode ser formulado de uma forma global, designando-se por *controlo modal acoplado*, ou de uma forma independente, designando-se por *controlo modal desacoplado*(^{*}).

III.3.4.1 - Estratégia de controlo por realimentação negativa

A estratégia de controlo por realimentação negativa tem sido aplicada em muitíssimas áreas, desde a Engenharia Acústica à Engenharia Mecânica, e consiste em definir o sinal de controlo em função da diferença do sinal de saída e de um determinado valor de referência previamente definido e normalmente designado *erro*. Essa função poderá ser linear ou não linear, estando no entanto sempre relacionada com a evolução do referido erro. Esta estratégia tem três limitações fundamentais: a estratégia é pouco robusta (pode conduzir a níveis moderados de controlo); podem surgir problemas de instabilidade que exigem a correcção ou ajuste dos parâmetros do algoritmo; e, por fim, esta estratégia só é aplicável a sistemas com um grau de liberdade. Este último aspecto limita drasticamente, segundo alguns autores, a aplicabilidade desta estratégia ao controlo activo em estruturas [L5, S5]. No entanto, o mesmo poderá não ser tão limitativo porque no controlo de estruturas com mais do que um grau de liberdade podem ser usados vários sistemas de controlo activo em série.

Refira-se, por fim, que esta estratégia tem sido preferencialmente aplicada em sistemas de controlo cujos actuadores são servo-mecanismos isolados.

III.3.4.2 - Estratégia de controlo óptimo

Outra estratégia de enorme divulgação e aplicabilidade é a estratégia de controlo óptimo. Como a própria designação o sugere, as forças de controlo resultam da minimização de uma função quadrática que é proporcional à energia total libertada pela estrutura ao longo do intervalo de tempo que dura a excitação (esta energia inclui o trabalho produzido pelas forças de controlo). A aplicação desta formulação em tempo contínuo resulta numa expressão na qual o vector de forças de controlo é produto de uma *matriz de ganho* D pelo vector de estado $y_1(t)$ (que traduz a resposta da estrutura):

$$u_1(t) = D \times y_1(t) \quad (\text{III.3})$$

A matriz D , que resulta do referido processo de optimização, é obtida resolvendo-se uma equação matricial designada por equação de Ricatti, cuja solução iterativa conduz normalmente a valores estacionários [L5].

Apesar da resolução da equação requerer algum tempo, como a matriz D depende unicamente das características da estrutura, o cálculo pode ser efectuado apenas uma vez e

(^{*}) Ao controlo modal acoplado está associado um problema típico dos sistemas de controlo activo e que é conhecido na literatura anglo-saxónica por “*spillover*”. Este fenómeno resulta do efeito contraproducente das forças de controlo excitarem os modos de vibrações residuais não controlados.

anteriormente à aplicação do sistema de controlo (cálculo *off-line*) se se tratar de uma estrutura com comportamento elástico linear. Apesar disso constituir uma vantagem, não deixa de ser limitativa a inaplicabilidade em estruturas com um comportamento não linear. Note-se, aliás, que a não linearidade pode ser conferida pelo próprio sistema de controlo.

III.3.4.3 - Estratégia de controlo por fixação polar

A estratégia de controlo por fixação polar é semelhante à estratégia de controlo óptimo, distinguindo-se desta última por incluir um artifício de cálculo na definição da matriz D . Esse artifício consiste em pré-fixar as raízes do polinómio característico da equação matricial que rege o espaço de estado. Dessa pré-fixação resultam porém várias matrizes, às quais estão associadas outras tantas diferentes respostas dinâmicas. Ora, verificando-se que apenas uma dessas matrizes conduz ao designado “controlo óptimo”, a aplicação deste método torna necessário o recurso a técnicas auxiliares para selecção da matriz óptima [A5]. Esta estratégia torna-se vantajosa em relação à anterior no caso de estruturas de grande porte, para as quais o volume de cálculo se torna muito importante.

III.3.4.4 - Estratégia de controlo predictivo

O controlo predictivo foi originalmente formulado em tempo discreto com base numa estratégia de controlo capaz de prever em cada instante de um processo o valor da saída para o instante seguinte, de tal modo que o sinal era definido impondo a igualdade entre os valores da saída prevista e da saída desejada. A saída era prevista em cada instante a partir do seu valor real (o qual por hipótese era acessível) no instante anterior, mediante um modelo discreto simulador da evolução do sistema. Esse modelo denominou-se *modelo predictivo*. Posteriormente, ampliou-se o alcance de previsões efectuadas pelo modelo predictivo definindo em cada instante k um outro instante $k+\lambda$, denominado *horizonte de previsão*.

O modelo predictivo mais recente prevê, em cada instante e a partir da saída real do sistema, uma sequência de saídas nos instantes que antecedem o horizonte de previsão. A acção de controlo é gerada em cada instante minimizando uma função de custo no intervalo de previsão $[k, \lambda+k]$ [L5]. Esta estratégia tem sido considerada a mais eficiente para o controlo activo de vibrações em estruturas [A10, R2, R3, S4].

III.4 - EXEMPLOS DE SISTEMAS DE CONTROLO EM ESTRUTURAS

A apresentação sintética do estado actual dos sistemas de controlo de estruturas, em geral, e dos sistemas de controlo activo, em particular, permite concluir que já existem conhecimentos muito importantes e sólidos sobre a matéria. No entanto, é previsível que surjam novas soluções, que vários dos modelos experimentais actualmente em estudo revelem significativas potencialidades e que as soluções já implementadas venham a sofrer evoluções.

Apesar das limitações salientadas anteriormente, os sistemas de controlo irão certamente ser um importante recurso da Engenharia Estrutural.

Seguidamente são apresentados vários exemplos (dos quais alguns já estão em serviço) que exibem potencialidades que merecem, pelo menos, serem objecto de um continuado trabalho de investigação.

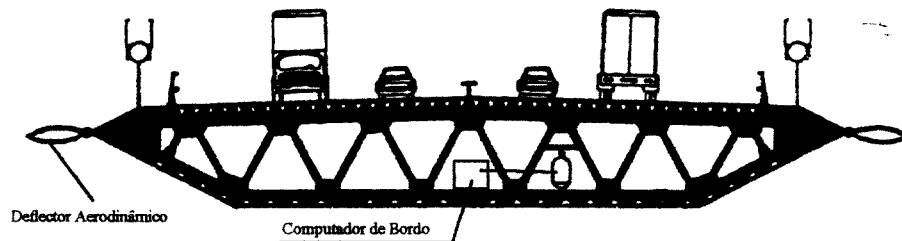


Figura III.7 - Sistema de controlo activo eólico com deflectores aerodinâmicos [L1]

O sistema de controlo activo da acção do vento que se apresenta é semelhante a outros com aplicação em edificios e foi proposto por Larsen em 1991. Foi sujeito a um estudo experimental em túneis de vento, com excelentes resultados, pelo que foi proposta a sua utilização numa ponte suspensa a construir na Dinamarca [L1]. Recentemente foi publicado um estudo no qual é concluído que este tipo de solução pode trazer importantes benefícios económicos em pontes de grande vão [O1].

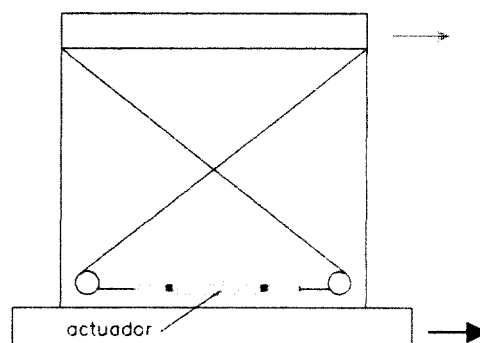


Figura III.8 - Sistema de controlo activo sísmico com cabos activos

Os inúmeros trabalhos de investigação sobre sistemas de controlo activo com aplicação na Engenharia Sísmica, envolvem, essencialmente, actuadores com cabos activos. Apesar de

serem actuadores com actividade unilateral (não exercem forças de compressão), a enorme versatilidade geométrica que é propriedade dos cabos, associada a uma criteriosa localização de inserções e de roldanas, permite a realização de forças capazes de produzir efeitos de controlo com um elevado nível de eficiência. O modelo apresentado na figura III.8 foi proposto e testado experimentalmente, tendo conduzido a resultados particularmente favoráveis em estruturas flexíveis [C2].

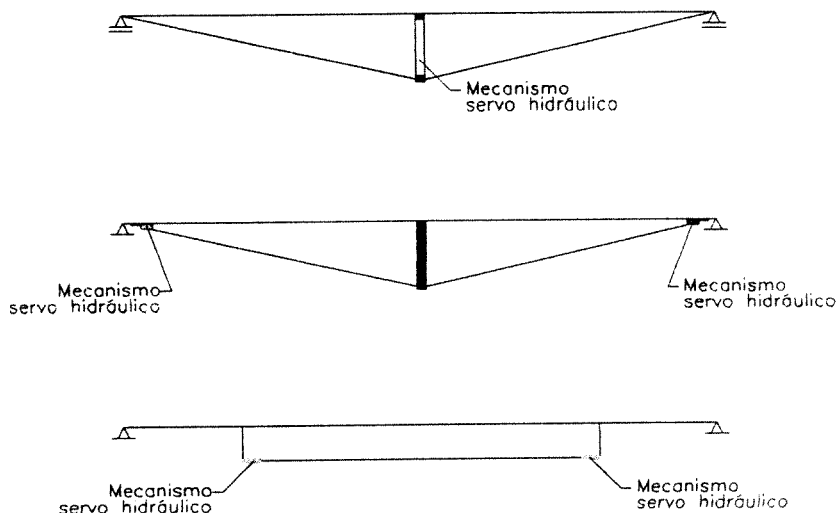


Figura III.9 - Sistema de controlo com cabos activos para controlo de vibrações induzidas por cargas de tráfego

A aplicação de cabos activos a vigas, solução que, como anteriormente se referiu, já teria sido pensada alguns anos antes do desenvolvimento dos sistemas de controlo activo na Engenharia Estrutural, têm assumido várias formas, com diferentes disposições dos cabos e dos mecanismos servo hidráulicos e com diferentes metodologias de controlo. Por exemplo, as duas configurações superiores da figura III.9 são propostas por Abdel-Rohman *e outros* para evitar problemas de ressonância em pontes de grandes vãos. Neste tipo de estruturas, o comportamento não linear geométrico afasta as frequências naturais das estruturas dos respectivos valores quando as mesmas estão em repouso. O uso conjugado de sistemas passivos e activos pode alterar a rigidez da estrutura solicitada, afastando a sua frequência própria de frequências de ressonância possíveis. Paralelamente ou simultaneamente, a alteração do amortecimento da estrutura também pode ter efeitos benéficos perante a ocorrência de vibrações [A7]. Modelos semelhantes a estes são propostos por Falcó *e outros* para reduzir problemas de conforto em pontes submetidas a cargas de tráfego, tendo sido estes submetidos a trabalhos experimentais [F1].

O terceiro modelo da figura III.9 foi igualmente proposto por Abdel-Rohman *e outros* para o controlo de vibrações geradas pela circulação de uma carga rolante animada de velocidades variáveis.

Tem de se salientar que as potencialidades deste tipo de soluções não estão de modo algum exploradas, já que o objectivo fundamental dos referidos autores foi testar a eficiência de estratégias de controlo e o grau de correspondência entre os modelos experimentais e os modelos teóricos.

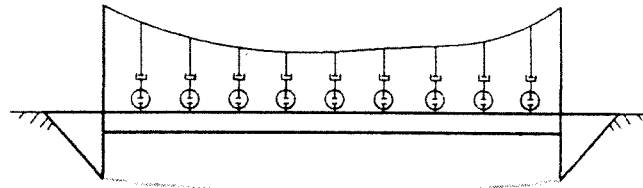


Figura III.10 - Sistema de controlo activo com amortecedores auxiliares para controlo de vibrações induzidas por cargas de tráfego

Na figura III.10 é representado esquematicamente um sistema de amortecedores (“dash-pots”) e de mecanismos activos (capazes de exercer forças) para controlo de oscilações em pontes suspensas [L2]. Esta solução de controlo ainda não foi alvo de qualquer estudo experimental, estando por isso ainda numa fase inicial de desenvolvimento.

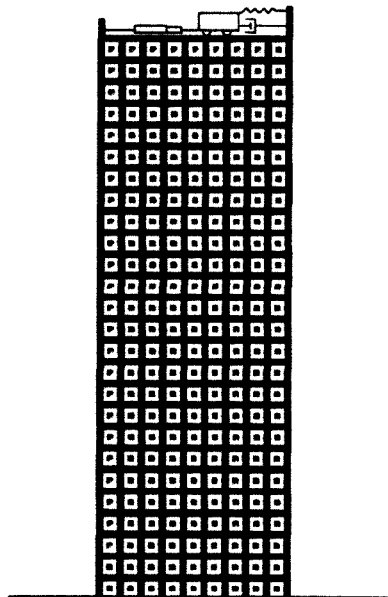


Figura III.11 - Sistema de controlo activo eólico com amortecedores de massa sintonizada (ATMD)

Os sistemas ATMD (“Active Tuned Mass Dumpers”) tem enormes afinidades com os sistemas PTMD (“Passive Tuned Mass Dumpers”) e serão, porventura, os sistemas de controlo activo mais desenvolvidos, mais aplicados e conseqüentemente com maior divulgação. Para além do amortecedor, o sistema inclui um sistema hidráulico capaz de mover uma massa rolante. Esse movimento é determinado pelo controlador e provoca na estrutura um efeito dinâmico que se revela eficiente na minoração do efeito da acção do vento. A sua relativa facilidade de execução e montagem e as vantagens efectivas em termos de respostas

dinâmicas incentivaram a adopção deste tipo de soluções, havendo actualmente vários edifícios com sistemas ATMD em serviço, nomeadamente o CityCorp Center em New York, o edifício John Hancock em Boston, a torre Canadian National Tower em Toronto, etc. [L5, S7]. Mais recentemente foi usada uma solução muito semelhante na fase construtiva da ponte da Normandia, em França.

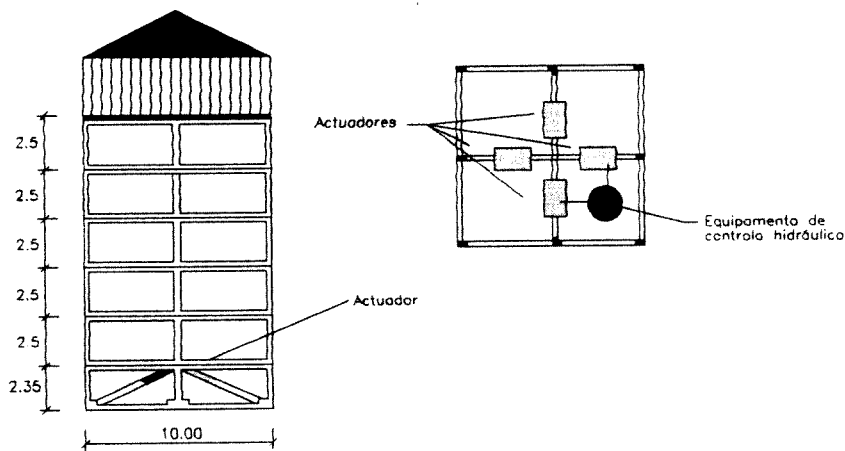


Figura III.12 - Sistema de controlo activo sísmico com escoras activas (ABS)

Os sistemas ABS (“Active Bracing Systems”) com uma correspondência directa e homónima na Engenharia Mecânica são caracterizados por terem actuadores rígidos que produzem forças bilaterais (tracções ou compressões) com uma frequência muito alta. Esta solução já foi alvo de trabalhos experimentais à escala real em Tokyo, tendo-se verificado que os meios requeridos estiveram “dentro dos limites da tecnologia corrente” pelo que é de esperar, a curto prazo, mais desenvolvimentos nesta matéria [S6].

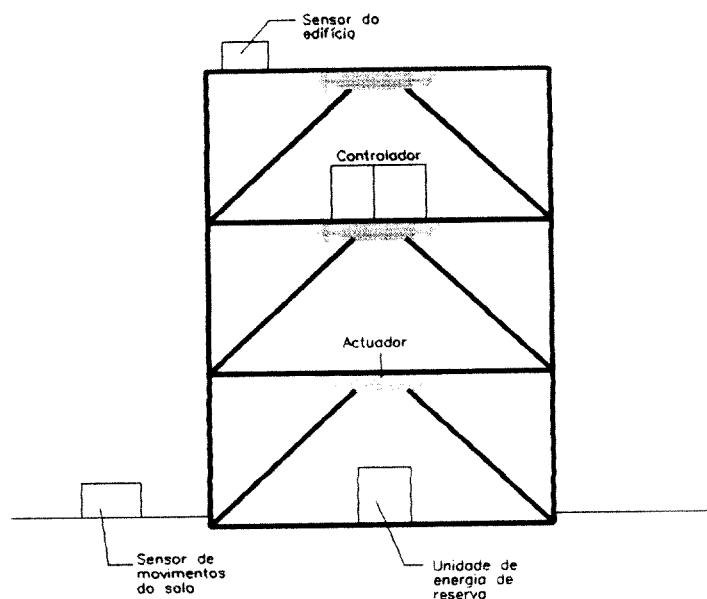


Figura III.13 - Sistema de controlo activo sísmico com elementos de rigidez variável (AVS)

Os sistemas AVS (“Active Variable Stiffness”), aparentemente semelhantes aos anteriores (ABS) são conceptualmente distintos destes, pois os mecanismos incorporados nos actuadores não realizam forças mas antes realizam ligações a barras que estão quase sempre estruturalmente inactivas. Essa alteração de rigidez modifica a frequência da estrutura, o que criteriosamente controlado, durante a acção de solicitações dinâmicas, nomeadamente sismos, minora os seus efeitos dinâmicos. Este sistema, proposto por uma empresa exclusivamente vocacionada para o desenvolvimento e comercialização de sistemas de controlo activo de estruturas, foi já aplicado num edifício em Chofu no Japão [K1], após ter sido testado experimentalmente.

III.5 - SISTEMAS EFECTORES

Conforme se pode verificar no que foi exposto nos pontos anteriores, o controlo activo de estruturas tem-se aplicado basicamente em duas situações distintas: o controlo da resposta de estruturas submetidas a acções dinâmicas ("vibration control"), e, alteração da forma de estruturas ("shape control") [A9]. Nenhuma delas pretende controlar o comportamento tensional estático de estruturas, como se pode verificar no Quadro III.1. Ora, conforme se constata no capítulo 2, as potencialidades dos músculos têm, inequivocamente, uma aplicabilidade generalizada em cenários *quasi-estáticos* nos quais a acção de sistemas de controlo pode ser, como a seguir se verá, de igual modo eficiente e vantajosa.

Por outro lado, os sistemas de controlo activo são, em geral, considerados como elementos "estranhos à estrutura" [L5] ou como elementos externos acoplados à estrutura, enquanto os músculos são parte da estrutura^(*). Esta perspectiva, apesar de ser compatível com alguns dos sistemas de controlo activo apresentados, nomeadamente com os sistemas de cabos activos, com os sistemas ABS e com os sistemas AVS, não tem sido concretizada nos modelos desenvolvidos. Com efeito, o facto destes sistemas recorrerem a actuadores que são elementos estruturais sugere a sua inclusão na própria estrutura [M2], mas o facto mencionado no parágrafo anterior tem obstado à sua aplicação.

Estes dois aspectos distinguem fundamentalmente o conceito "músculo artificial", ou *sistema efector*, do conceito *sistema de controlo activo*, na sua acepção mais vulgar. Isto pode ser compreendido pela comparação do diagrama a seguir apresentado com o diagrama da figura III.4 (que é característico de um sistema de controlo activo clássico).

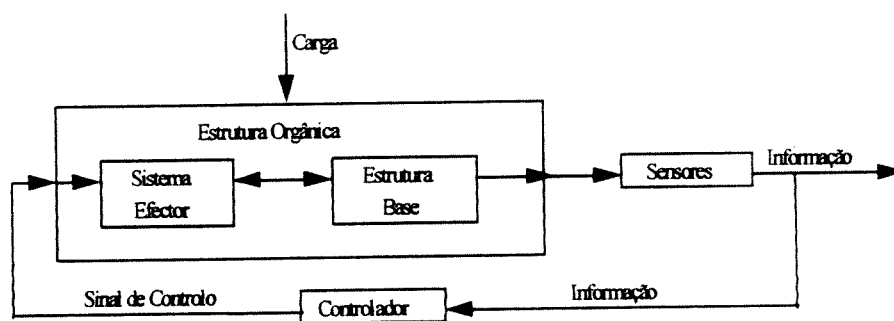


Figura III.14 – Circuito de controlo de uma Estrutura Orgânica [P1]

Da observação dos referidos diagramas sobressai o facto de, neste último, o sistema activo estar incluído na estrutura.

Há assim lugar para o conceito de *estrutura orgânica*, que é precisamente uma estrutura que não só é "um corpo sólido capaz de oferecer resistência mecânica à acção de

(*) Exepta-se, aqui, a perspectiva de Montens que admite um tratamento dos sistemas de controlo como elementos estruturais. Este autor propõe o conceito de "para-esforço" (que será posteriormente mais aprofundado), e sugere algumas aplicações que se aproximam muito do conceito de sistema efector [M3].

solicitações exteriores" [C5] como também, é capaz de mudar a sua *atitude estrutural* conforme as solicitações em causa, podendo inclusivamente influenciá-las. Paralelamente, pode definir-se *sistema efector* como um caso particular de sistema de controlo activo em que os actuadores são elementos estruturais e cuja actividade é extensiva a cenários estáticos (ou *pseudo-estáticos*^(*)) e/ou a cenários dinâmicos [P1, P2].

Em termos práticos, a diferença entre os dois conceitos - sistema de controlo activo e sistema efector - não é uma questão meramente formal, pois a diferença existente tem uma tradução muito concreta em fase de projecto, nomeadamente nos respectivos processos de dimensionamento.

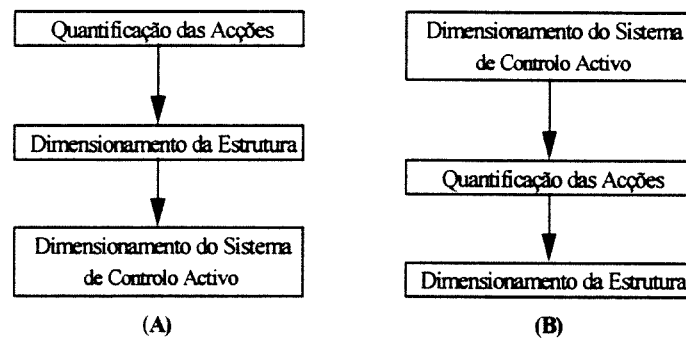


Figura III.15 - Processos de dimensionamento de uma estrutura com um sistema de controlo activo de vibrações (A) e com um sistema de controlo activo de forma (B)

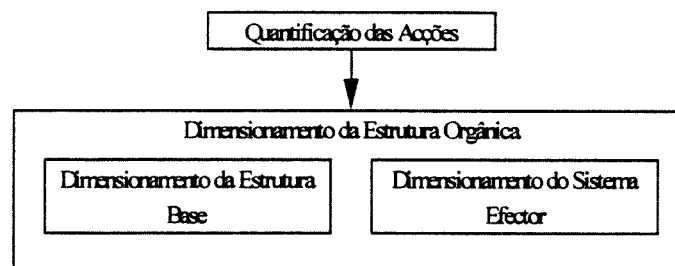


Figura III.16 - Processo de dimensionamento de uma estrutura orgânica (com um sistema efector)

Apesar da diferença entre os dois conceitos se traduzir num passo conceptual significativo, podem haver aplicações de sistemas efectores com um menor grau de exigências tecnológicas do que as são características dos sistemas de controlo activo. Isto justifica-se porque o controlo estático ou *pseudo-estático* de estruturas é compatível com estratégias de controlo muito mais simples do que as que foram anteriormente apresentadas [P1, P2, P3, P4].

(*) Definem-se cenários de carregamento *pseudo-estático* como cenários nos quais, apesar de ser notório o seu carácter evolutivo ao longo do tempo, são desprezáveis os efeitos dinâmicos do carregamento, ou, pelo menos, tais cenários são susceptíveis de serem tratados com base na análise estática complementada por artificios simples de natureza matemática, por exemplo fazendo uso de coeficientes de amplificação dinâmica.

Tal como acontece com alguns dos outros sistemas de controlo activo, os sistemas efectores podem também ser realizados com recurso a soluções micro-estruturais ou a soluções macro-estruturais. As primeiras permitem níveis de eficiência mais elevados, mas a sua concepção é garantidamente mais complexa, e exigirá certamente uma profunda cooperação com outras áreas de investigação, nomeadamente a Engenharia Química, a Engenharia Molecular e a Física(*). As segundas, contrariamente, poderão ser concretizadas fazendo uso de tecnologia já dominada.

(* Uma das vias que poderá viabilizar o desenvolvimento deste tipo de sistemas efectores é o recurso aos designados materiais *sensíveis* ou *adaptativos*. Esta matéria tem sido objecto de vários trabalhos de investigação nos últimos anos em algumas universidades Norte Americanas, nomeadamente na Universidade Politécnica do Estado da Virginia (Blacksburg) e na Universidade de Maryland [L4, S1, S2, T1].

III.6 - BIBLIOGRAFIA

- A1 • Abdel-Rohman M., Leipholz H. H., "Active Control of Flexible Structures", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 104, N° St8, pags. 1251-1266, 1977
- A2 • Abdel-Rohman M., Leipholz H. H., "Structural Control by the Pole Assignment Method", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 104, N° EM5, pags. 1159 – 1175, 1978
- A3 • Abdel-Rohman M., Leipholz H. H., "General Approach to Active Structural Control", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 105, N° EM6, pags. 1007 – 1022, 1980
- A4 • Abdel-Rohman M., Leipholz H. H., "Automatic Active Control of Structures", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 106, N° St3, pags. 663 – 677, 1980
- A5 • Abdel-Rohman M., "Active Control of Large Structures", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 108, N° EM5, pags. 719-731, 1982
- A6 • Abdel-Rohman M., "Active Control of Tall Buildings", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 109, N° 3, pags. 628-645, 1983
- A7 • Abdel-Rohman M., Nayfeh Ali H., "Active Control of Nonlinear Oscillations in Bridges", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 113, N° 3, pags. 335- 348, 1987
- A8 • Abdel-Rohman M., "Feasibility of Active Control of Tall Buildings Against Wind", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 113, N° 2, pags. 349-362, 1987
- A9 • Andrade Cascante R., Rodellar J., López Almansa F., "Edificios con islamiento de base no lineal", Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, 1993
- A10 • Andrade R. A., "Metodologia para la implementacion de sistemas de control predictivo de estructuras", Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1992
- A11 • Aschrafi Mehdi, "Control of wind-induced vibrations of Cable-stayed Bridges", Proceedings of IABSE Conference *Cable Stayed and Suspension Bridges*, Deauville, France, 1994
- C1 • Chang J. C. H., Soong T.T., "The use of aerodynamics appendages for tall building control", Structural Control, H.H.E. Leipholz, Editor, North Holland, Amsterdam, pags. 199-209, 1979
- C2 • Chang J. C. H., Soong T.T., "Structural control using active mass dampers", Journal of Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 109, N° EM1, pags. 1091-1098, 1980
- C3 • Chauvin Alex, Bietry J. "Cable stayed bridge over Elorn River - Passive control of the bridge behaviour under wind", - in *New Technologies in Structural Engineering* - Proceedings of IABSE International Conference, Lisboa, pags. 497-504, 1997
- C4 • Chung L. L., Reinhorn A. M., Soong T. T., "Experiment on Active Control of Seismic Structures", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 114, N° 2, pags. 241- 256, 1988
- C5 • Correia de Araújo F. S., "Apontamentos de Teoria das Estruturas", F.E.U.P., Porto
- D1 • Domke H, "Increase in efficiency and reliability of load bearing members by active deformation control ", Structural Control, H. H. E. Leipholz, editor, Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, pags. 215-220, 1987

- F1 • Falcó X., Aparicio A. C., Barbat A. H., Rodellar J., 1990, "*Control activo de puentes sometidos a cargas de tráfico*", Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, 1993
- F2 • Fujino, Y., Warnitchai P., Pacheco B. M., "Active Stiffness Control of Cable Vibration", *Journal of Applied Mechanics ASME*, 1992
- K1 • Kajima Corporation, "AVS – Active Variable Stiffness System", *Seismic Response Control Series*, Tokyo, 1990
- K2 • Kobori Takuji, Takahashi M., Nasu T., Niwa N., Kurata N., "Shaking Table Experiment and Practical Application of Active Variable Stiffness (AVS) System", *Proceedings of the second Conference on Tall Buildings in Seismic Regions*, Los Angeles California, págs. 213 –222, 1991
- L1 • Larsen Allan, "*Aerodynamics of large bridges*", Danish Maritime Institute, Dinamarca, 1991
- L2 • Leipholtz H.H. E., Abdel-Rohman M., "*Control of Structures*", Martinus Nijhoff Publishers, Dordrecht, Holanda, 1986
- L3 • Leitmann G., "Semiactive control for Vibration Atenuation", *Journal of Intelligent Material Systems and Structures*, Vol. 5, 1994
- L4 • Lin M. W., Rogers A., "Analisis of a Beam Structure with induced Strain Actuators based on an Approximated Linear Shear Stress Field" in "*Recent Advances in adaptative and Sensory Materials and Their Applications*", Technomic, 1992
- L5 • López Almansa F., "*Contribucion al desarrollo de sistemas de control de estructuras de edificacion mediante cables activos*", Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 1988
- M1 • Martin C. R., Soong T. T., "*Modal control of multi-story structures*", *Journal of Eng. Mech. Div.*, Vol. 102, Nº 12321, págs. 613-623
- M2 • Martín-Sánchez J., Rodellar J., "Adaptative Predictive Control - From the concepts to plant optimization", Prentice Hall, Barcelona, Espanha, 1995
- M3 • Montens Serge, "A global concept for the 21st century bridges: Parastressing", *FIP Symposium on Post- Tensioned Concrete Structures*, London, págs. 739- 746, 1996
- O1 • Ostenfield Klaus H., Larsen A., "Elements of active flutter control of bridges", in "*New Technologies in Structural Engineering*" - *Proceedings of IABSE International Conference*, Lisboa, págs. 683 – 694, 1997
- P1 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., "*Effector Systems in Structures*" - in *Conceptual Design of Structures – Proceddings of IASS Symposium*, Stutgard, págs. 339-346, 1996
- P2 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., "*Dimensionamento de Estruturas Orgánicas*", Encontro "Betão Estrutural 96" do GPPE, Lisboa, págs. 1.97 - 1.108, 1996
- P3 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., "*Organically Prestressed Multi-Span Continous Box Girders*" - in *New Technologies in Structural Engineering* - *Proceddings of IABSE International Conference*, Lisboa, págs. 527-534, 1997
- P4 • Pacheco, P., Quinaz, M. C., Adão da Fonseca, A. "Aplicação de pré-esforço orgânico em cimbres móveis" – *Comunicações do 1º Encontro de Estruturas Metálicas e Mistas*, Porto, 1997

- R1 • Reinhorn A. M., "Híbrido Systems - combined passive and active control", *Forum on structural applications of protective systems for earthquake hazard mitigation*, The national center for earthquake engineering research, State University of New York, Buffalo, N.Y., 1987
- R2 • Reinhorn A. M., Manolis G. D., Wen C. Y., "Active Control of Inelastic Structures", *Journal of Eng. Mech. Division, ASCE*, Vol. 113, N° 3 pags. 315 – 333, 1987
- R3 • Rodellar J., Barbat Alex H., Martín-Sánchez J. M., "Predictive Control of Structures", *Journal of Eng. Mech. Division, ASCE*, Vol. 113, N° 6 pags. 797 – 812, 1987
- R4 • Roorda, J., "Experiments in feedback control of structures", *Structural Control*, H.H.E. Leipholz, Editor, North Holland, Amsterdam, págs. (629-662), 1979
- S1 • Shibuta Shigeto, Morino Yoshiki, "Adaptative Control of Space Truss Structures by Piezoelectric Actuator", *Journal of Intelligent Materials Systems and Structures*, Vol. 3, págs. 697- 705, 1992
- S2 • Sirkis J. S., Dasgupta A., "The Role of Local Interaction Mechanics in Fiber Optic Smart Structures" in "Recent Advances in Adaptative and Sensory Materials and Their Applications", Technomic, 1992
- S3 • Sirlin S., Paliou C., Longman R. W., Shinozuka M., Samaras E., "Active control of floating structures", *Journal of Eng. Mech. Div. , ASCE*, Vol. 112, N° 9, pags. 947-965
- S4 • Soong T. T., "Active Structural Control: Theorie and Practice", Longman Scientific & Technical, New York, U.S.A., 1990
- S5 • Soong T. T., Skinner G., "Experimental study of active structural control", *Journal of Eng. Mech. Division, ASCE*, Vol. 106, pags. 1057-1067, 1981
- S6 • Soong T. T., Reinhorn A. M., Wang Y. P., Lin R.C., "Full Scale Implementation of Active Control. I: Design and Simulation", *Journal of Eng. Mech. Division, ASCE*, Vol. 117, N° 11, pags. 3516- 3537, 1991
- S7 • Soong T. T., Dargush G. F., "Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering", John Wiley & Sons, Buffalo, 1997
- T1 • Tanaka M., Hanahara K., "Stochastic Approach to Static Control of Adaptative Truss under Imperfection of Adjustable Member Lengths", *Journal of Intelligent Materials Systems and Structures*, Vol. 3, págs. 617-625, 1992
- T2 • Susumpow Thumanoon, Fujino Yozo, "Active control of cable and cable-structure system", *First International Conference on Motion and Vibration Control - Movic, Yokohama, Japan*, págs. 170-175, 1992
- U1 • Udwardia Firdaus E., Tabaie S., "Pulse Control of Structural and Mechanical Systems", *Journal of Eng. Mech. Division, ASCE*, Vol. 107, N° EM6, pags. 1011- 1028, 1981
- Y1 • Yang J. N., "Application to optimal control theory to civil engineering structures", *Journal of Eng. Mech. Div., ASCE*, N° EM6, pags. 819-838, 1975
- Y2 • Yang J. N., Giannopoulos F., "Active tendon control of structures", *Journal of Eng. Mech. Div., ASCE*, Vol. 104, N° EM4, pags. 551-568, 1978
- Y3 • Yang J. N., Giannopoulos F., "Active Control and Stability of Cable Stayed Bridge", *Journal of Eng. Mech. Div., ASCE*, Vol. 105, N° EM4, pags. 677- 694, 1980

- Y4 • Yang J. N., Giannopoulos F., "*Active Control of Two-Cable-Stayed Bridge*", Journal of Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 105, N° EM5, pags. 795-810, 1978
- Y5 • Yokoi K., Kmoriya K., Tanie K., "A Method for Solving Inverse Kinematics of Variable Structure Truss Arm with high Redundancy", Journal of Intelligent Materials Systems and Structures, Vol. 3, págs. 631-639, 1992
- Z1 • Zuk W., "*The past and the future of active structural control systems*", Structural Control, H.H.E. Leipholz, Editor, North Holland, Amsterdam, pp. 779-794, 1980

Capítulo 4

Uma metodologia de aplicação de Pré-Esforço Orgânico

ÍNDICE

CAPÍTULO 4 – UMA METODOLOGIA DE APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

IV.1 - PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO - UM EXEMPLO DE SISTEMA EFECTOR	1
IV.2 - DESCRIÇÃO GERAL DE UM SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO.....	4
IV.2.1 - O CIRCUITO DE CONTROLO.....	4
IV.2.2 - DESCRIÇÃO BÁSICA DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DO CIRCUITO DE CONTROLO	5
IV.3 - APTIDÕES ESTRUTURAIS DO PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	9
IV.4 - METODOLOGIA E FORMULAÇÃO.....	12
IV.4.1 - PRESSUPOSTOS DE APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA.....	13
IV.4.2 - ESTRATÉGIA DE CONTROLO POR AUTOCONTROLO OU POR LIMITAÇÃO DE TENSÕES EM SECÇÕES CRÍTICAS	14
IV.4.3 - CONTROLO ESTÁTICO DUMA VIGA SIMPLEMENTE APOIADA SUJEITA À ACÇÃO DE UMA CARGA ROLANTE	15
IV.4.4 - CONTROLO ESTÁTICO DUMA VIGA CONTINUA SUJEITA À ACÇÃO DE UMA CARGA ROLANTE	23
IV.4.5 - APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA EM ESTRUTURAS DISCRETIZADAS	33
IV.4.6 - SISTEMATIZAÇÃO DA METODOLOGIA DE CÁLCULO.....	36
IV.4.7 - SUBSTRUTURAÇÃO DE TRAMOS DE VIGAS CONTÍNUAS COM VÃOS REGULARES	42
IV.4.8 - CONSIDERAÇÃO DE OUTRO TIPO DE CARREGAMENTOS EVOLUTIVOS.....	46
IV.4.8.1 - <i>Composição de cargas rolantes</i>	47
IV.4.8.2 - <i>Cargas distribuídas crescentes</i>	50
IV.4.8.3 - <i>Carregamentos evolutivos compostos</i>	54
IV.4.9 - CONSIDERAÇÃO DE ATRASOS DA RESPOSTA.....	56
IV.4.9.1 - <i>Influência dos atrasos da resposta na evolução tensional nas secções de controlo em processos de contracção</i>	57
IV.4.9.2 - <i>Inclusão na metodologia proposta do atraso da resposta em processos de contracção</i>	60
IV.4.9.2.1 - <i>Inclusão do atraso da resposta através de contracções instantâneas retardadas</i>	60
IV.4.9.2.2 - <i>Inclusão do atraso da resposta através de contracções instantâneas parcialmente retardadas</i>	62
IV.4.9.3 - <i>Influência dos atrasos da resposta na evolução tensional nas secções de controlo em processos de desconacção</i>	63
IV.4.10 - CONSIDERAÇÃO DE CONDIÇÕES LIMITE DA LEI DE ACTIVIDADE.....	66
IV.4.11 - FENÓMENOS INDESEJÁVEIS NO CONTROLO ESTÁTICO	67
IV.4.11.1 - <i>Hiperactividade, ou interactividade excessiva</i>	68
IV.4.11.2 - <i>Instabilidade de sistemas orgânicos</i>	81
IV.4.11.2.1 - <i>Instabilidade pura</i>	82
IV.4.11.2.2 - <i>Instabilidade interactiva</i>	86
IV.4.11.2.3 - <i>Instabilidade transitória</i>	92
IV.4.11.3 - <i>Estacionariedade</i>	93
IV.4.11.4 - <i>Neutralização da sensibilidade de secções de controlo</i>	97
IV.5 - BIBLIOGRAFIA.....	103

IV.1 - PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO - UM EXEMPLO DE SISTEMA EFECTOR

Conforme foi referido no capítulo anterior, os sistemas efectores com recurso a soluções macro-estruturais apresentam uma maior exequibilidade técnica no actual contexto tecnológico. Um exemplo de tais sistemas efectores é o pré-esforço *orgânico*. Esta técnica de pré-esforço tem antecedentes (nomeadamente os sistemas de controlo com cabos activos) e é realizada com sistemas de pré-esforço semelhantes aos convencionais. A diferença fundamental está no facto de no pré-esforço orgânico alguns cabos poderem ser mais ou menos tensionados segundo instruções emitidas por um sistema de controlo.

Refira-se, aliás, que em certas situações, os projectistas são conduzidos a soluções de pré-esforço nas quais é vantajosa a sua aplicação gradual, ou porventura, é necessário proceder ao ajuste das forças aplicadas (pré-esforço variável). Este tipo de procedimentos constituem também, de alguma forma, antecedentes práticos do pré-esforço orgânico.

A aplicação que se propõe visa, fundamentalmente, dotar as estruturas de uma capacidade de alterar a sua “atitude estrutural” em função da intensidade das acções que nelas actuam.

O dimensionamento convencional considera o comportamento de uma estrutura em diferentes cenários mas conduz a uma solução única e definitiva, e portanto a estrutura fica “melhor dimensionada” para alguns cenários do que para outros. Significa isto que essas estruturas têm propriedades que apenas são úteis em alguns períodos da sua vida mas poderão até ser nocivas noutros períodos.

Este problema põe-se de uma forma particularmente notória em estruturas pré-esforçadas, já que, ao dimensionar-se o pré-esforço para a uma parte ou para a totalidade da sobrecarga variável, obriga-se a estrutura a estar sujeita ao estado de tensão que esse pré-esforço impõe, mesmo que o seu efeito seja por vezes desfavorável.

Daí resulta uma “contradição” processual, que advém do facto de poder ser necessário aumentar as dimensões de uma estrutura para que a mesma possa assumir um comportamento aceitável quando pré-esforçada com um valor considerado previamente necessário. Repare-se que nesse caso extremo, o projectista está a reforçar a estrutura para que a mesma possa sustentar uma acção que ele próprio “dimensionou”.

Os músculos são uma solução estrutural da Natureza que resolve esta “contradição” de uma forma simples e eficiente. O pré-esforço orgânico, em analogia com essa solução, permite diminuir esse efeito contraproducente, conduzindo, por vezes, a melhores soluções estruturais do que as que se alcançam fazendo uso das soluções estruturais convencionais.

A concepção dos sistemas de pré-esforço orgânico baseia-se, portanto, nos princípios estruturais que regem a função muscular. Na página seguinte é apresentado um quadro, que estabelece uma correspondência entre os vários elementos, as várias funções, e os respectivos efeitos nos dois sistemas considerados.

ATRIBUTO	SISTEMAS MUSCULARES(*)	PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO
Constituição da unidade contráctil	Conjunto de fibras musculares	Mecanismos servo-hidráulicos(**)
Constituição dos tirantes	Fibras de colagénio (matéria dúctil)	Aço, fibras de carbono (materiais dúcteis)
Inserção	Nos ossos (directamente ou através de tendões que funcionam como um prolongamento dos próprios músculos)	Na estrutura base (vigas, pilares, etc.) através de ancoragens
Funções	Controlar resposta perante acções de qualquer natureza (estática (pseudo-estática) ou dinâmica) Controlar posição ou provocar movimento (função motora)	Controlar estado tensional perante acções estáticas ou pseudo-estáticas e minimizar efeitos dinâmicos Controlar posição, ou em casos muito particulares, provocar movimento (função motora(***))
Efeitos estruturais	Provocar compressões e flexões (anti-flexões) nos ossos	Provocar compressões e flexões (anti-flexões) na estrutura base
Casos de actuação	Quando há acções exteriores significativas ou na realização de acções motoras	Quando há acções exteriores significativas ou, em casos muito particulares, na realização de acções motoras
Tempo de actuação	Instantâneo (k x μ s)	Quase imediato (k x 0.1s)
Potencialidades paralelas	Absorção de choque e protecção	-
Centro de decisão	Cerebral	Activados por fusíveis de tensão (na sequência da instalação de determinados estados de tensão ou de deformação). Também se pode recorrer a controladores
Sensorização transmissão de informação	Nervos	Sensores e cabos eléctricos
Energia de solicitação	Química e electromagnética	Eléctrica, gravítica ou outras

Quadro IV.1 - Analogias entre sistemas musculares e sistemas de pré-esforço orgânico (sistemas efectores com cabos activos)

O modelo de pré-esforço orgânico que se propõe, foi desenvolvido no intuito de se assegurar a máxima simplicidade, quer do ponto de vista conceptual, quer do ponto de vista técnico. Procurou-se, assim, não só dispensar alguns elementos que constituem um circuito de

(*) A analogia apenas se refere aos sistemas musculares do esqueleto.

(**) Note-se que, se os mecanismos servo-hidráulicos estiverem localizados nas extremidades dos cabos (tendões), estes realizam a função da unidade contráctil aumentando o seu comprimento (através do afastamento do êmbolo em relação à base da câmara do cilindro).

(***) Tal poderá ser o caso da aplicação de sistemas efectores em pontes móveis [P1].

controlo clássico, como também assegurar a máxima simplicidade das funções que lhes são atribuídas. Repare-se que esse princípio para além de conduzir a uma maior exequibilidade técnica das soluções em causa, reduz os factores de risco que lhes estão associados.

Será relevante salientar, que a metodologia proposta parte de um determinado número de premissas, como o recurso a cabos parabólicos interiores não aderentes, a dispensa de controladores, entre outras. Naturalmente, será fácil estudar metodologias variantes baseadas noutras premissas ou noutros critérios, podendo as mesmas ser desenvolvidas para abarcar outro tipo de problemas.

IV.2 - DESCRIÇÃO GERAL DE UM SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

Uma peça dotada de um sistema de pré-esforço orgânico será em tudo muito semelhante a qualquer peça pré-esforçada por um sistema convencional não aderente. A distinção fundamental reside no facto do pré-esforço não ser aplicado na sua totalidade durante a fase construtiva, ficando disponível uma reserva de capacidade de pré-esforço para instantes em que sejam ultrapassados estados de tensão previamente definidos. Conforme se referiu anteriormente, isso é governado por um sistema de controlo incorporado na estrutura. A reserva de pré-esforço é consumida por *contrações* do sistema orgânico que vai reagindo aos sinais que reflectem o estado tensional nas secções de controlo. Essas contrações são efectivadas pela acção de macacos hidráulicos que afastam as ancoragens da estrutura base, aumentando assim a tracção nos cabos, ou seja, ampliando o efeito de pré-esforço.

Na realidade, este sistema apenas requer duas alterações fundamentais em relação a um sistema de pré-esforço convencional: a inclusão de sensores e de um correspondente circuito electrónico, e a incorporação do sistema de tensionamento na estrutura. Naturalmente o sistema de tensionamento deverá ter algumas características diferentes daqueles que são usados nos processos de tensionamento em pré-esforço convencional.

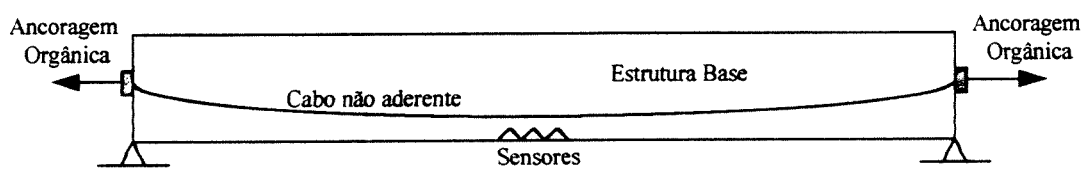


Figura IV.1 - Esquema de uma viga simplesmente apoiada dotada de um sistema de pré-esforço orgânico interior [P2]

IV.2.1 - O circuito de controlo

O circuito de controlo de uma estrutura dotada de um sistema de pré-esforço orgânico é baseado no diagrama da figura III.14 proposto para estruturas orgânicas, no qual o sistema efector é concretizado pelo sistema de pré-esforço orgânico e no qual se dispensa o controlador.

Considera-se o actuador (ancoragem orgânica + cabos orgânicos) como um elemento estrutural já que o mesmo está interessado na rigidez que a estrutura exhibe e na capacidade resistente que a mesma pode assumir, o que se verifica independentemente do sistema estar ou não estar num fase activa.

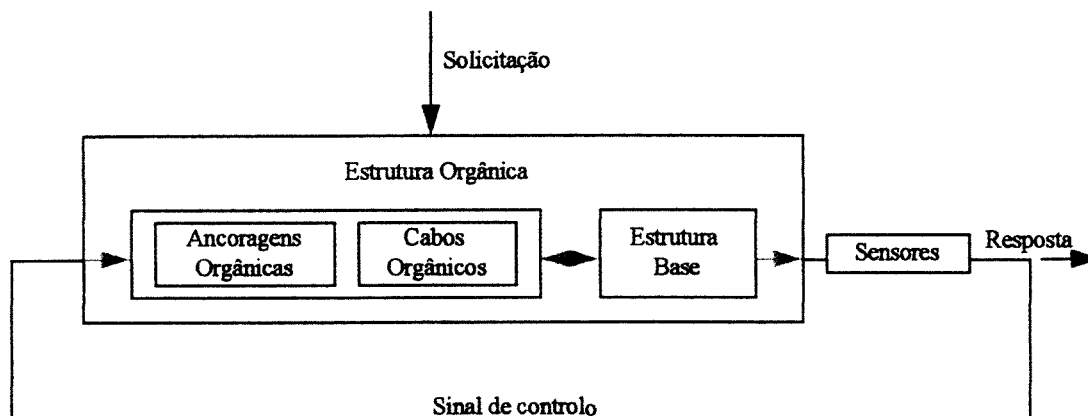


Figura IV.2 - Circuito de controlo do sistema de pré-esforço orgânico proposto

A possibilidade de se dispensar fisicamente o controlador no sistema de pré-esforço orgânico resulta da simplicidade das estratégias de controlo^(*). Aliás, conforme se irá verificar, é possível as estratégias de controlo estático recorrerem, exclusivamente, a leis de actividade (ou de controlo) binárias.

IV.2.2 - Descrição básica dos elementos constituintes do circuito de controlo

De acordo com a figura IV.2 o circuito de controlo proposto para estruturas dotadas de sistemas de pré-esforço orgânico integra 4 elementos fundamentais. Nas considerações que a seguir se tecem sobre cada um procura-se realçar o propósito que houve em desenvolver a solução em causa, recorrendo a materiais e sistemas disponíveis na tecnologia actual. Essa opção não invalida, de modo algum, a possibilidade de se estudar, a curto prazo, o recurso a posteriores inovações tecnológicas, para mais porque, a aplicação prática de qualquer solução convida sistematicamente a aperfeiçoamentos técnicos.

O mais importante elemento constituinte do circuito de controlo é a estrutura base que é constituída, por exemplo, por peças de betão armado pré-esforçado^(**). Conforme se pode observar na figura seguinte, a estrutura base é formalmente idêntica a uma estrutura pré-esforçada convencional, mas, independentemente do tipo de cabos fixos adoptados^(***), inclui bainhas injectadas com ceras ou graxas que se destinam aos cabos não aderentes do sistema orgânico.

(*) Salienta-se, porém, que mesmo na área do controlo estático poderá haver problemas nos quais se justifique o recurso a controladores, nesses casos, embora os princípios conceptuais presentemente adoptados sejam igualmente válidos, dever-se-ão proceder a adaptações nas directrizes metodológicas e, conseqüentemente, na respectiva formulação.

(**) Naturalmente, a estrutura base também poderá ser constituída por outros materiais.

(***) Os cabos de pré-esforço fixo podem ser aderentes ou não aderentes.

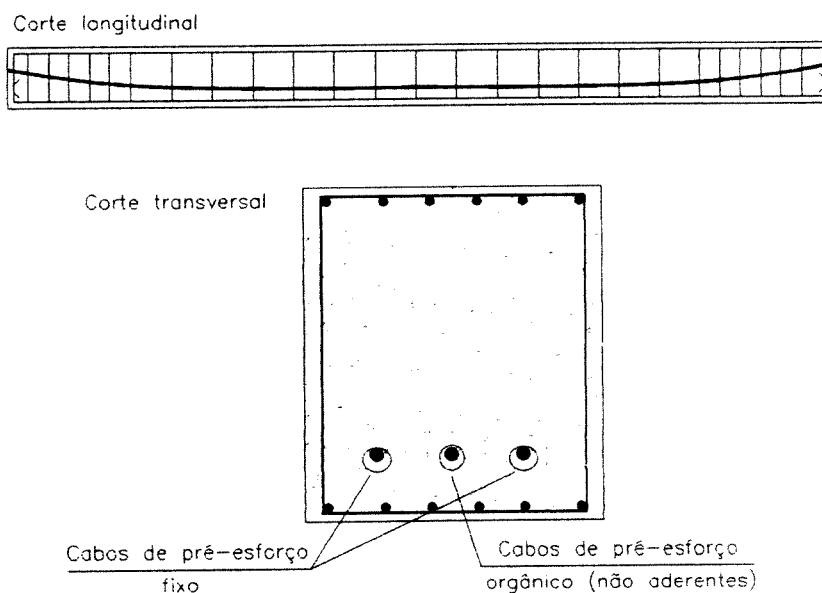


Figura IV.3 - Cortes longitudinal e transversal de uma *estrutura base* de betão armado pré-esforçado

Numa perspectiva global, a estrutura base assume a mesma função do que os esqueletos nas estruturas da biomecânica, ou seja, é dotada de uma enorme rigidez, tem uma vocação específica para receber esforços compressivos em solicitações importantes, e é a principal responsável pela coerência global do sistema.

Os sensores, fazendo parte do sistema de controlo, devem ter a capacidade de permitir uma avaliação do estado tensional das secções de controlo em qualquer momento. Significa isso, que os sensores poderão medir directamente tensões (tensómetros) ou poderão medir deformações (extensómetros), o que permite, de qualquer forma, assegurar a informação do estado tensional da peça ao longo do tempo.

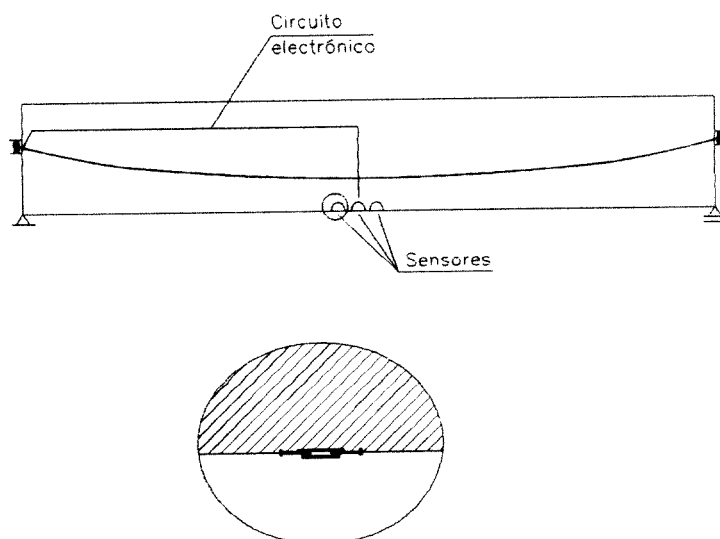


Figura IV.4 – Sensores e circuito electrónico

Se se recorrer a estratégias de controlo simples (que são, aliás, as mais fiáveis e exequíveis) o circuito electrónico associado aos sensores apenas necessita transmitir um sinal binário (0 ou 1), conforme tenha, ou não tenha, sido atingido um determinado estado tensional.

Os sistemas de sensorização funcionam, assim, como fusíveis de tensão. Essa informação é tratada e transmitida pelo circuito electrónico, que deverá estar localizado no exterior da estrutura base mas devidamente protegido (a função conjunta do circuito electrónico e dos sensores revela afinidades com os nervos nos sistemas biomecânicos).

A localização dos sensores (*secções de controlo*) depende da concepção do sistema de controlo, devendo ser feita de uma forma criteriosa (essa decisão insere-se no processo de dimensionamento do sistema orgânico).

A ancoragem orgânica assume a função de unidade contráctil (músculo) embora funcione por extensionamento (ver nota de rodapé do ponto IV.1). Tal como nas operações de tensionamento em pré-esforço convencional, o cilindro de esticamento é pressionado pelo óleo injectado por uma bomba que, por sua vez, é accionada por um motor. Mas, para além dos referidos aparelhos ficarem incorporados ou anexos à estrutura durante a vida da obra, este tipo de sistema mecânico distingue-se dos convencionais por dois motivos. As velocidades dos cilindros e, conseqüentemente, as potências das bombas deverão ser de outra ordem de grandeza, já que destas características mecânicas depende a capacidade de resposta da estrutura. Por outro lado, o processo de esticamento dos cabos, em vez de ser efectivado por esticamento directo, resulta do afastamento das cabeças das ancoragens em relação à estrutura base, o que exige uma configuração diferente das cabeças de ancoragem.

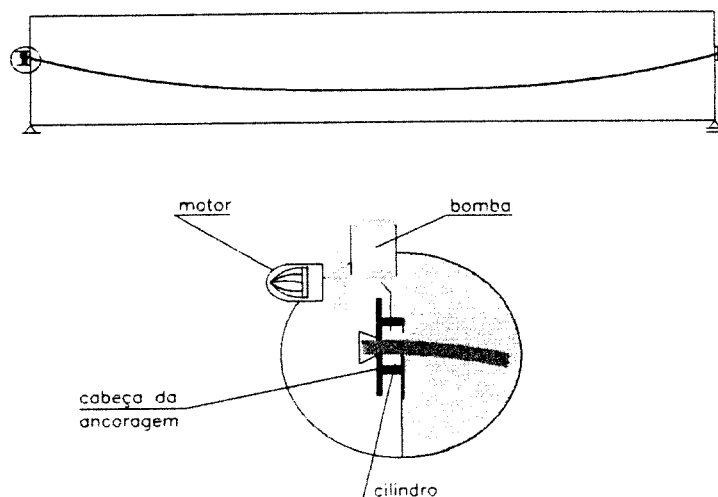


Figura IV.5 - Ancoragem orgânica

Os cabos do sistema orgânico poderão ser constituídos por cordões ou fios tradicionais. Admite-se, no entanto, que a evolução de determinadas propriedades dos cabos normalmente usados em pré-esforço poderá potenciar significativamente as virtudes do sistema

proposto. É, por exemplo, o caso da resistência à fadiga. Com efeito, sendo este estado limite normalmente moderadamente importante nos sistemas de pré-esforço convencional, assume-se em pré-esforço orgânico como um estado limite condicionante. Para todos os efeitos, e de forma a desenvolver um estudo sustentado, em toda a análise que a seguir se apresenta consideram-se sempre cabos usados nos sistemas convencionais.

No que se refere às bainhas e ao material lubrificante e protector (em relação à corrosão), estes sistemas poderão, em primeira análise, recorrer a soluções semelhantes às que têm sido usadas para realização de pré-esforço não aderente.

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

IV.3 - APTIDÕES ESTRUTURAIS DO PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

Independentemente da metodologia de aplicação do pré-esforço adoptada, o facto de o pré-esforço orgânico ser função dos níveis de carga assegura-lhe aptidões estruturais que, convenientemente conjugadas, poderão conduzir a melhores soluções.

Com efeito, o facto de numa qualquer estrutura não se aplicar inicialmente a parcela do pré-esforço destinada a minorar o efeito de cargas variáveis, reduz inevitavelmente as tensões permanentes instaladas em qualquer uma das suas secções. Essa redução de tensões permanentes tem três consequências directas.

A primeira consiste no facto das condições limitativas de aplicação de pré-esforço se tornarem menos condicionantes, já que se evitam assim os problemas de “anti-flexões” excessivas. A segunda, envolvida com a primeira, traduz-se numa redução das deformações e a terceira, relacionada com ambas, é o facto de se reduzirem substancialmente as perdas de tensão diferidas nos cabos de pré-esforço. Note-se que esta última é equivalente a um aumento da rentabilidade do pré-esforço aplicado.

A interpretação destes conceitos poderá ser feita com mais clareza recorrendo a uma representação gráfica do processo de dimensionamento das forças de pré-esforço.

Considere-se um plano ortonormado definido por dois eixos correspondentes à grandeza da força de pré-esforço (P) e ao momento (MQ) actuante numa determinada secção, devido à sobrecarga.

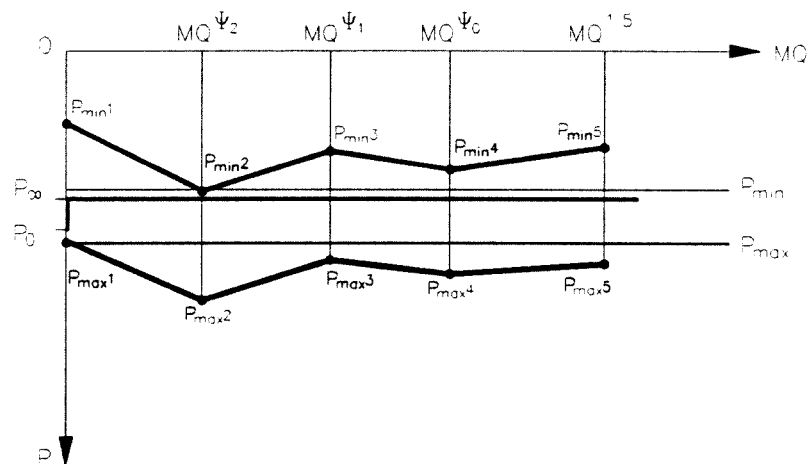


Figura IV.6- Diagrama do dimensionamento de uma estrutura pré-esforçada convencionalmente

Para cada nível de carga ψ_i correspondente a uma combinação i podem ser determinados dois valores limites do pré-esforço a aplicar (P_{mini} , P_{maxi}), de tal forma que combinados com os momentos actuante MQ^{ψ_i} , conduzem a estados de tensão coincidentes com estados limites previamente fixos. Em pré-esforço convencional, o valor de P tem que estar impreterivelmente no intervalo $[P_{max}, P_{min}]$ correspondendo esses limites, precisamente, aos estados limites condicionantes.

No caso de P_{min} ser superior a P_{max} , a solução do dimensionamento encontra-se num conjunto vazio, pelo que a secção tem que ser redimensionada.

Contrariamente, em pré-esforço orgânico, como o valor de P é dependente da carga ($P=P(Q)$), tal condição deixa de ser necessária, havendo por isso uma consequente possibilidade de atingir níveis de pré-esforço muito mais altos, e/ou de viabilizar secções incompatíveis em pré-esforço convencional.

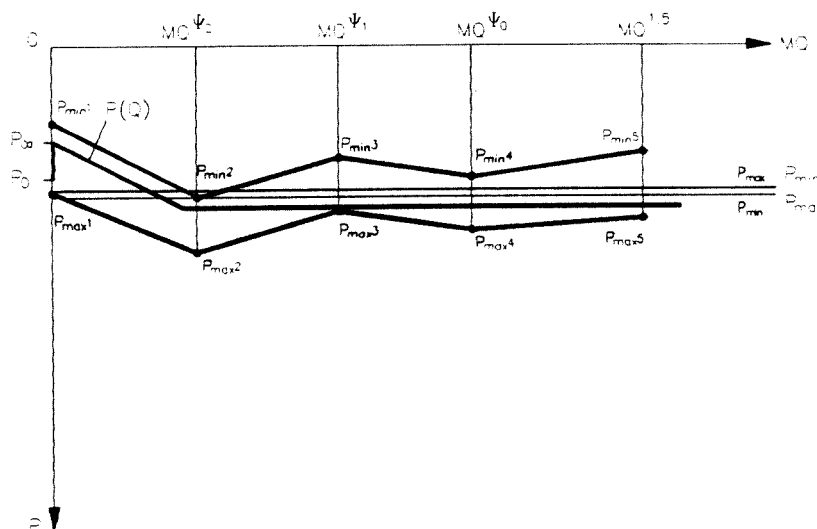


Figura IV.7 - Diagrama do dimensionamento de uma estrutura pré-esforçada com pré-esforço orgânico

Paralelamente, como uma parcela do pré-esforço é aplicada durante a ocorrência de acções externas, nomeadamente sobrecargas, para estruturas com secções idênticas, as deformações instantâneas nestas soluções são significativamente mais reduzidas do que as existentes em soluções convencionais.

Finalmente, em termos de estados limites últimos, apesar da contribuição das armaduras não aderentes para a capacidade resistente das peças ser inferior à das armaduras aderentes, isso pode ser parcialmente compensado pelos significativos aumentos dos níveis de compressão que esta solução permite alcançar. Para além disso, e caso isso se justifique, é possível beneficiar de processos de tensionamento complementares.

Estes aspectos serão analisados de uma forma mais detalhada nos capítulos seguintes, e à luz de exemplos quantificados nos capítulos de aplicação, de qualquer modo fica desde já claro que, num processo de dimensionamento, a consideração destas aptidões permite a inclusão de dois espaços de opções suplementares, que usados disjuntiva ou conjuntivamente, permitem redireccionar a busca da solução pretendida – ou seja - o uso de pré-esforço orgânico permite usufruir de uma maior amplitude dos níveis de pré-esforço aplicados e/ou permite reduzir as secções da estrutura base.

As potencialidades destas aptidões e o inerente significado num processo de dimensionamento podem ser interpretados no diagrama seguinte.

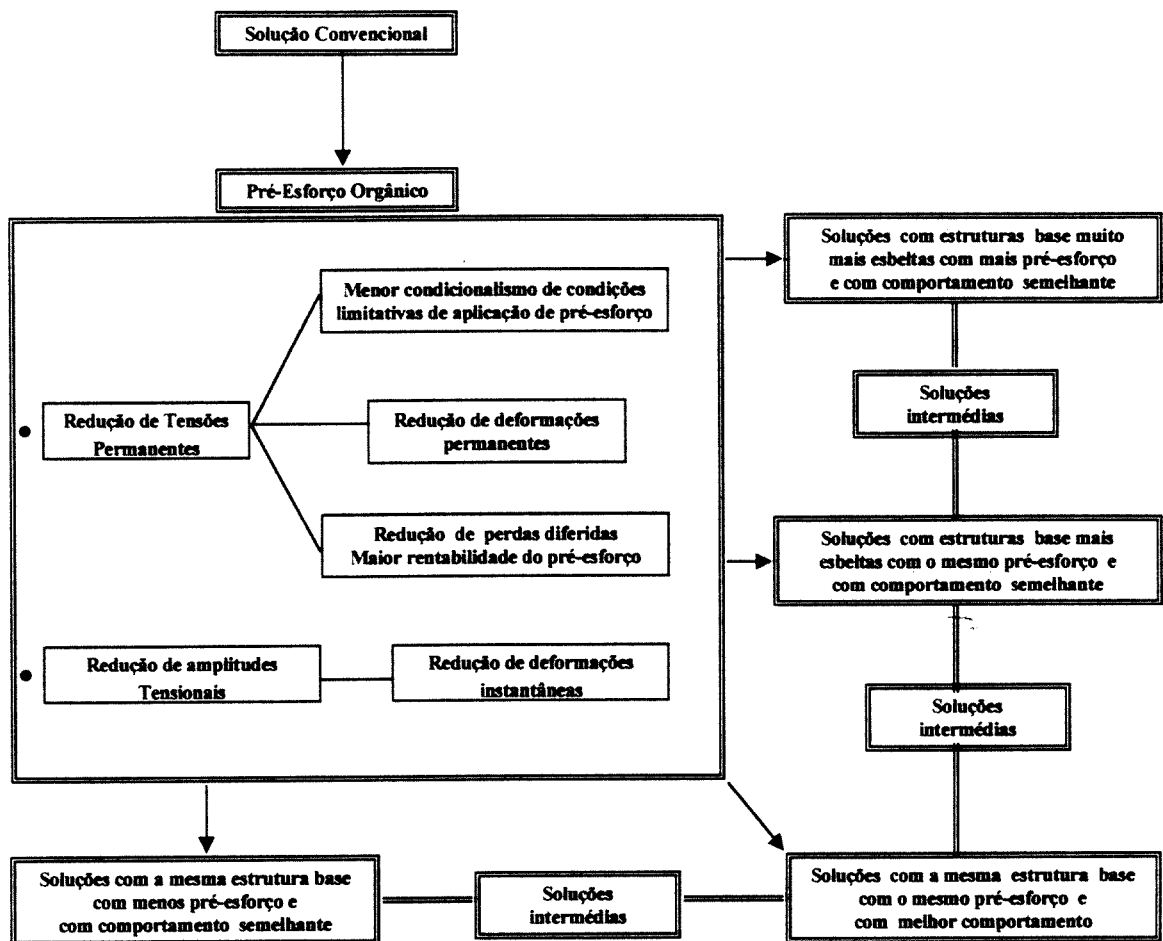


Figura IV.8 – Influência das aptidões do pré-esforço orgânico num processo de dimensionamento

As aptidões estruturais aqui apresentadas de uma forma qualitativa poderão ser mais ou menos concretizadas consoante as metodologias adoptadas. O desenvolvimento de uma metodologia que concretize pelo menos parcialmente as aptidões estruturais do pré-esforço orgânico permite o alcance de soluções impossíveis de realizar recorrendo a soluções convencionais, quaisquer que sejam os critérios pré-determinados, podendo a mais valia estrutural ser traduzida por esbelteza, leveza e melhores níveis de comportamento.

Nos pontos que se seguem é apresentada uma metodologia que conforme se demonstra, alcança esses objectivos. Naturalmente, e conforme já se referiu, poder-se-ão desenvolver muitas outras metodologias recorrendo a outras estratégias de controlo, dependendo isso do tipo de problema estrutural que seja identificado, e dos meios que se suponham acessíveis no contexto tecnológico em questão.

IV.4 - METODOLOGIA E FORMULAÇÃO

O controlo estático de estruturas tem como ensejo final assegurar que os valores das tensões (e das deformações) se mantêm dentro de determinados limites previamente fixos. No caso de estruturas de betão armado torna-se particularmente importante limitar os valores de tracções.

Os aspectos particulares do controlo estático podem, numa primeira análise, ser identificados por contraposição com a caracterização típica do controlo dinâmico.

	Controlo Dinâmico	Controlo Estático
Variáveis de controlo	Deslocamentos, velocidades, acelerações	Tensões, deformações
Definição das solicitações	Funções aleatórias (necessidade do recurso à análise probabilística ou à análise estocástica)	Solicitações possíveis de definir com recurso funções simples Polinómios de grau limitado
Efeitos dinâmicos das solicitações	Problemas de ressonância, necessidade de considerar amortecimento	Efeitos dinâmicos desprezáveis ou tratáveis por métodos expeditos (no caso de estruturas com esbeltezes não muito elevadas)
Duração das tendências evolutivas das solicitações ao longo do tempo	Muito variável (frequências muito elevadas)	Solicitações com fases de monotonia de duração prolongada (frequências baixas)
Caracterização do modelo	Equações do movimento - cálculo não linear Procedimentos complexos (equação de Ricatti)	Equações elásticas parcialmente lineares Funções acessíveis com cálculo numérico
Versatilidade das estratégias	Volume de cálculo muito pesado com muitos graus de liberdade	Volume de cálculo compatível com muitos graus de liberdade
Efeitos indesejáveis	Instabilidade consequente dos atrasos das resposta, ou da excitação de modos de vibração residuais ("spill over")	Hiperactividade, instabilidade, neutralização de sensibilidades
Cálculo posterior	Análise de respostas	Verificação dos estados limites últimos Verificação dos estados limites de utilização

Quadro IV.2 - Análise comparativa entre o controlo dinâmico e o controlo estático

Ao contrário do que acontece no controlo dinâmico, as solicitações podem ser objectivamente tratadas com recurso a um número limitado de combinações de acções bem definidas e de acessível tratamento matemático. Apesar de no controlo estático ser necessário tratar as solicitações através de *carregamentos evolutivos*(*), estes resultam de adaptações simples das acções convencionais e exibem uma previsibilidade cuja modelação é acessível. Essa previsibilidade associada a uma maior duração de fases de solicitação monótonas permite estabelecer relações simples entre a acção de controlo e o estado de tensão na estrutura. Significa isto que a acção de controlo pode ser directamente determinada em função do referido estado de tensão da estrutura, dispensando-se assim o controlador.

Por outro lado, as equações de equilíbrio estático traduzem-se em expressões lineares, ou parcialmente lineares(**), enquanto as equações de movimento (de equilíbrio dinâmico) se traduzem em equações diferenciais de difícil resolução (por exemplo a Equação de Ricatti).

Torna-se, assim, viável conceber estratégias de controlo estático de grande simplicidade nas quais o controlo é de algum modo “entregue” à própria estrutura e em que a concepção do respectivo algoritmo é trivial. Em contrapartida, e juntando a este pressuposto a particularidade do actuador ser em si um elemento estrutural, torna-se necessário um maior esforço de cálculo em termos de verificação da segurança em relação aos estados limites previamente definidos.

IV.4.1 - Pressupostos de aplicação da metodologia proposta

A aplicação da estratégia e da formulação que a seguir se desenvolvem admite uma série de pressupostos fundamentais e de cuja validade depende a viabilidade e eficácia do sistema proposto.

◆ Apesar de poderem ser considerados outro tipo de não linearidades, conforme se referirá no capítulo 6, a metodologia proposta pressupõe o comportamento elástico dos elementos estruturais constituintes. Esta hipótese é sustentada pelo facto dos próprios sistemas orgânicos (ao serem bem dimensionados) assegurarem que os materiais envolvidos são mantidos sob a acção de estados tensionais moderados, sendo assim excluídas as tendências para formação de fissurações e plastificações (típicas no betão).

◆ Admite-se que os valores das tensões instaladas são acessíveis a uma leitura explícita ou implícita. Ora, conforme é detalhadamente explorado no capítulo 5, o tipo de sensorização mais eficiente nestes casos é efectuada por medição de deformações (extensómetros) o que apenas permite obter informação de variações de tensão. Este problema pode, em termos

(*) Define-se carregamento estático evolutivo, ou simplesmente carregamento evolutivo como um carregamento no qual as grandezas das cargas ou a posição das mesmas, ou ainda ambas, evoluem ao longo do tempo.

(**) As referidas expressões dizem-se parcialmente lineares, na medida em que, conforme se irá verificar, apesar dos processos em causa serem globalmente não lineares, os mesmos são compostos de troços lineares.

teóricos, ser facilmente ultrapassado por manipulação das expressões de cálculo, mas como é sabido, essa modelação pode não corresponder à realidade. Efectivamente, os valores dos módulos de elasticidade existentes nas peças de uma obra são normalmente distintos dos valores estimados no cálculo. Este problema não pode ser definitivamente resolvido senão em aplicações práticas, de qualquer modo são propostas técnicas para a sua resolução no referido capítulo.

◆ Admite-se que os carregamentos evolutivos se baseiam nas acções previstas em vários documentos e normas devidamente reconhecidos. São, no entanto, adoptados parâmetros que não são neles considerados, mas cuja definição é necessária para a caracterização dos ditos carregamentos. Embora, no capítulo 6 sejam propostas técnicas simplificadas para a determinação desses parâmetros, esta matéria deverá ser alvo de posterior investigação.

◆ Finalmente, admite-se que os sistemas mecânicos terão aptidão para realizar as funções previstas. Embora não haja neste trabalho lugar para uma verificação exaustiva dos aspectos mecânicos envolvidos, foi feita uma pesquisa extradisciplinar no sentido de se assegurar a viabilidade dos meios mecânicos considerados. Esse estudo é também exposto no capítulo 5 do presente trabalho.

IV.4.2 - Estratégia de controlo por autocontrolo ou por limitação de tensões em secções críticas

No controlo estático pretende-se limitar as variações de tensões em todas as fibras de uma estrutura. Nessa perspectiva, existiria à partida um número infinito de graus de liberdade e, conseqüentemente, de variáveis de controlo.

Porém, verifica-se que na ocorrência de determinados carregamentos existem conjuntos de fibras contíguas que têm variações de tensões com o mesmo sinal, ou seja, têm evoluções tensionais com a mesma tendência, pelo que se passam a designar por *conjuntos de fibras de igual tendência*.

Em cada um desses conjuntos de fibras existe uma onde é atingido o máximo das tensões positivas (tracções) durante a efectivação do carregamento evolutivo. Designam-se *secções críticas* às secções que as incluem^(*).

Ora, se a acção de um sistema de controlo provocar tensões contrárias às que um carregamento evolutivo provoca num conjunto de fibras de igual tendência, e se essa acção for determinada em função da tensão da fibra mais traccionada da secção crítica, esse sistema

^(*) A consideração dos conjuntos de fibras de igual tendência visa relacionar o comportamento de uma infinidade de graus de liberdade, com o comportamento de um número finito de graus de liberdade, que coincidem, precisamente, com o número de secções críticas ou secções de controlo.

poderá minorar as tensões nas zonas mais tensionadas da estrutura. Naturalmente o pré-esforço é uma forma privilegiada de efectivar essa acção de controlo.

A estratégia de controlo por autocontrolo, ou por limitação de tensões em secções críticas consiste em provocar incrementos de tensão (*contrações*) num sistema de pré-esforço orgânico sempre que o *signal de saída* indicar que a *variável de controlo* (σ_{sc}) (tensão na fibra mais traccionada da secção crítica) ultrapassar um determinado valor de referência e, provocar incrementos de tensão simétricos (*descontrações*) quando outro valor de referência for alcançado pela mesma variável.

Esses sistemas são accionados segundo combinações de leis de controlo binárias que se limitam a aumentar, manter ou diminuir a acção do sistema, dependendo da evolução da variável de controlo (σ_{sc}).

Esta estratégia, que revela algumas afinidades com a estratégia por realimentação negativa, é de aplicação imediata em vigas simplesmente apoiadas e pode ser generalizada para vigas contínuas conforme adiante se irá verificar, sendo neste último caso, necessário ter em consideração determinados aspectos que serão oportunamente considerados.

IV.4.3 - Controlo estático numa viga simplesmente apoiada sujeita à acção de uma carga rolante

Considere-se a viga simplesmente apoiada representada na figura IV.9 sujeita à acção de um carregamento evolutivo que é definido por uma carga rolante Q animada de uma velocidade constante v e, admita-se que, por hipótese, a viga é de secção constante (com área A , inércia I e com a distância do eixo neutro à fibra inferior V).

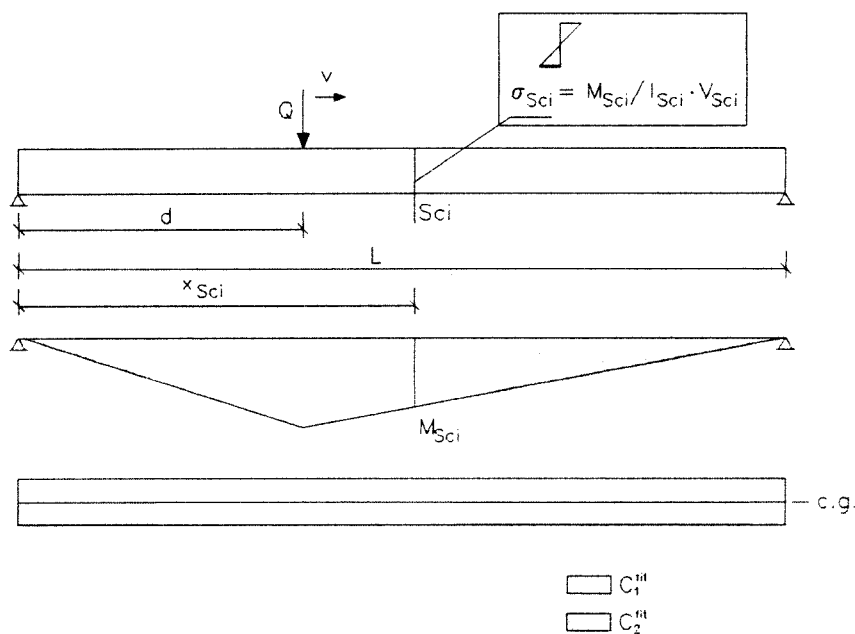


Figura IV.9 - Viga simplesmente apoiada solicitada por uma carga rolante Q

Sendo admitida a linearidade na relação entre tensões nas fibras de qualquer secção e os respectivos momentos flectores, e tendo em conta o diagrama da figura IV.9, constata-se que uma viga simplesmente apoiada é no seu todo um elemento estrutural com dois conjuntos de fibras de igual tendência (as fibras inferiores ao eixo neutro C_1^{fit} e as fibras superiores ao mesmo C_2^{fit}) isto, tendo em conta o carregamento evolutivo em causa. De igual modo, como a viga é de secção constante, pode identificar-se a secção crítica S_{ci} , ou *secção de controlo*, como sendo a secção do meio vão.

Conclui-se, assim, que se pode controlar o estado de tensão da viga, recorrendo a um sistema de pré-esforço orgânico (que se passa a designar por SPO) que é comandado através de sinais emitidos na secção crítica S_{ci} .

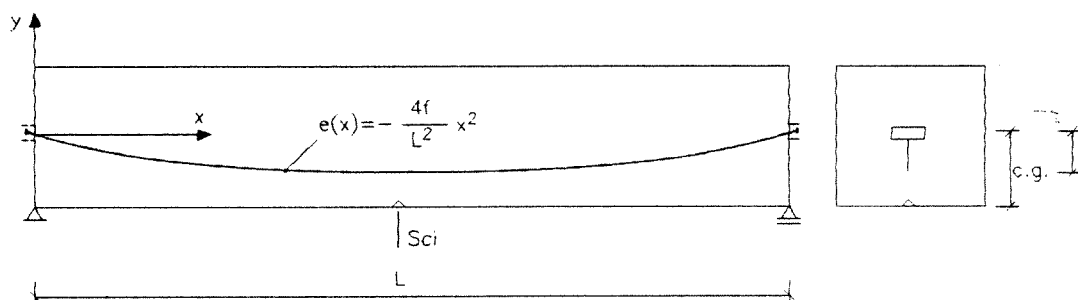


Figura IV.10 - Traçado do cabo e localização da secção de controlo do sistema de pré-esforço orgânico SPO

A escolha do traçado do cabo pode ser objecto de um processo de optimização durante a concepção do sistema orgânico. No entanto, por motivos de simplificação, irão admitir-se neste texto cabos com traçados convencionais. Aliás, havendo vantagens em fazer o sistema orgânico assumir uma parte das cargas permanentes^(*), o traçado deverá reflectir a sua vocação para as suster. A equação apresentada na figura IV.10 é a equação clássica de um cabo parabólico.

Se não se considerar a acção do sistema orgânico, o momento flector $M_{S_{ci}}$ na secção S_{ci} tem obviamente uma variação monótona crescente quando a carga se desloca da posição $d = 0$ para a posição $d = X_{S_{ci}}$, e uma variação monótona decrescente daí em diante, pelo que a variação correspondente da tensão $\sigma_{S_{ci}}$ (na fibra inferior da secção S_{ci}) se pode representar de acordo com o diagrama da figura IV.11.

(*) Conforme se irá verificar nos capítulos 6 e 7, os cabos orgânicos devem, na generalidade, ser dimensionados com uma componente fixa de modo a absorver uma parcela dos esforços devidos a cargas permanentes. Tal visa a minorar os efeitos de fadiga que, como é sabido, dependem da amplitude tensional de solicitações cíclicas.

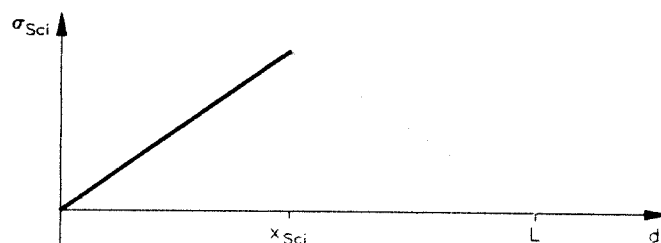


Figura IV.11 - Evolução da tensão σ_{Sci} na fibra inferior da secção Sci, durante a passagem da carga rolante Q

Se se tomar um percurso de influência monótona da carga (Q) e se se considerar a acção do sistema de pré-esforço orgânico (SPO) representado na figura IV.10 de modo a controlar a correspondente evolução do valor da tensão, mais concretamente, de modo a limitar as tracções nas fibras inferiores, pode-se definir uma *lei de actividade* (ou de lei de controlo) recorrendo a uma função tipo Heavyside que estabelece uma relação de comando binária muito simples e concretiza o que habitualmente se designa por *sistema de controlo On-Off*,

$$\begin{cases} \sigma_{Sci}^t < \Delta_{ci} \Rightarrow nc_{t+\Delta t} = nc_t \\ \sigma_{Sci}^t \geq \Delta_{ci} \Rightarrow nc_{t+\Delta t} = nc_t + 1 \end{cases} \quad (IV.1)$$

em que σ_{Sci}^t é a tensão na fibra inferior da secção de controlo (fibra de controlo) no instante t , Δ_{ci} é a *margem de compressão* na mesma fibra, e nc_t e $nc_{t+\Delta t}$ são, respectivamente, o número de contracções que o sistema SPO produz até aos instantes t e $t+\Delta t$.

O parâmetro Δ_{ci} define o nível tensional que faz actuar o sistema e estabelece a *margem de compressão* que existe na secção de controlo quando é emitido o sinal. Repare-se que este valor é ultrapassado pelo facto de existir um atraso (Δ_{at}) da resposta, que permite a continuação da evolução tensional provocada pela carga durante esse intervalo de tempo. Esse efeito será posteriormente abordado e devidamente incluído na formulação.

A cada contracção nc_k , ou seja a cada incremento de tensão no sistema de pré-esforço orgânico, está associada uma variação de tensão em todas as fibras da estrutura, nomeadamente na fibra inferior da secção de controlo S_{ci} . Naturalmente, a estratégia de controlo simplifica-se muito se esse incremento for constante em cada contracção, pois os cursos percorridos pelo êmbolo do cilindro de esticamento da ancoragem orgânica ao longo de cada contracção têm, então, sempre a mesma grandeza.

Se o cabo de pré-esforço orgânico for inicialmente tensionado com um determinado valor^(*), e seguidamente controlado por uma estratégia baseada na expressão (IV.1), então a evolução da tensão σ_{Sci} passa a assumir a configuração apresentada na Fig. IV.12.

(*) Para além do que foi referido na nota de rodapé anterior, em situações reais, é conveniente que o cabo orgânico coexista com cabos fixos aderentes que asseguram um melhor comportamento em estado limite último.

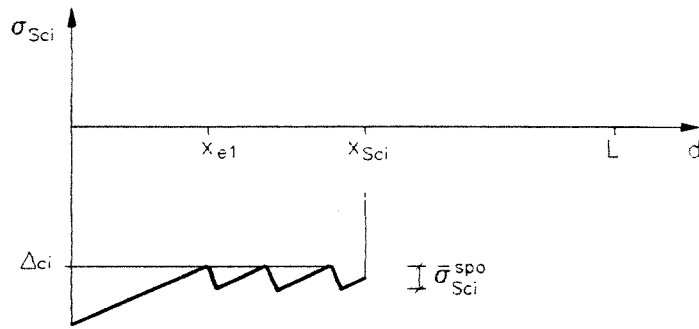


Figura IV.12 - Evolução da tensão $\sigma_{S_{ci}}$ na presença do sistema SPO, durante uma fase de carregamento monótona

O valor da amplitude tensional na fibra de controlo da secção S_{ci} devida a cada contracção do sistema SPO é constante e dado pela seguinte expressão:

$$\bar{\sigma}_{S_{ci}}^{spo} = -\frac{\Delta P_{SPO}}{A} - \frac{\Delta P_{SPO} \cdot f}{I} \cdot V \quad (IV.2)$$

em que ΔP_{SPO} é a força aplicada no cabo durante uma contracção^(*) e f é a excentricidade do cabo na mesma secção.

Sendo $\sigma_s(G)$ a tensão permanente na fibra inferior numa secção genérica S (devida às cargas verticais permanentes e ao pré-esforço permanente), $\sigma_s^d(Q)$ a mesma tensão devida à carga Q na posição de abcissa d , e $\sigma_s^{nc_k}(SPO)$ a mesma tensão devida à acção do sistema de pré-esforço SPO, quando o *estado de actividade* assume o valor nc_k , (ou seja, quando estão realizadas nc_k contracções) a tensão resultante nessa fibra no referido cenário é dada por:

$$\sigma_s^d = \sigma_s(G) + \sigma_s^d(Q) + \sigma_s^{nc_k}(SPO) \quad (IV.3)$$

Note-se que para se resolver a equação (IV.3) a única parcela indeterminada é a terceira ($\sigma_s^{nc_k}(SPO)$), já que, as outras duas podem ser obtidas através das expressões triviais de cálculo da estrutura base tendo em conta os carregamentos em causa:

$$\sigma_s(G) = p \cdot X_s \cdot \frac{L - X_s}{2 \cdot I} \cdot V \quad (IV.4)$$

(*) Por motivos de simplificação da exposição ignora-se nesta expressão as perdas de tensão ao longo do cabo, o que será detalhadamente tratado no capítulo 6.

$$\begin{cases} \sigma_s^d(Q) = Q \cdot \frac{(L-d)}{L \cdot I} \cdot X \cdot V \Leftrightarrow X_s \leq d \\ \sigma_s^d(Q) = Q \cdot \frac{d \cdot (L-X_s)}{L \cdot I} \cdot V \Leftrightarrow X_s > d \end{cases} \quad (IV.5)$$

Onde p representa a carga distribuída permanente na estrutura, X_s representa a abcissa da secção S e as outras variáveis já estão definidas^(*).

Ora, se os cursos de cada contracção do sistema orgânico forem iguais, tem-se:

$$\sigma_s^{nc_k}(SPO) = nc_k \times \bar{\sigma}_s^{spo} \quad (IV.6)$$

em que $\bar{\sigma}_s^{spo}$ é a tensão produzida na fibra inferior da secção S por uma contracção unitária do sistema SPO, valor também conhecido já que ΔP_{SPO} é definido *a priori*. Resta pois determinar o estado de actividade nc_k .

Como a expressão (IV.3) é válida para qualquer secção S , se $S=S_{ci}$ então:

$$\sigma_{Sci}^d = \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^d(Q) + \sigma_{Sci}^{nc_k}(SPO) \quad (IV.7)$$

substituindo a expressão (IV.6) na expressão (IV.7), tem-se:

$$\sigma_{Sci}^d = \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^d(Q) + nc_k \times \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \quad (IV.8)$$

Ora no instante t tem-se que $nc_k = nc_t$, e dadas a hipóteses admitidas, existe uma relação unívoca entre d e t ($d = v \times t$), pelo que a expressão (IV.8) pode ser escrita trocando-se o índice superior d :

$$\sigma_{Sci}^t = \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc_t \times \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \quad (IV.9)$$

obtendo-se assim a *equação caracterizadora do sistema estático* na medida em que determina a evolução da variável de controlo ao longo do tempo. Finalmente, substituindo esta expressão na expressão (IV.1), tem-se:

$$\begin{cases} \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc_t \times \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} < \Delta_{ci} & \Rightarrow nc_{t+\Delta t} = nc_t \\ \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc_t \times \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \geq \Delta_{ci} & \Rightarrow nc_{t+\Delta t} = nc_t + 1 \end{cases} \quad (IV.10)$$

^(*) Note-se que V assume valores negativos acima do centro de gravidade da peça e valores positivos na situação contrária.

que é a expressão que, usada iterativamente, permite determinar os estados de actividade (nc_i) de um sistema de pré-esforço orgânico durante uma fase de evolução monótona do carregamento.

A evolução do estado de actividade do sistema nessa fase do carregamento pode ser representada por um diagrama com a seguinte configuração tipo:

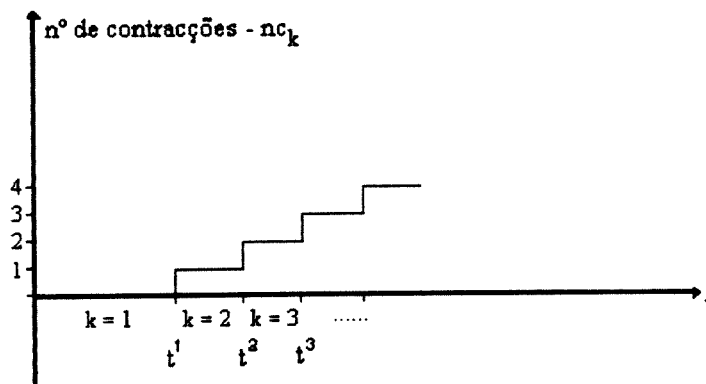


Figura IV.13 - Evolução do estado de actividade do sistema orgânico durante uma fase de carregamento monótona

Conforme se pode observar nas figuras IV.12 e IV.13, na fase do carregamento em análise existem períodos de estabilidade do sistema orgânico. Nesses períodos a estrutura exhibe um comportamento linear.

Esses períodos podem ser classificados pelo índice k , o que serve para ordenar os diferentes estados de actividade que o sistema orgânico assume. Isso permite que em vez de se tratar uma função continua que inclui informação superabundante, se considere apenas um conjunto discreto com a informação essencial. Conforme adiante se irá verificar, a definição destes períodos poderá ser relacionada com a discretização de estruturas, o que em termos de cálculo se traduz numa enorme simplificação metodológica.

Poder-se-á então definir *vector da evolução de actividade* de um sistema de pré-esforço orgânico associado a um determinado carregamento evolutivo Q , como um vector com nk colunas, correspondentes ao número de períodos estabilidade do sistema orgânico. Desse modo a entrada da coluna k é igual ao número de contrações mobilizadas até ao fim de cada período k .

$$\left[V_a^Q \right]^k = \left[nc_1 \quad nc_2 \quad \dots \quad nc_k \quad \dots \quad nc_{nk} \right] \quad (1 \times nk) \quad (IV.11)$$

O cálculo de uma viga simplesmente apoiada submetida à acção de nq carregamentos evolutivos pressupõe o cálculo dos nq vectores da evolução de actividade que lhes estão associados. Note-se que cada vector da evolução de actividade organiza informação para

calcular a tensão em qualquer ponto da estrutura, e numa qualquer fase do carregamento Q_g que lhe está associado.

Se, em analogia com o raciocínio anterior, se definir o valor Δ_{ai} como o nível tensional que, quando atingido, origina uma “descontracção” do sistema orgânico, basta adicionar uma outra condição ao sistema (IV.10) para obter a lei de actividade do sistema orgânico para o período total do carregamento [P2], [P3]:

$$\begin{cases} \Delta_{ai} < \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc_t \times \bar{\sigma}_{Sci} < \Delta_{ci} & \Rightarrow nc_{t+\Delta t} = nc_t \\ \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc_t \times \bar{\sigma}_{Sci} \geq \Delta_{ci} & \Rightarrow nc_{t+\Delta t} = nc_t + 1 \\ \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc_t \times \bar{\sigma}_{Sci} \leq \Delta_{ai} & \Rightarrow nc_{t+\Delta t} = nc_t - 1 \end{cases} \quad (IV.12)$$

Esta expressão torna-se generalizada quando considerada conjuntamente com condições limite que serão posteriormente consideradas na formulação (ver ponto IV.4.10).

A aplicação de algoritmos de actividade utilizando a expressão (IV.12) conduz a uma história de evolução da tensão σ_{Sci} com a configuração tipo apresentada na figura IV.14.

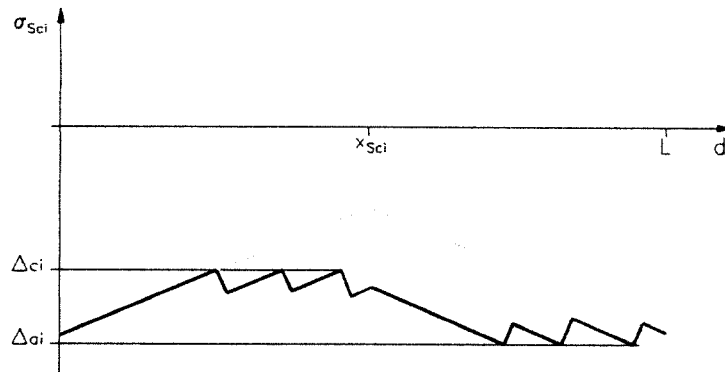


Figura IV.14 - Evolução da tensão σ_{Sci} na presença do sistema SPO, durante a passagem da carga Q

Conforme se pode depreender da expressão (IV.12) e da figura IV.14, o vector de actividade passa a conter valores crescentes durante a fase de carregamento monótona crescente, e valores decrescentes na fase monótona decrescente.

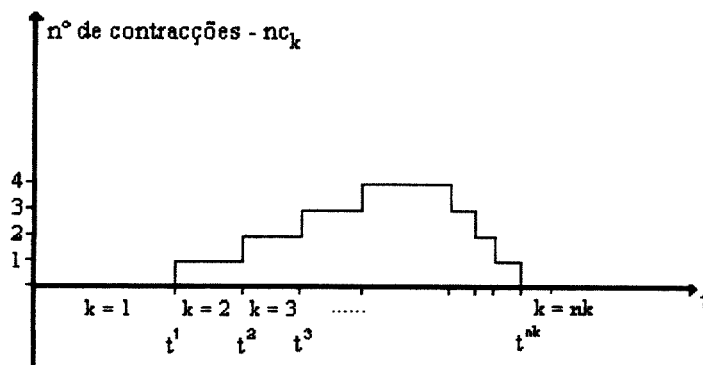


Figura IV.15 - Estado de actividade do sistema orgânico durante a passagem da carga Q

Note-se que, para todos os efeitos, de acordo com a definição da lei de actividade, dois quaisquer estados de actividade consecutivos no tempo, são sempre consecutivos na grandeza

$$|nc_{k+1} - nc_k| \leq 1 \quad (IV.13)$$

Durante esse mesmo período, e sem considerar a acção do sistema orgânico, a evolução da tensão na fibra inferior duma secção (S_m) localizada a montante da secção crítica terá uma configuração tipo, que apesar de não ser simétrica, é de algum modo semelhante.

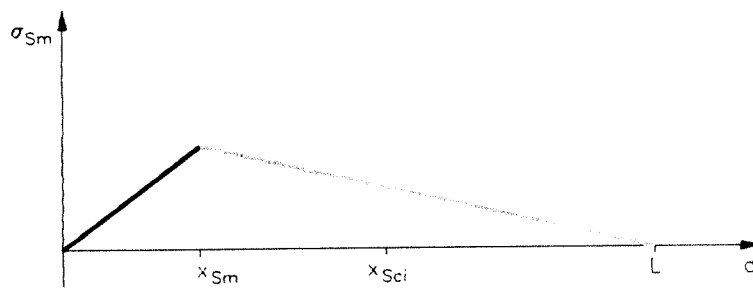


Figura IV.16 - Evolução da tensão σ_{Sm} na fibra inferior da secção de abcissa x_{Sm} , devido à passagem da carga rolante Q

Mas, considerando a acção do sistema orgânico, e admitindo-se de igual modo a lei de actividade (IV.12), a evolução da tensão no mesmo período assume uma configuração substancialmente diferente:

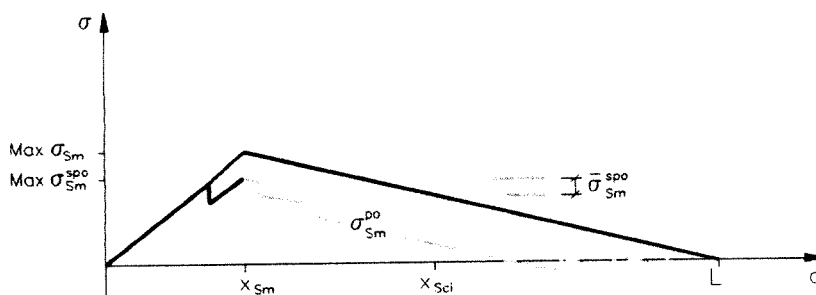


Figura IV.17 - Evolução da tensão σ_{Sm} na presença e na ausência do sistema SPO, durante a passagem da carga Q

O valor da amplitude tensional $\bar{\sigma}_{Sm}^{spo}$ pode ser obtido com recurso a uma expressão semelhante à apresentada em (IV.2) desde que nela se substitua o valor da excentricidade do cabo na secção crítica (f) pelo valor da excentricidade existente na secção S_m e que é dado pela expressão indicada na figura IV.10.

Analisando as diferenças entre as tensões controladas nas secções S_{ci} e S_m é-se confrontado com uma particularidade importante da estratégia proposta.

Defina-se grau de efectividade de um sistema orgânico numa determinada fibra como a relação entre a diferença dos dois máximos tensionais atingidos nessa fibra, sem e com controlo, e o máximo alcançado na mesma fibra sem controlo:

$$E_s(SPO) = \frac{(\text{Máx } \sigma_s - \text{Máx } \sigma_s^{spo})}{\text{Máx } \sigma_s} \quad (\text{IV.14})$$

Tendo em conta este parâmetro, se se comparar as figuras IV.14 e IV.17, pode constatar-se que o sistema orgânico se revela menos efectivo na secção S_m do que na secção crítica S_{ci} já que na fase de crescimento da tensão apenas se consome uma contracção, consumindo-se as outras duas numa fase, em que para esta secção, as contracções são positivamente desnecessárias.

Seguindo o mesmo raciocínio, e considerando agora uma secção ainda mais a montante, ou seja, uma secção a montante da abcissa onde se encontra a carga Q quando é emitido o primeiro sinal (ponto de abcissa X_{e1} - ver figura IV.12), obter-se-ia um diagrama que seria contínuo na fase crescente mesmo quando a estrutura estivesse dotada do sistema orgânico. Na correspondente fibra inferior o sistema orgânico exibiria, nesse caso, um grau de efectividade nulo.

Embora esta propriedade da estratégia proposta possa exigir a eventual tomada de medidas correctivas (o que é aprofundado no capítulo 7), a mesma é na generalidade perfeitamente aceitável, já que, conforme se depreende do exposto o sistema orgânico é menos efectivo nas fibras onde existem menores variações tensionais, ou seja, precisamente nas fibras onde a acção do sistema orgânico é menos necessária.

Para se proceder a uma análise estática evolutiva de acordo com a presente metodologia é necessária a fixação *a priori* de algumas das variáveis consideradas, nomeadamente, as margens de compressão e actividade, os valores dos incrementos tensionais e o traçado do cabo orgânico. Aliás, a escolha desses parâmetros não são afinal, mais do que opções de projecto. Esse processo, conjuntamente com a tomada de outras opções complementares que posteriormente se analisarão, vai, em última instância, determinar o grau de controlo atingido.

IV.4.4 - Controlo estático numa viga contínua sujeita à acção de uma carga rolante

Considere-se agora um tramo genérico de uma viga contínua sujeita à acção de um carregamento evolutivo, de igual modo, caracterizado pela passagem da carga Q animada de uma velocidade constante v . Admita-se tal como no caso anterior, que a viga é de secção constante.

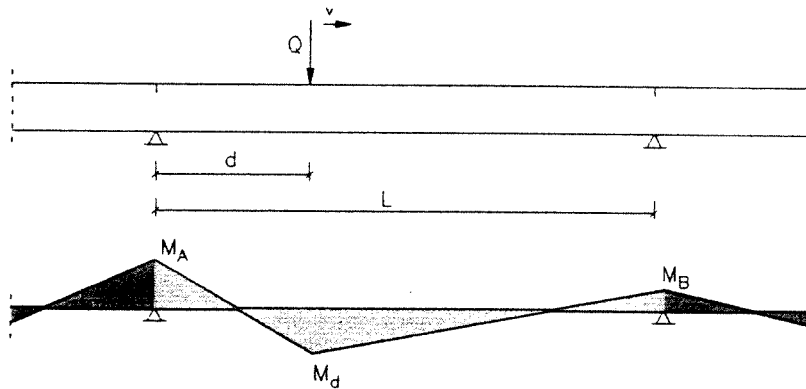


Figura IV.18 - Viga contínua solicitada por uma carga rolante Q

Neste caso, durante o carregamento evolutivo ocorrem momentos positivos e momentos negativos em diferentes zonas da peça. Isso traduz-se na existência de vários conjuntos de fibras de igual tendência.

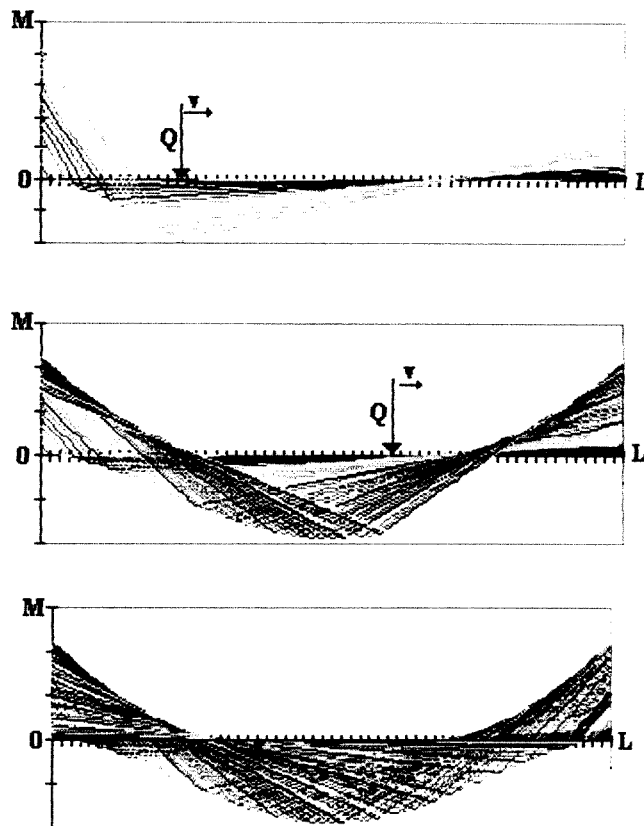


Figura IV.19 - Evolução dos diagramas de momentos na viga contínua devido à passagem da carga rolante Q

Por outro lado, e considerando a envolvente resultante do mesmo carregamento evolutivo, constata-se que existem fibras que exibem um comportamento ambíguo ao longo do referido carregamento, assumindo tendências contrárias em fases distintas.

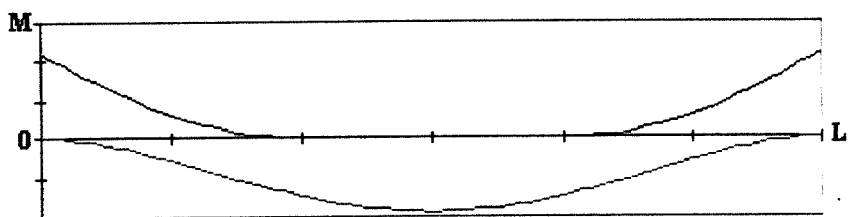


Figura IV.20 - Envoltórias de momentos na viga contínua resultantes da passagem da carga rolante Q

Poder-se-á, no entanto, incluir esses conjuntos de fibras ambíguas em conjuntos de fibras de igual tendência, definindo a sua tendência em função da máxima tensão absoluta alcançada ao longo do carregamento evolutivo.

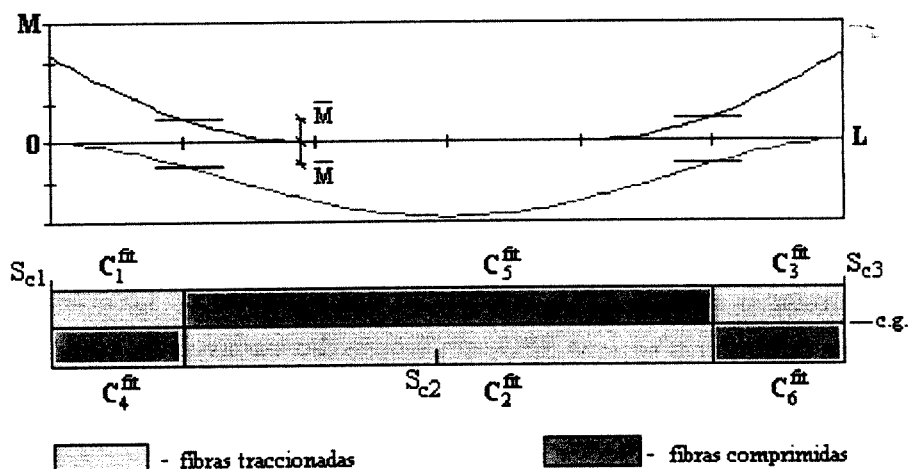


Figura IV.21 - Conjuntos de fibras de igual tendência num tramo de uma viga contínua

Assumindo esses pressupostos no tramo em análise, identificam-se seis conjuntos de fibras de igual tendência^(*), onde os três primeiros (C_1^{fit} , C_2^{fit} e C_3^{fit}) incluem as fibras que têm tendência a ser tracionadas e os três restantes (C_4^{fit} , C_5^{fit} e C_6^{fit}) incluem as fibras que têm tendência a ser comprimidas. Definidos esses conjuntos podem fixar-se as secções críticas (S_{c1} , S_{c2} e S_{c3}) que correspondem às secções onde ocorrem os máximos tensionais em cada um dos primeiros três conjuntos.

A tendência tensional das fibras da peça em questão pode evidentemente ser contrariada pela acção de um cabo de pré-esforço parabólico com um traçado convencional. Verifica-se, no entanto, que atendendo à evolução das tensões nas fibras mais tracionadas das secções de controlo (na ausência de uma acção de controlo), existe um desfasamento nos respectivos troços de monotonia.

^(*) Em vigas contínuas regulares as secções de transição localizam-se a uma distância dos apoios próxima de $L/6$.

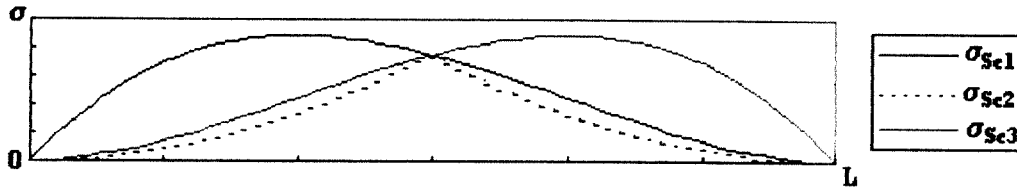


Figura IV.22 - Evolução das tensões σ_{sc1} , σ_{sc2} e σ_{sc3} durante a passagem da carga Q , sem controlo

Para obviar este problema, pode-se dotar a estrutura de dois sistemas orgânicos que servindo o mesmo conjunto de fibras de igual tendência, têm a sua acção complementar.

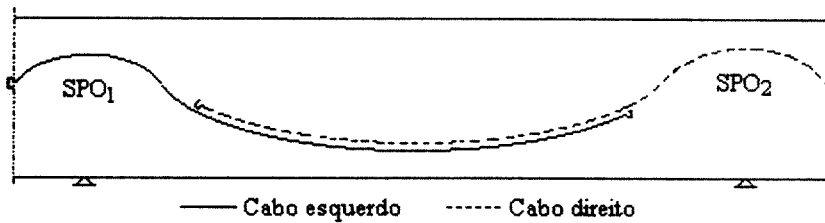


Figura IV.23 - Implantação de dois sistemas orgânicos para controlo de um tramo intermédio de uma viga contínua

Se se controlar o sistema SPO_1 em função das variáveis de controlo σ_{sc1} e σ_{sc2} e analogamente se se controlar o sistema SPO_2 em função das variáveis de controlo σ_{sc2} e σ_{sc3} , poder-se-á seguir a metodologia de controlo proposta no ponto anterior, desde que se adoptem algumas pequenas adaptações, que são seguidamente expostas.

Ora, considerando desde já o carregamento total (ou seja, os dois troços de monotonia) cada sistema SPO_j poderá ter uma lei de actividade resultante da conjunção de duas leis binárias que se definem implicitamente de um modo semelhante à exposta no ponto anterior, podendo essa mesma lei ser expressa por uma função de Heavyside composta:

$$\begin{cases} \sigma_{sc1}^t \geq \Delta_{c1}^j \wedge \sigma_{sc2}^t \geq \Delta_{c2}^j & \Rightarrow nc^{t+\Delta t}_j = nc^t_j + 1 \\ \sigma_{sc1}^t \leq \Delta_{a1}^j \vee \sigma_{sc2}^t \leq \Delta_{a2}^j & \Rightarrow nc^{t+\Delta t}_j = nc^t_j - 1 \\ (\sigma_{sc1}^t > \Delta_{a1}^j \wedge \sigma_{sc2}^t > \Delta_{a2}^j) \wedge (\sigma_{sc1}^t < \Delta_{c1}^j \vee \sigma_{sc2}^t < \Delta_{c2}^j) & \Rightarrow nc^{t+\Delta t}_j = nc^t_j \end{cases} \quad (IV.15)$$

Note-se que o índice j se refere ao número de referência do sistema de pré-esforço orgânico SPO_j e que a ordenação das secções de controlo $Sc1^j$ é feita nesta expressão através do índice l (que pode assumir os valores 1 ou 2) e que se refere a numeração de cada secção de controlo no sistema local j .

Como a estrutura do sistema (IV.15) é uma conjunção de três funções unívocas, para demonstrar que o mesmo é determinado basta verificar que os subdomínios de cada inequação são complementares em \mathcal{R}^2 , ou seja, basta verificar que a intercepção entre dois subdomínios

(quaisquer que eles sejam) é sempre um conjunto vazio e que a reunião dos três sub-domínios é o próprio domínio \mathcal{R}^2 . Na figura IV.24 recorrendo-se ao Plano de Gauss e aos tradicionais conceitos dos domínios planos pode-se constatar que essas condições se verificam, pelo que se demonstra que o sistema é determinado.

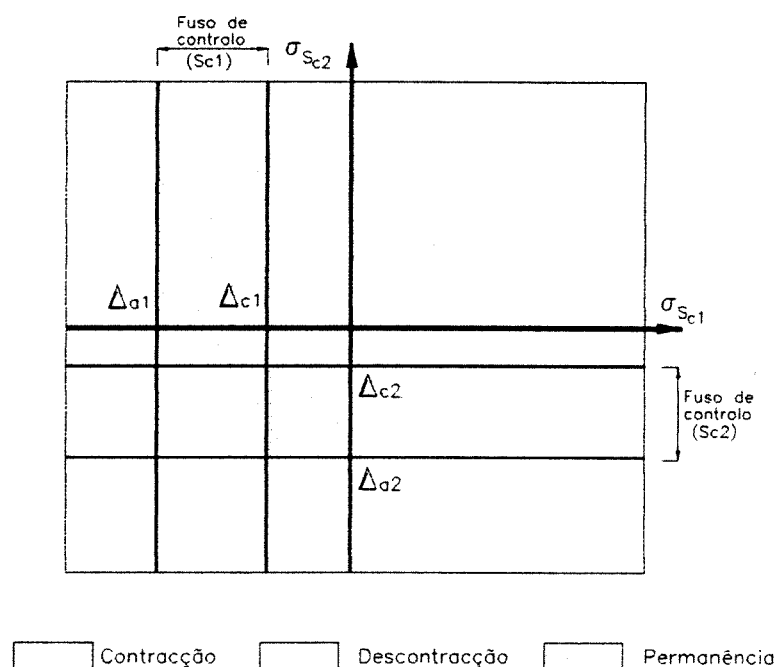


Figura IV.24 - Representação planimétrica dos subdomínios definidos pelas inequações da lei de actividade

Será relevante salientar que o circuito de sinalização que origina contrações deverá estar ligado em série já que o sistema só é accionado se em ambas as secções de controlo que lhes estão associadas forem atingidas ou ultrapassadas as respectivas margens de compressão (instrução conjuntiva - 1ª inequação do sistema IV.15). Significa isto, que na secção de controlo mais sensível perante um determinado carregamento a margem de compressão pode ser ultrapassada - naturalmente é fundamental ter em conta este aspecto num dimensionamento de uma estrutura orgânica.

Nos processos de descontração, pelo contrário, os limites de compressão, ou margens de actividade, nunca são ultrapassados já que basta que numa das secções de controlo afectas a um sistema orgânico seja atingido o respectivo limite para que seja emitido o sinal de descontração (instrução disjuntiva - 2ª inequação do sistema (IV.15)). Neste caso o sistema de sinalização estará ligado em paralelo.

A aplicação dessa lei de controlo conduz a diagramas de evolução tensionais das secções de controlo (indiciadas com numeração i no sistema global) com a seguinte configuração tipo:

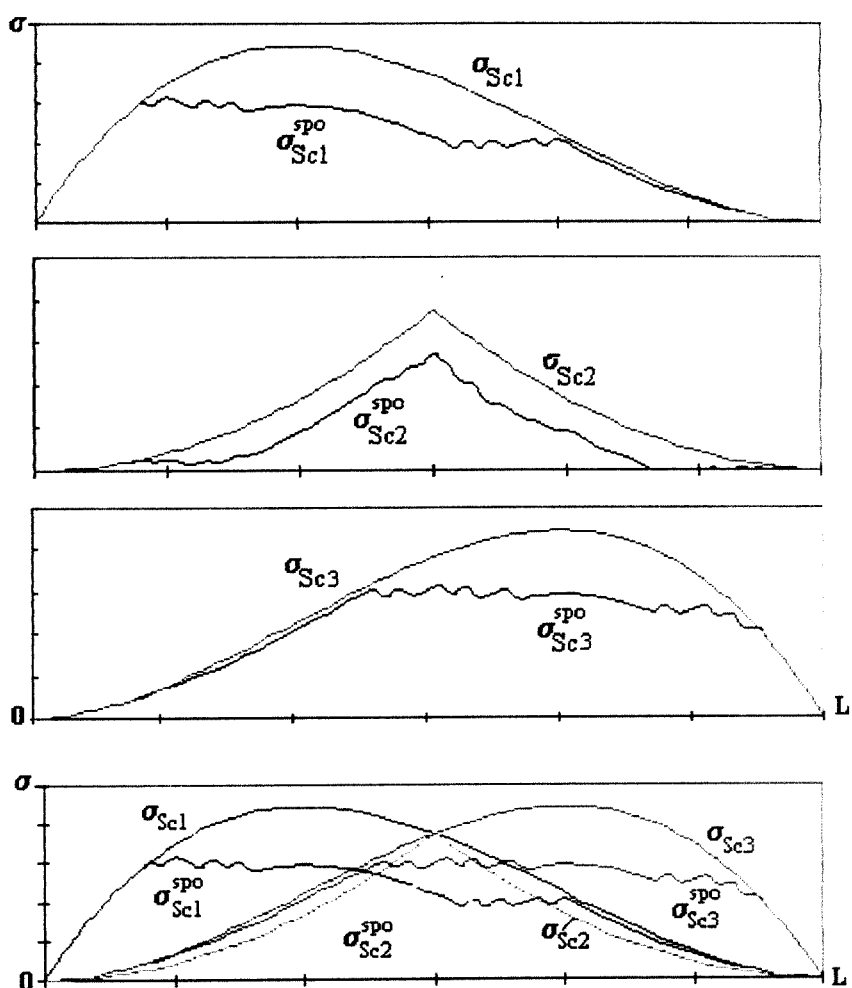


Figura IV.25 - Evolução das tensões σ_{Sc1} , σ_{Sc2} e σ_{Sc3} durante a passagem da carga Q , com controlo e sem controlo

Tal como no ponto anterior, ainda não é considerado o efeito dos atrasos de resposta dos sistemas orgânicos, pelo que, os diagramas correspondentes às evoluções com controlo apresentam uma configuração próxima da simétrica.

Os “degraus” existentes nas evoluções tensionais controladas nas secções i (do sistema global) correspondem aos incrementos de tensão $\bar{\sigma}^j_{Sci}$ resultantes da contracção unitária dos sistemas orgânicos j . Esses incrementos unitários podem ser calculados com base numa expressão semelhante à expressão (IV.2) sendo no entanto necessário adicionar o incremento tensional devido à componente hiperstática do pré-esforço:

$$\bar{\sigma}^j_{Sci} = -\frac{\Delta P_{SPO^j}}{A} - \frac{\Delta P_{SPO^j} \cdot e^j(x_{Sci})}{I} \cdot V + \frac{\bar{M}^j_{Sci}}{I} \cdot V \quad (IV.16)$$

onde $e^j(x_{Sci})$ é a excentricidade do cabo do sistema SPO_j na secção S_{ci} , e \bar{M}^j_{Sci} é a já referida parcela devida ao efeito hiperstático do pré-esforço e que pode ser calculada de muitas formas conforme é explicado no capítulo 6.

Salienta-se que tal como no ponto anterior se desprezou o efeito das perdas de tensão o que faria com que o valor de ΔP_{SPO_j} variasse ao longo da viga. Para além disso, nas zonas localizadas à esquerda da ancoragem esquerda do cabo j e nas zonas localizadas à direita da ancoragem direita do mesmo, esse valor é nulo pelo que nessas secções, o incremento tensional dado na expressão (IV.16) é nominalmente igual à terceira parcela.

A tensão existente nas fibras de uma secção genérica S da viga considerada quando a carga Q se encontra na posição de abcissa d , pode ser calculada pela seguinte expressão geral:

$$\sigma_s^d = \sigma_s(G) + \sigma_s^d(Q) + \sum_{j=1}^2 \sigma_s^{nc_k}(SPO_j) \quad (IV.17)$$

que é em tudo análoga à expressão (IV.3) distinguindo-se desta apenas pelo facto da terceira parcela ser substituída por um somatório em cujo índice superior é igual ao número de sistemas orgânicos implantados na estrutura, e que neste caso são dois. O conjunto de sistemas orgânicos constituintes de uma estrutura orgânica passa a designar-se por *aparelho orgânico*.

As primeiras duas parcelas da expressão (IV.17) podem ser obtidas procedendo ao cálculo trivial da estrutura sujeita aos carregamentos em causa. Mas, a última parcela da referida expressão, pressupõe o conhecimento do estado de actividade de ambos os sistemas orgânicos na fase k do carregamento (na qual a carga se encontra na posição d).

Ora, admitindo novamente que os cursos percorridos pelos cilindros de esticamento em cada contracção são constantes, usando a linearidade da relação entre o tempo e a posição, e tendo em conta que a expressão (IV.17) é válida para qualquer secção S , obtém-se a expressão caracterizadora do sistema estático:

$$\sigma_{Scl^j}^f = \sigma_{Scl^j}(G) + \sigma_{Scl^j}^f(Q) + \sum_{j=1}^2 \bar{\sigma}_{Scl^j}^j \cdot nc_j^f \quad (IV.18)$$

que substituída na expressão (IV.15) permite calcular recursivamente o estado de actividade dos dois sistemas orgânicos ao longo do tempo. O cálculo estático da estrutura é, portanto, efectuado passo a passo.

A interpretação da expressão (IV.18) permite concluir que a tensão $\sigma_{Scl^j}^f$ numa secção de controlo $l^{(*)}$ do sistema j depende da actividade do sistema $j+1$, ora como a actividade do sistema j depende dessa tensão (IV.15), conclui-se que a actividade do sistema j depende da actividade do sistema $j+1$. Esta propriedade dos sistemas orgânicos designa-se *interactividade* e pode, quando não controlada, conduzir a fenómenos indesejáveis como a *hiperactividade*, a

(*) Por motivos de simplificação do texto, a expressão “tensão na fibra mais traccionada da secção de controlo” passa a ser sinteticamente expressa por “tensão na secção de controlo”. Naturalmente, em casos em que possam surgir eventuais equívocos, usar-se-á a expressão mais rigorosa.

neutralização da sensibilidade dos sistemas orgânicos ou mesmo a certos fenómenos de *instabilidade*. Estes fenómenos serão devidamente tratados nos pontos finais deste capítulo.

A evolução dos estados de actividade dos dois sistemas orgânicos considerados, quando estes são activados de acordo com as leis propostas, assume a seguinte configuração tipo:

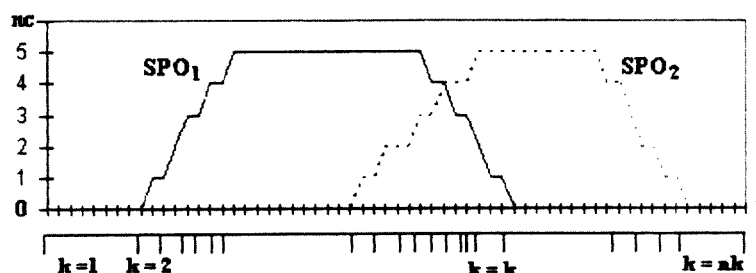


Figura IV.26 - Evolução dos estados de actividade dos sistemas SPO₁ e SPO₂ durante a passagem da carga Q

Em princípio, e de acordo com a figura IV.26, numa viga contínua quando a carga Q percorre a primeira metade dum tramo o sistema orgânico esquerdo é mais activado, verificando-se que a partir daí o sistema orgânico direito se assume mais activo. Essa evolução de actividades reflecte a evolução tensional nas secções críticas, e tem por isso troços de monotonia aproximadamente coincidentes com os das variáveis de controlo (ver figura IV.22). Naturalmente, quanto maior for essa semelhança, mais eficiente é o aparelho orgânico. Em aplicações práticas, porém, esta tendência pode-se tornar mais esbatida devido às várias condicionantes existentes, e devido aos atrasos da resposta que, conforme se irá verificar, reduzem a simetria provocando menores inclinações nos troços crescentes.

Neste caso os períodos de comportamento linear da estrutura coincidem com os períodos de estabilidade simultânea dos dois sistemas orgânicos, pelo que aumentam significativamente o número nk de fases relevantes do carregamento em relação ao caso analisado no ponto anterior. Para além disso, há lugar para a definição de uma *matriz de actividade* $[M_a^Q]^k$ em vez de vector de evolução de actividade, já que, a estrutura inclui dois sistemas orgânicos, ou seja, o aparelho orgânico não é singular:

$$[M_a^Q]^k = \begin{bmatrix} nc_1^1 & nc_1^1 & \dots & nc_1^k & \dots & nc_1^{nk} \\ nc_2^1 & nc_2^2 & \dots & nc_2^k & \dots & nc_2^{nk} \end{bmatrix} \quad (2 \times nk) \quad (IV.19)$$

Estabelecidas as expressões de controlo para um vão intermédio de uma viga contínua, poder-se-á organizar a formulação de modo a contemplar a estrutura no seu todo. Seguindo o mesmo tipo de raciocínio que nos casos anteriores, nos vãos extremos encontram-se duas secções de controlo, uma das quais terá uma abcissa que será função da relação de vãos (e da evolução longitudinal da secção caso a viga não seja de inércia constante).

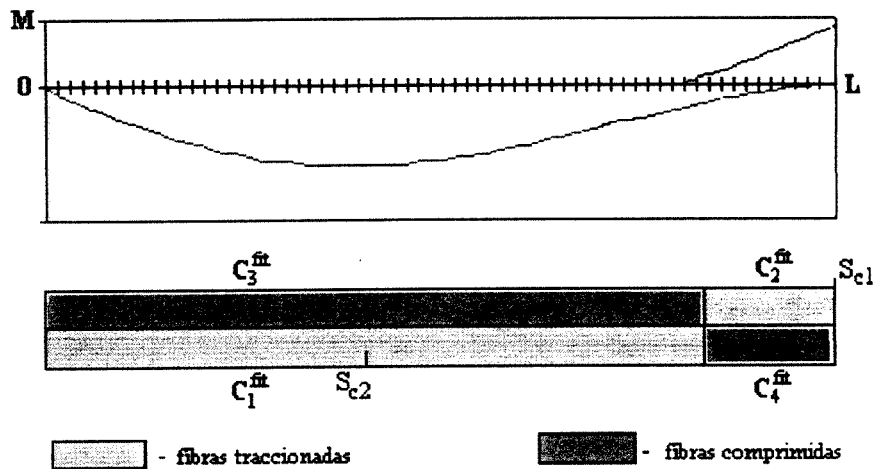


Figura IV.27 - Conjuntos de fibras de igual tendência e localização das secções de controlo num tramo extremo de uma viga contínua

Neste caso, os conjuntos de fibras de igual tendência correspondem a uma situação intermédia dos dois casos anteriores.

As envolventes de momentos representadas na figura IV.21 resulta de um carregamento evolutivo análogo ao que foi anteriormente definido, havendo nessas circunstâncias uma evolução tensional nas fibras extremas das secções de controlo que tem a seguinte configuração tipo:

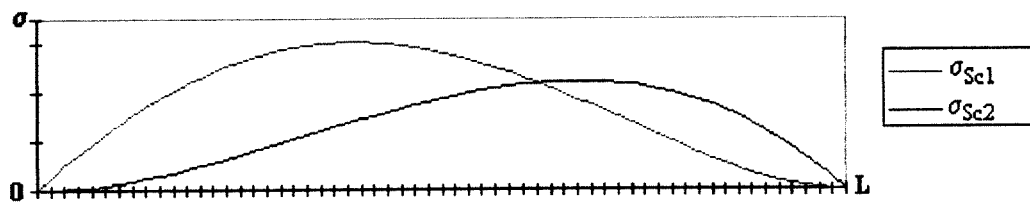


Figura IV.28 - Evolução das tensões σ_{Sc1} e σ_{Sc2} de um vão extremo de uma contínua durante a passagem da carga Q

Usando um critério análogo ao anterior poder-se-ia considerar mais uma vez dois cabos para controlar o estado tensional do vão em causa:

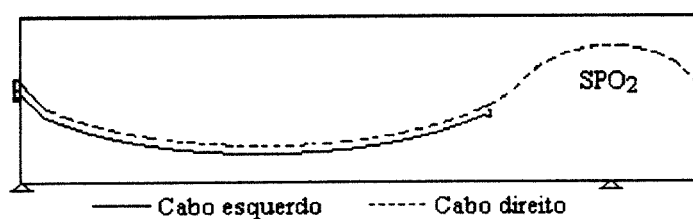


Figura IV.29 - Solução com dois sistemas orgânicos para controlo do estado tensional de um vão extremo

Mas, como nesta solução, o cabo esquerdo tem um traçado integralmente coincidente com o cabo direito, e como apenas há duas secções críticas, irá optar-se por recorrer apenas ao sistema orgânico direito para controlar os vãos extremos, pelo que numa viga contínua com nv vãos o aparelho orgânico deverá incluir $nso = (2 \cdot nv - 2)$ sistemas orgânicos.

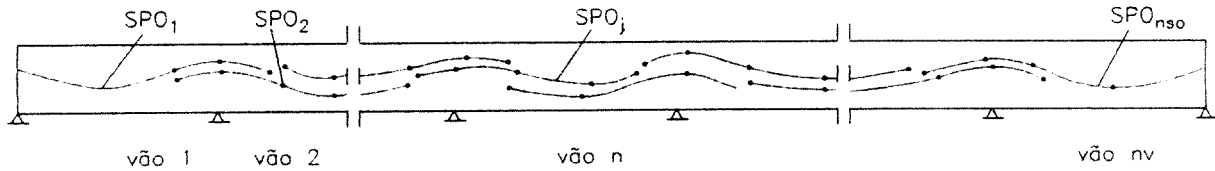


Figura IV.30 - Implantação de sistemas orgânicos numa viga contínua com nv tramos

Se se pretender agora generalizar as expressões para uma viga contínua com nv tramos, basta relacionar o índice l de numeração local das secções de controlo com o índice i de numeração geral das mesmas e, verificando a linearidade, trocar os índices^(*). Nessas circunstâncias, a expressão IV.18 passa a assumir a seguinte forma:

$$\sigma_{Sci}^j = \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^j(Q) + \sum_{j=1}^{nso} \bar{\sigma}_{Sci}^j \cdot nc_j^t \quad (IV.20)$$

onde nso representa o número total de sistemas orgânicos da estrutura.

De igual modo a expressão que define o estado de actividade dos nso sistemas orgânicos pode ser rescrita trocando os índices [P4]:

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^t \geq \Delta_{c1}^j \wedge \sigma_{Sc(j+1)}^t \geq \Delta_{c2}^j & \Rightarrow nc^{t+\Delta t}_j = nc_j^t + 1 \\ \sigma_{Scj}^t \leq \Delta_{a1}^j \vee \sigma_{Sc(j+1)}^t \leq \Delta_{a2}^j & \Rightarrow nc^{t+\Delta t}_j = nc_j^t - 1 \\ (\sigma_{Scj}^t > \Delta_{a1}^j \wedge \sigma_{Sc(j+1)}^t > \Delta_{a2}^j) \wedge (\sigma_{Scj}^t < \Delta_{c1}^j \vee \sigma_{Sc(j+1)}^t < \Delta_{c2}^j) & \Rightarrow nc^{t+\Delta t}_j = nc_j^t \end{cases} \quad (IV.21)$$

O estado de actividade dos sistemas orgânicos é definido pela expressão (IV.21) tanto nos vãos extremos como nos vãos intermédios. Fazendo uso dessa informação, pode-se, finalmente organizar a matriz de actividade global que tem nk colunas correspondentes ao mesmo número de fases em que estão simultaneamente estáveis os nso sistemas orgânicos constituintes da estrutura orgânica:

(*) A secção de controlo Sc_l do sistema j corresponde a secção $i=j-l+1$ da estrutura orgânica. Logo como l assume os valores 1 e 2, o sistema orgânico j é controlado pelas secções de controlo j e $j+1$ do sistema global.

$$[M_a^o]_j^k = \begin{bmatrix} nc_1^1 & nc_1^2 & \dots & nc_1^k & \dots & nc_1^{nk} \\ nc_2^1 & nc_2^2 & \dots & nc_2^k & \dots & nc_2^{nk} \\ nc_3^1 & nc_3^2 & \dots & nc_3^k & \dots & nc_3^{nk} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ nc_j^1 & nc_j^2 & \dots & nc_j^k & \dots & nc_j^{nk} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ nc_{nso}^1 & nc_{nso}^2 & \dots & nc_{nso}^k & \dots & nc_{nso}^{nk} \end{bmatrix} \quad (nso \times nk) \quad (IV.22)$$

Conforme adiante se irá verificar, a aplicação desta metodologia ao cálculo de estruturas orgânicas pressupõe o cálculo de nq matrizes de actividade correspondentes ao mesmo número de casos de carregamentos evolutivos que se considerem relevantes.

IV.4.5 - Aplicação da metodologia proposta em estruturas discretizadas

Conforme é sabido, grande parte dos mais utilizados métodos de cálculo de estruturas recorrem à sua discretização. Esta opção de cálculo, de fácil interpretação, envolve processos analíticos e numéricos que são de tratamento acessível e que se revelam compatíveis com os meios de cálculo mais comuns. Com o desenvolvimento destes métodos, entre os quais se destaca o método dos elementos finitos, tornou-se viável a modelação de estruturas muito complexas, tendo em conta fenómenos da mais variada ordem e assegurando níveis de precisão perfeitamente satisfatórios.

No cálculo de estruturas orgânicas isso também se verifica, já que, para além das vantagens que pressupõe no cálculo da estrutura base, a discretização pode simplificar significativamente o cálculo da estrutura orgânica no seu todo, desde que obedecendo a determinados critérios.

Com efeito, se por exemplo, se dividir a viga contínua apresentada no ponto anterior num número $nk^{(*)}$ de elementos iguais, de tal modo que seja razoável considerar que os diagramas de esforços na estrutura se mantêm constantes durante o período em que a carga Q percorre um qualquer desses elementos, e de forma a que esse período seja da mesma ordem de grandeza do menor período de estabilidade simultânea de cada par de sistemas orgânicos contíguos, poder-se-á tratar o problema de controlo de uma forma claramente mais concisa^(**).

(*) Salienta-se que o índice k mantém um significado semelhante ao atribuído no ponto anterior na medida em que está associado a uma fase do carregamento.

(**) A última condição indicada assegura que não seja possível ser emitida mais do que uma ordem de activação quando a carga rolante se encontra em cada elemento finito.

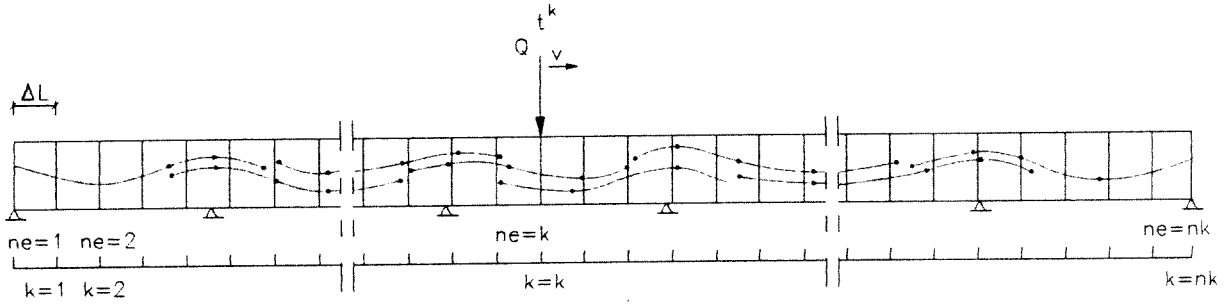


Figura IV.31 - Discretização da viga contínua em nk elementos

A discretização da viga poderá ser correspondida por uma discretização do tempo já que a velocidade constante (v) relaciona o instante do carregamento t^k com a correspondente posição da carga Q através duma expressão linear,

$$t^k = \frac{k \cdot \Delta L}{v} \quad (IV.23)$$

onde $\Delta L = L / nk$ é o comprimento de cada elemento ne .

De acordo com o que se viu anteriormente, a definição da matriz de actividade pressupõe o cálculo iterativo dos estados de tensão nas secções de controlo ao longo do carregamento, cálculo esse que pode ser efectuado através das expressões (IV.20) e (IV.21). A discretização da estrutura permite rescrever estas expressões de uma forma independente do tempo, ou seja, trocando o índice t pelo índice k .

$$\sigma_{Sci}^k = \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^k(Q) + \sum_{j=1}^{nso} \bar{\sigma}_{Sci}^j \cdot nc_j^k \quad (IV.24)$$

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^k \geq \Delta_{c1}^j \wedge \sigma_{Sc(j+1)}^k \geq \Delta_{c2}^j & \Rightarrow nc_j^{k+1} = nc_j^k + 1 \\ \sigma_{Scj}^k \leq \Delta_{a1}^j \vee \sigma_{Sc(j+1)}^k \leq \Delta_{a2}^j & \Rightarrow nc_j^{k+1} = nc_j^k - 1 \\ (\sigma_{Scj}^k > \Delta_{a1}^j \wedge \sigma_{Sc(j+1)}^k > \Delta_{a2}^j) \wedge (\sigma_{Scj}^k < \Delta_{c1}^j \vee \sigma_{Sc(j+1)}^k < \Delta_{c2}^j) & \Rightarrow nc_j^{k+1} = nc_j^k \end{cases} \quad (IV.25)$$

Dessa reformulação resulta o facto dos termos das expressões apresentadas deixarem de ser funções contínuas, para passarem a ser funções discretas, ou melhor, conjuntos finitos de valores que podem ser facilmente organizados em vectores e matrizes.

Assim sendo, e fazendo-se variar o índice j de 1 até nso (número total de sistemas orgânicos), numa fase do carregamento k , a expressão (IV.23) permite obter o vector de actividade $[V_a^k]_j$ que inclui a informação do estado de actividade de todos os sistemas orgânicos do aparelho orgânico em causa na referida fase do carregamento. Este vector assume a seguinte expressão:

$$[V_a^k]_j = \begin{bmatrix} nc_1^k \\ nc_2^k \\ \dots \\ nc_j^k \\ \dots \\ nc_{nso}^k \end{bmatrix} \quad (nso \times 1) \quad (IV.26)$$

Note-se que o vector de actividade corresponde precisamente à coluna k da matriz de actividade quando a mesma é determinada para nk fases definidas de acordo com o presente método de discretização.

$$[M_a]_j^k = [[V_a^1]_i \quad [V_a^2]_i \quad \dots \quad [V_a^k]_i \quad \dots \quad [V_a^{nk}]_i] \quad (nso \times nk) \quad (IV.27)$$

De igual modo, pode-se corresponder o primeiro termo da expressão (IV.24) com o *vector de tensões totais nas secções de controlo* no instante k e cuja expressão é a seguinte:

$$[V_{TT}^k]_i = \begin{bmatrix} \sigma_{Sc1}^k \\ \sigma_{Sc2}^k \\ \dots \\ \sigma_{Sci}^k \\ \dots \\ \sigma_{Sc(nso+1)}^k \end{bmatrix} \quad ((nso + 1) \times 1) \quad (IV.28)$$

Ainda da mesma forma, definem-se, o *vector de tensões permanentes nas secções de controlo* que por definição assume o mesmo valor em qualquer fase do carregamento, não dependendo por isso do índice k ,

$$[V_{TP}]_i = \begin{bmatrix} \sigma_{Sc1}(G) \\ \sigma_{Sc2}(G) \\ \dots \\ \sigma_{Sci}(G) \\ \dots \\ \sigma_{Sc(nso+1)}(G) \end{bmatrix} \quad ((nso + 1) \times 1) \quad (IV.29)$$

o *vector de tensões do carregamento na secção de controlo* no instante k ,

$$[V_{TQ}^k]_i = \begin{bmatrix} \sigma_{Sc1}^k(Q) \\ \sigma_{Sc2}^k(Q) \\ \dots \\ \sigma_{Sci}^k(Q) \\ \dots \\ \sigma_{Sc(nso+1)}^k(Q) \end{bmatrix} \quad ((nso + 1) \times 1) \quad (IV.30)$$

e a *matriz de incrementos de tensão unitários dos sistemas orgânicos nas secções de controlo*, que também é independente do instante do carregamento, e constitui como se irá verificar um elemento fundamental da caracterização de um aparelho orgânico:

$$[M_{Tiso}]_i^j = \begin{bmatrix} \bar{\sigma}_{Sc1}^1 & \bar{\sigma}_{Sc1}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{Sc1}^j & \dots & \bar{\sigma}_{Sc1}^{nso} \\ \bar{\sigma}_{Sc2}^1 & \bar{\sigma}_{Sc2}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{Sc2}^j & \dots & \bar{\sigma}_{Sc2}^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_{Sci}^1 & \bar{\sigma}_{Sci}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{Sci}^j & \dots & \bar{\sigma}_{Sci}^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_{Sc(nso+1)}^1 & \bar{\sigma}_{Sc(nso+1)}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{Sc(nso+1)}^j & \dots & \bar{\sigma}_{Sc(nso+1)}^{nso} \end{bmatrix} \quad ((nso + 1) \times nso) \quad (IV.31)$$

Note-se que as entradas numa banda envolvente da diagonal principal incluem os valores das tensões produzidas por cada sistema orgânico nas respectivas secções de controlo - os *incrementos tensionais directos*, enquanto as entradas restantes incluem os valores produzidos nas remanescentes secções de controlo, e que se passam a *designar incrementos tensionais interactivos*.

Uma vez definidos os vectores e a matriz correspondentes aos termos da expressão (IV.24) pode-se rescrever a mesma, agora com uma formulação matricial:

$$[V_{TT}^k]_i = [V_{TP}]_i + [V_{TQ}^k]_i + [M_{Tiso}]_i^j \times [V_a^k]_j \quad ((nso + 1) \times 1) \quad (IV.32)$$

Esta expressão, cujo conteúdo é idêntico ao da expressão (IV.24), permite definir o estado de tensão do sistema estático exclusivamente à custa da informação necessária nas secções fundamentais (S_{ci}) e nos instantes relevantes (k), tirando assim partido formal da discretização proposta.

IV.4.6 - Sistematização da metodologia de cálculo

Numa aplicação concreta, e dado o volume de cálculo envolvido, é do maior interesse que se proceda a uma sistematização da metodologia de cálculo.

Conforme se constatou anteriormente o cálculo de cada vector de actividade, (o que se traduz no cálculo da matriz de actividade) resulta da consideração alternada das expressões (IV.24) ou (IV.32) e da expressão (IV.25). Verifica-se porém que, as equações caracterizadoras do sistema estático podem ser rescritas de uma forma mais simples e sintética, podendo inclusivamente ser o seu conteúdo condensado na lei de actividade. Esta opção metodológica, que conforme se irá verificar, é de fácil interpretação física, assegura uma maior racionalização do processo de cálculo.

Sabendo-se à *priori* que para se conhecer o estado tensional de uma secção genérica num qualquer instante de um carregamento evolutivo Q_q é necessário definir previamente o estado de actividade do aparelho orgânico nesse mesmo instante, e pressupondo isso, o conhecimento do vector de tensões permanentes e do vector de tensões do carregamento, afigura-se como pertinente iniciar o cálculo da estrutura orgânica precisamente pela definição de toda a informação que consta da equação caracterizadora do sistema estático e que é independente da acção de controlo.

Já tendo sido anteriormente apresentado o vector de tensões permanentes, resta definir a *matriz de tensões do carregamento*, o que não é mais do que a assemblagem dos vectores de tensões do carregamento, afectos a cada fase do mesmo,

$$[M_{TQ}^Q]_i^k = [[V_{TQ}^1]_i, [V_{TQ}^2]_i, \dots, [V_{TQ}^k]_i, \dots, [V_{TQ}^{nk}]_i] \quad ((nso + 1) \times nk) \quad (IV.33)$$

Recorda-se que cada entrada desta matriz é obtida através do cálculo estático simples da estrutura base sujeita à acção do carregamento evolutivo na fase em questão.

Considerem-se, para além disso, duas matrizes constituídas pelas margens de compressão e margens de actividade afectas ao aparelho orgânico em questão:

$$[\Delta c]_j^i = \begin{bmatrix} \Delta_{c1}^1 & \Delta_{c2}^1 \\ \Delta_{c1}^2 & \Delta_{c2}^2 \\ \dots & \dots \\ \Delta_{c1}^j & \Delta_{c2}^j \\ \dots & \dots \\ \Delta_{c1}^{nso} & \Delta_{c2}^{nso} \end{bmatrix} \quad (nso \times 2) \quad (IV.34)$$

$$[\Delta a]_j^i = \begin{bmatrix} \Delta_{a1}^1 & \Delta_{a2}^1 \\ \Delta_{a1}^2 & \Delta_{a2}^2 \\ \dots & \dots \\ \Delta_{a1}^j & \Delta_{a2}^j \\ \dots & \dots \\ \Delta_{a1}^{nso} & \Delta_{a2}^{nso} \end{bmatrix} \quad (nso \times 2) \quad (IV.35)$$

Com base nestas matrizes é possível determinar em cada fase k do carregamento duas outras matrizes independentes do processo de controlo e que são dadas por:

$$\left[\overline{\Delta c^k} \right]_j^t = \begin{bmatrix} \Delta_{c1}^1 - \sigma_{Sc1}(G) - \sigma_{Sc1}^k(Q) & \Delta_{c2}^1 - \sigma_{Sc2}(G) - \sigma_{Sc2}^k(Q) \\ \Delta_{c1}^2 - \sigma_{Sc2}(G) - \sigma_{Sc2}^k(Q) & \Delta_{c2}^2 - \sigma_{Sc3}(G) - \sigma_{Sc3}^k(Q) \\ \dots & \dots \\ \Delta_{c1}^j - \sigma_{Scj}(G) - \sigma_{Scj}^k(Q) & \Delta_{c2}^j - \sigma_{Sc(j+1)}(G) - \sigma_{Sc(j+1)}^k(Q) \\ \dots & \dots \\ \Delta_{c1}^{nso} - \sigma_{Scnso}(G) - \sigma_{Scnso}^k(Q) & \Delta_{c2}^{nso} - \sigma_{Sc(nso+1)}(G) - \sigma_{Sc(nso+1)}^k(Q) \end{bmatrix} \quad (nso \times 2) \quad (IV.36)$$

e por

$$\left[\overline{\Delta a^k} \right]_j^t = \begin{bmatrix} \Delta_{a1}^1 - \sigma_{Sc1}(G) - \sigma_{Sc1}^k(Q) & \Delta_{a2}^1 - \sigma_{Sc2}(G) - \sigma_{Sc2}^k(Q) \\ \Delta_{a1}^2 - \sigma_{Sc2}(G) - \sigma_{Sc2}^k(Q) & \Delta_{a2}^2 - \sigma_{Sc3}(G) - \sigma_{Sc3}^k(Q) \\ \dots & \dots \\ \Delta_{a1}^j - \sigma_{Scj}(G) - \sigma_{Scj}^k(Q) & \Delta_{a2}^j - \sigma_{Sc(j+1)}(G) - \sigma_{Sc(j+1)}^k(Q) \\ \dots & \dots \\ \Delta_{a1}^{nso} - \sigma_{Scnso}(G) - \sigma_{Scnso}^k(Q) & \Delta_{a2}^{nso} - \sigma_{Sc(nso+1)}(G) - \sigma_{Sc(nso+1)}^k(Q) \end{bmatrix} \quad (nso \times 2) \quad (IV.37)$$

Estas matrizes são respectivamente a matriz de valores limite mínimos de compressões produzidas e a matriz de valores limite máximos de compressões produzidas e o seu significado pode ser encontrado através duma simples manipulação da expressão (IV.23).

Se por exemplo, se considerar a primeira proposição da referida expressão ($\sigma_{Scj}^k \geq \Delta_{c1}^j \wedge \sigma_{Sc(j+1)}^k \geq \Delta_{c2}^j$) e nela se deduzirem, em ambos os termos, as parcelas relativas às tensões permanentes e às tensões produzidas pelo carregamento na fase k , obtém-se uma expressão equivalente,

$$\begin{aligned} \sigma_{Scj}^k - \sigma_{Scj}(G) - \sigma_{Scj}^k(Q) &\geq \Delta_{c1}^j - \sigma_{Scj}(G) - \sigma_{Scj}^k(Q) \\ &\wedge \\ \sigma_{Sc(j+1)}^k - \sigma_{Sc(j+1)}(G) - \sigma_{Sc(j+1)}^k(Q) &\geq \Delta_{c2}^j - \sigma_{Sc(j+1)}(G) - \sigma_{Sc(j+1)}^k(Q) \end{aligned} \quad (IV.38)$$

onde podem reconhecer-se nos termos direitos das inequações os elementos de ordem j da matriz $\left[\overline{\Delta c^k} \right]_j^t$ correspondente à mesma fase do carregamento:

$$\begin{aligned} \sigma_{Scj}^k - \sigma_{Scj}(G) - \sigma_{Scj}^k(Q) &\geq \overline{\Delta}_{c1}^j \\ &\wedge \\ \sigma_{Sc(j+1)}^k - \sigma_{Sc(j+1)}(G) - \sigma_{Sc(j+1)}^k(Q) &\geq \overline{\Delta}_{c2}^j \end{aligned} \quad (IV.39)$$

Definam-se ainda as componentes da tensão produzida pelo aparelho orgânico em cada secção S_{ci} :

$$\sigma_{Sci}^{AO^k} = \sum_{j=1}^{nso} \bar{\sigma}_{Sci}^j \cdot nc_j^k \quad (IV.40)$$

que por sua vez também podem ser organizadas num vector respeitante a cada fase k - vector das tensões produzidas pelo aparelho orgânico nas secções de controlo:

$$[V_{TAO}^k]_i = \begin{bmatrix} \sigma_{Sc1}^{AO^k} \\ \sigma_{Sc2}^{AO^k} \\ \dots \\ \sigma_{Sci}^{AO^k} \\ \dots \\ \sigma_{Sc(nso+1)}^{AO^k} \end{bmatrix} \quad ((nso + 1) \times 1) \quad (IV.41)$$

Ora, fazendo uma operação semelhante na equação (IV.24), e considerando a expressão anterior:

$$\sigma_{Sci}^k - \sigma_{Sci}(G) - \sigma_{Sci}^k(Q) = \sigma_{Sci}^{AO^k} \quad (IV.42)$$

fazendo $i = j$ e $i = j+1$, e substituindo-se (IV.35) em (IV.32) obtém-se outra expressão ainda equivalente à inicial:

$$\sigma_{Scj}^{AO^k} \geq \bar{\Delta}_{c1}^{j,k} \wedge \sigma_{Scj+1}^{AO^k} \geq \bar{\Delta}_{c2}^{j,k} \quad (IV.43)$$

Realizando a mesma operação nas outras duas proposições da expressão (IV.25) e substituindo-as na mesma, obtém-se uma expressão composta que constitui a lei de actividade dos sistemas orgânicos e que, simultaneamente caracteriza o sistema estático:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Scj}^{AO^k} \geq \bar{\Delta}_{c1}^{j,k} \wedge \sigma_{Scj+1}^{AO^k} \geq \bar{\Delta}_{c2}^{j,k} \\ \sigma_{Scj}^{AO^k} \leq \bar{\Delta}_{a1}^{j,k} \wedge \sigma_{Scj+1}^{AO^k} \leq \bar{\Delta}_{a2}^{j,k} \end{array} \right. \Rightarrow nc^{k+1}_j = nc_j^k + 1 \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Scj}^{AO^k} < \bar{\Delta}_{c1}^{j,k} \vee \sigma_{Scj+1}^{AO^k} > \bar{\Delta}_{c2}^{j,k} \\ \sigma_{Scj}^{AO^k} > \bar{\Delta}_{a1}^{j,k} \wedge \sigma_{Scj+1}^{AO^k} > \bar{\Delta}_{a2}^{j,k} \end{array} \right. \Rightarrow nc^{k+1}_j = nc_j^k - 1 \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Scj}^{AO^k} < \bar{\Delta}_{c1}^{j,k} \vee \sigma_{Scj+1}^{AO^k} > \bar{\Delta}_{c2}^{j,k} \\ \sigma_{Scj}^{AO^k} > \bar{\Delta}_{a1}^{j,k} \wedge \sigma_{Scj+1}^{AO^k} > \bar{\Delta}_{a2}^{j,k} \end{array} \right. \Rightarrow nc^{k+1}_j = nc_j^k \end{array} \right. \quad (IV.44)$$

A análise da expressão (IV.44) permite tornar claro que se a compressão produzida nas secções de controlo j e $j+1$ pelos nso sistemas orgânicos até à fase k for inferior aos *valores limite mínimos de compressões produzidas* nas mesmas secções na mesma fase, o sistema j irá sofrer mais uma contracção até à fase $k+1$ (*) .

Analogamente, pode deduzir-se que, se a compressão produzida nas secções de controlo j e $j+1$ pelos nso sistemas orgânicos até à fase k for superior aos *valores limite máximos de compressões produzidas* nas mesmas secções na mesma fase, o sistema j irá sofrer uma descontração até à fase $k+1$.

Ora fazendo uma manipulação simples dos termos implicados da mesma expressão tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{S_{c_j}}^{AO^k} \geq \bar{\Delta}_{c1}^{j^k} \wedge \sigma_{S_{c_{j+1}}}^{AO^k} \geq \bar{\Delta}_{c2}^{j^k} \quad \Rightarrow \quad nc_j^{k+1} - nc_j^k = 1 \\ \sigma_{S_{c_j}}^{AO^k} \leq \bar{\Delta}_{a1}^{j^k} \wedge \sigma_{S_{c_{j+1}}}^{AO^k} \leq \bar{\Delta}_{a2}^{j^k} \quad \Rightarrow \quad nc_j^{k+1} - nc_j^k = -1 \\ \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{S_{c_j}}^{AO^k} < \bar{\Delta}_{c1}^{j^k} \vee \sigma_{S_{c_{j+1}}}^{AO^k} > \bar{\Delta}_{c2}^{j^k} \\ \sigma_{S_{c_j}}^{AO^k} > \bar{\Delta}_{a1}^{j^k} \wedge \sigma_{S_{c_{j+1}}}^{AO^k} > \bar{\Delta}_{a2}^{j^k} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad nc_j^{k+1} - nc_j^k = 0 \end{array} \right. \quad (IV.45)$$

o que define implicitamente uma função H^* tipo Heavyside, representável na seguinte forma explícita, que no fundo determina a *ordem de actividade* em cada instante k :

$$H^* \left(\left[\bar{\Delta}^k \right]_j^l, \left[\bar{\Delta}^k \right]_j^l, \left[V_{TAO}^k \right]_j \right) = nc_j^{k+1} - nc_j^k \quad (IV.46)$$

Note-se que os valores nc_j^k constituem o vector de actividade $\left[V_a^k \right]_j$ dos sistemas orgânicos na fase k , e $\sigma_{S_{c_i}}^{AO^k}$ corresponde à coluna j do vector de tensões produzidas pelos sistemas orgânicos nas secções de controlo. Assim sendo, a expressão (IV.46), relaciona o vector de estado actividade numa fase $k+1$ com o vector correspondente à fase anterior (à custa desses valores e dos vectores anteriormente definidos):

$$\left[V_a^{k+1} \right]_j = \left[V_a^k \right]_j + \left[H^* \left(\left[\bar{\Delta}^k \right]_j^l, \left[\bar{\Delta}^k \right]_j^l, \left[V_{TAO}^k \right]_j \right) \right]_j \quad (nso \times 1) \quad (IV.47)$$

Note-se que o cálculo do vector $\left[V_a^{k+1} \right]_j$ correspondente a linha $k+1$ da matriz de actividade é feito com recorrência exclusiva à linha (k) da mesma matriz.

(*) Note-se que as compressões têm sinal negativo, pelo que em termos algébricos, a desigualdade tem o sentido inverso.

Ora, estando previamente calculada a matriz de actividade associada a um determinado carregamento evolutivo Q do modo que foi exposto, é então possível com recurso a uma série de cálculos estáticos triviais, determinar o estado de tensão σ_s^k existente numa secção genérica S quando a carga Q se encontra numa secção de abcissa $X = d$.

Com efeito, sendo os termos $\sigma_s(G)$, $\sigma_s^d(Q)$ e $\bar{\sigma}_s^j$ as tensões na secção em causa devidas, respectivamente, à carga permanente, ao carregamento evolutivo e à acção de um incremento no sistema de pré-esforço orgânico, ou seja, valores independentes da acção de controlo, e podendo-se determinar a fase k correspondente a essa fase do carregamento pela expressão:

$$k = \frac{d}{\Delta L} \quad (\text{IV.48})$$

é possível identificar o vector de actividade correspondente, e usá-lo, finalmente, numa expressão que resulta da generalização da expressão (IV.17) a todo o aparelho orgânico, o que conduz à expressão que determina a tensão pretendida:

$$\sigma_s^k = \sigma_s(G) + \sigma_s^d(Q) + \sum_{j=1}^{nso} \bar{\sigma}_s^j \cdot nc_j^k \quad (\text{IV.49})$$

Definidas as expressões de cálculo de uma forma mais sintética, torna-se possível esboçar uma sequência de operações que permitem uma sistematização do cálculo de estruturas orgânicas de acordo com a presente metodologia. A sequência dos procedimentos apresentados constituem aquilo que se poderá designar por *análise estática evolutiva*, uma vez que se trata de uma análise estática que é efectuada passo a passo.

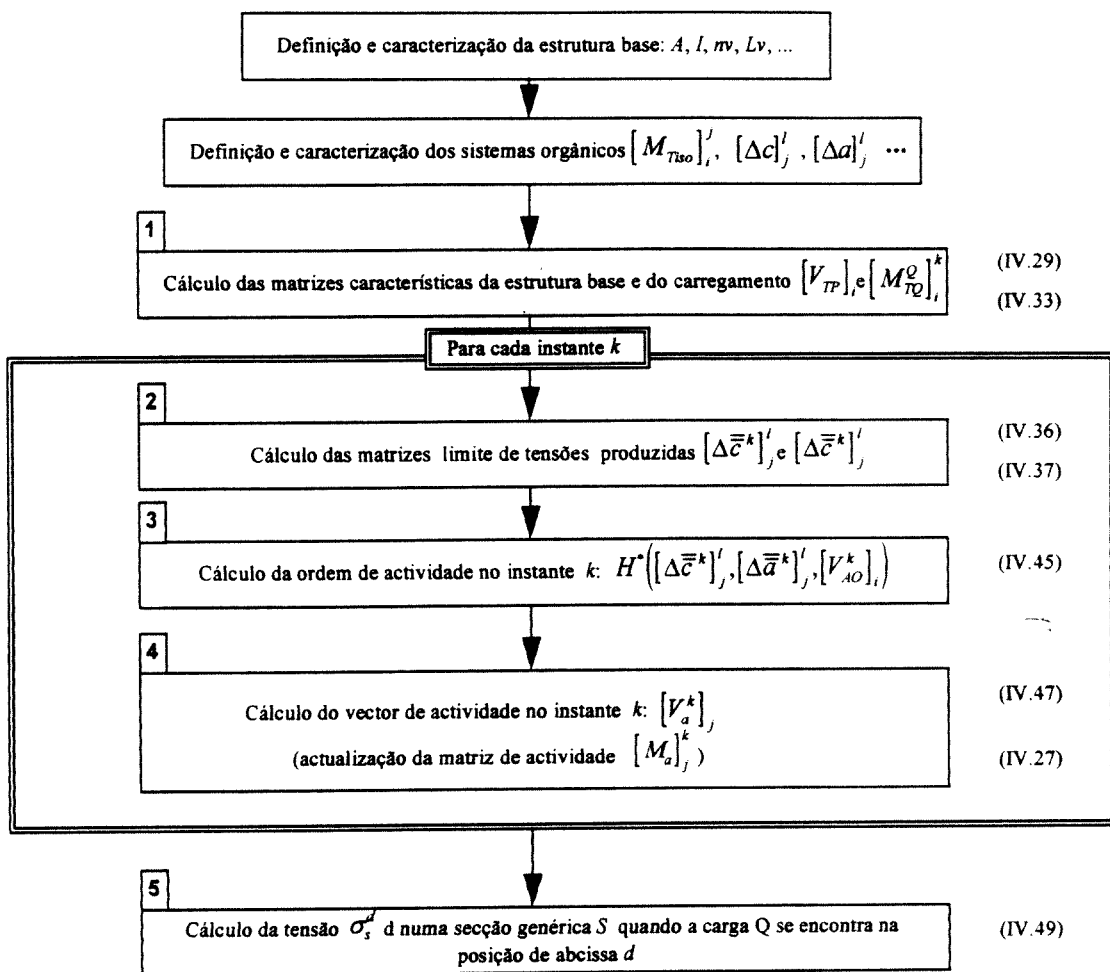


Figura IV.32 - Sequência de operações do cálculo tensional de uma viga contínua com pré-esforço orgânico sujeita a um carregamento evolutivo com uma carga rolante

IV.4.7 - Substruturação de tramos de vigas contínuas com vãos regulares

No cálculo de uma viga contínua de vãos regulares sujeita à acção de uma carga rolante é, em certos casos, possível tratar os tramos isoladamente, o que se traduz numa redução drástica da informação relevante.

Como é sabido, numa estrutura liberta da acção de sistemas de controlo, para carregamentos directos, cada tramo pode ser tratado isoladamente substituindo os restantes tramos por molas com rigidez K_{vi}^e e K_{vi}^d .

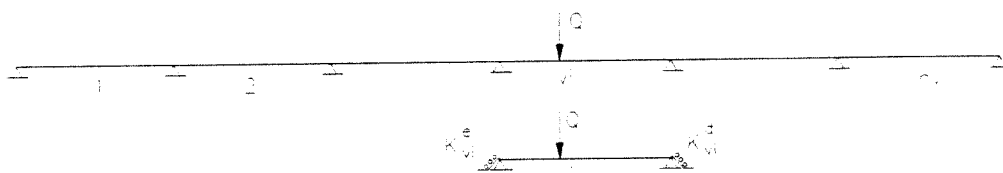


Figura IV.33 - Substruturação de um tramo de uma viga contínua

Onde,

$$K_{vi}^e = \frac{1}{\theta_e} = \frac{1}{\int_{x=0}^{L_e} \frac{M_e(x) \cdot M_e(x)}{E \cdot I} \cdot dx} \quad (IV.50)$$

e:

$$K_{vi}^d = \frac{1}{\theta_d} = \frac{1}{\int_{x=0}^{L_d} \frac{M_d(x) \cdot M_d(x)}{E \cdot I} \cdot dx} \quad (IV.51)$$

sendo os diagramas de momentos flectores $M_e(x)$ e $M_d(x)$ determinados para as seguintes deformadas:

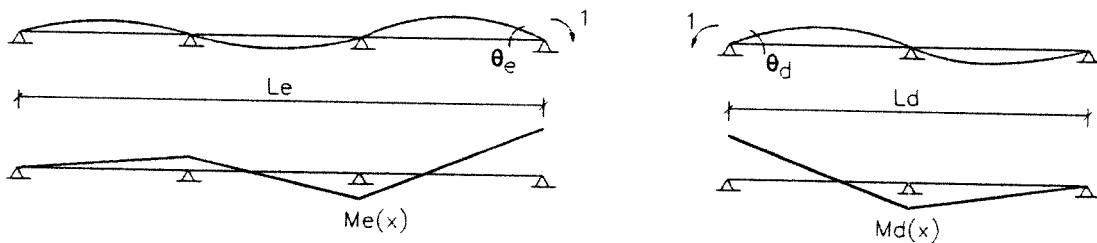


Figura IV.34 - Deformadas e diagramas de momentos de estruturas sujeitas a solicitações unitárias

Esta é, aliás, uma aplicação trivial do conceito de substruturação.

Independentemente das características do sistema de controlo, este conceito pode ser usado no cálculo da matriz $[M_{TQ}]_i^k$. Mas, a substruturação da estrutura base poderá ser substancialmente potenciada se for possível caracterizar o sistema estático exclusivamente em função dos sistemas orgânicos implantados no vão em causa. Isso é possível se, quando a carga Q percorrer o vão vi da viga contínua, os sistemas orgânicos externos a esse vão não realizarem qualquer contracção.

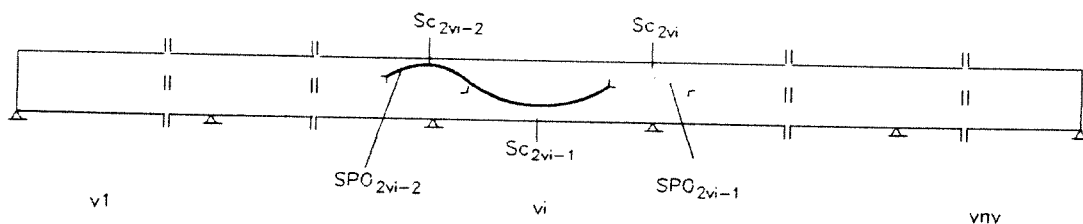


Figura IV.35 - Sistemas orgânicos preferencialmente cooperantes na acção de controlo quando a carga Q se encontra no vão vi

Admitindo essa hipótese e, designando os sistemas orgânicos implantados no vão vi , respectivamente, pelos índices $2 \times vi - 2$ e $2 \times vi - 1$, nas fases k em que a carga estiver no vão vi a actividade dos restantes sistemas orgânicos será nula:

$$(j < 2 \cdot nvi - 2 \vee j > 2 \cdot nvi - 1) \Rightarrow nc_j^k = 0 \quad \forall_k \in [k^{vi}, k^{vi+1}] \quad (IV.52)$$

Onde k^{vi} e k^{vi+1} são as fases do carregamento em que a carga se encontra respectivamente no apoio da esquerda e no apoio da direita do vão vi .

Significa isso que, nesse período do carregamento, as variáveis de estado σ_{Sci}^k relevantes são as que estão afectas a esses sistemas orgânicos, pelo que o sistema estático pode ser exclusivamente caracterizado à custa das secções de controlo \bar{i} em que $(2 \cdot vi - 2 < \bar{i} < 2 \cdot vi)$, ou seja,

$$\left[V_{TT}^k \right]_{\bar{i}} = \left[V_{TP} \right]_{\bar{i}} + \left[V_{TQ}^k \right]_{\bar{i}} + \left[M_{Tiso} \right]_{\bar{i}}^j \times \left[V_a^k \right]_j \quad (3 \times 1), \quad \forall_k \in [k^{vi}, k^{vi+1}] \quad (IV.53)$$

Note-se que esses vectores têm dimensões (3×1) em vez de $((nso+1) \times 1)$.

Por outro lado, se os restantes sistemas orgânicos estão em repouso, a acção de controlo apenas depende dos sistemas orgânicos \bar{j} envolvidos, pelo que a terceira parcela do termo da direita pode ser expressa exclusivamente em função dos mesmos:

$$\left[V_{TT}^k \right]_{\bar{i}} = \left[V_{TP} \right]_{\bar{i}} + \left[V_{TQ}^k \right]_{\bar{i}} + \left[M_{Tiso} \right]_{\bar{i}}^j \times \left[V_a^k \right]_j \quad (3 \times 1), \quad \forall_k \in [k^{vi}, k^{vi+1}] \quad (IV.54)$$

Esta simplificação permite que essa parcela resulte de um produto $(3 \times 2) \cdot (2 \times 1)$ em vez de $(3 \times nso) \cdot (nso \times 1)$.

Paralelamente e conseqüentemente, a lei de actividade apenas necessita de ser definida para os sistemas \bar{j} , e com base nas secções de controlo \bar{i} , pelo que as matrizes auxiliares que a definem também poderão ser reduzidas, resultando assim uma expressão mais simples para a determinação do vector de actividade:

$$\left[V_a^{k+1} \right]_j = \left[V_a^k \right]_j + \left[H^* \left(\left[\bar{\Delta}c^k \right]_j, \left[\bar{\Delta}a^k \right]_j, \left[V_{TAO}^k \right]_j \right) \right]_j \quad (2 \times 1), \quad \forall_k \in [k^{vi}, k^{vi+1}] \quad (IV.55)$$

Repare-se que nesse caso pode definir-se uma matriz de actividade compacta $\left[\bar{M}_a^{\rho} \right]_j^k$ que apenas tem duas linhas, na qual a primeira define a evolução do estado de actividade dos sistemas orgânicos esquerdos do vão onde se encontra a carga, e a segunda define a evolução dos estados de actividade dos sistemas orgânicos direitos do mesmo vão:

$$\left[\overline{M}_a^{\varrho} \right]_j^k = \begin{bmatrix} 0 & 0 & \dots & nc_j^{k-1} & nc_j^k & nc_j^{k+1} & \dots & nc_{nso}^{nk-1} & nc_{nso}^{nk} \\ nc_1^1 & nc_1^2 & \dots & nc_{j+1}^{k-1} & nc_{j+1}^k & nc_{j+1}^{k+1} & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2 \times nk) \quad (IV.56)$$

Salienta-se ainda que as primeiras entradas da linha superior e as últimas entradas da linha inferior são valores nulos já que, no modelo proposto só há um sistema orgânico em cada um dos vãos extremos (ver figura IV.30).

Consequentemente o cálculo da tensão numa secção genérica da estrutura orgânica na fase k em que a carga se encontra numa secção do vão vi de abscissa d também se torna mais simples:

$$\sigma_s^k = \sigma_s(G) + \sigma_s^d(Q) + \sum_{j=2nvi-2}^{2nvi-1} \overline{\sigma}_s^j \cdot nc_j^k \quad (IV.57)$$

Este tipo de substruturação é extraordinariamente vantajoso em termos de cálculo, sendo o seu efeito ampliado com o número de vãos da estrutura que se pretenda calcular.

Esta simplificação, só não poderá ser admitida em casos em que, por motivos especiais, se recorram a estratégias de controlo pouco regulares, ou seja, se os parâmetros de controlo forem substancialmente diferentes em vãos diferentes de uma mesma estrutura(*).

Isso pode ser melhor compreendido interpretando as linhas de influência das tensões ($\sigma_{Scj}(Q)$ e $\sigma_{Scj+1}(Q)$) devido à passagem da carga Q nos vários vãos de uma viga contínua.

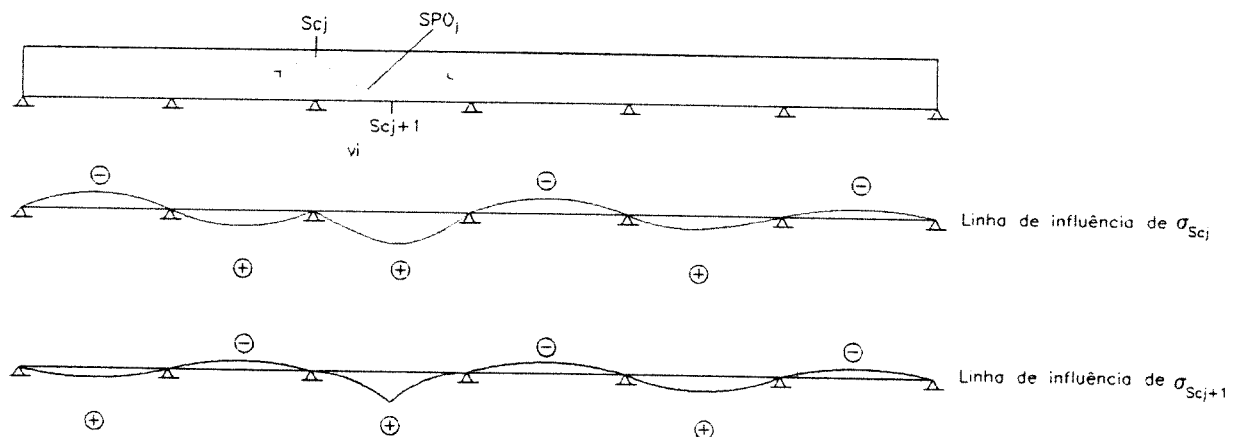


Figura IV.36 - Linhas de influência de tensões nas fibras extremas das secções S_{cj} e S_{cj+1} devido à passagem da carga Q nos vários vãos

Estas linhas de influência (que são homotéticas das linhas de influência de momentos flectores nas mesmas secções e para o mesmo carregamento) permitem verificar que, a acção de um sistema orgânico j (dependente das referidas tensões), nunca pode ser promovida pela presença da carga Q nos vãos imediatamente adjacentes ao vão onde o mesmo se insere.

(*) Note-se que, tal situação não será, na generalidade, justificável.

Efectivamente, a presença da carga Q nesses vãos provoca sempre compressões numa das fibras extremas relevantes das secções de controlo (fibras de controlo), pelo que, tendo em conta a lei de actividade proposta, qualquer que seja a grandeza da carga Q , quando esta percorre os referidos vãos, o sistema orgânico em causa não sofre contracções.

Contrariamente, se a mesma carga estiver num vão $vi+2$, é conceptualmente possível que o sistema orgânico j instalado no vão vi , seja chamado a realizar contracções.

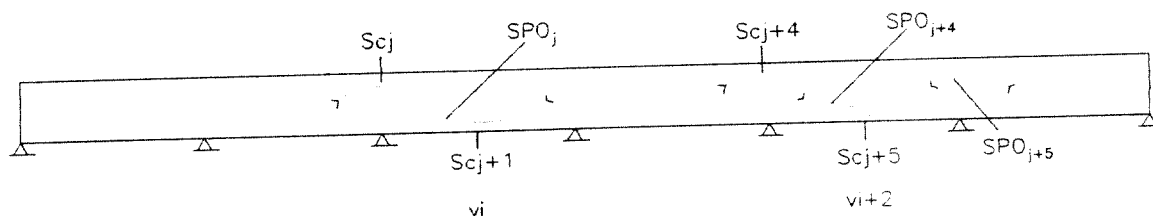


Figura IV.37 - Sistemas orgânicos potencialmente interessados no carregamento do vão $vi+2$

Tal pressupõe, no entanto, que os sistemas orgânicos instalados no vão $vi+2$ tenham uma muito menor sensibilidade do que o sistema j . Efectivamente, tendo em consideração um diagrama típico de momentos devido à presença da carga Q nesse vão, conclui-se que a grandeza dos esforços transmitidos ao vão vi , será substancialmente menor, do que a grandeza dos esforços existentes no tramo da viga que é carregado nessa configuração.

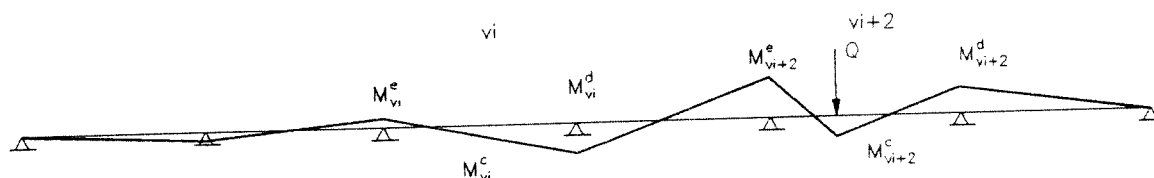


Figura IV.38 - Diagrama de momentos típico devido à presença da carga Q no vão $vi+2$ de uma viga contínua

Note-se que este raciocínio pode ser generalizado para vigas contínuas com um qualquer número de vãos. Torna-se assim claro que só em casos particulares é que a simplificação proposta não poderá ser adoptada. Note-se que, uma vez definida uma estratégia de controlo, torna-se particularmente expedito verificar se a mesma é válida ou não.

IV.4.8 - Consideração de outro tipo de carregamentos evolutivos

O dimensionamento de estruturas orgânicas, tal como qualquer outro tipo de estruturas, pressupõe a verificação da segurança tendo em conta vários tipos de acções, nomeadamente vários tipos de acções verticais. Independentemente da forma como estas últimas evoluem ao longo do tempo, no cálculo da generalidade das estruturas (nomeadamente de pontes), é habitual considerarem-se apenas quatro configurações de

carregamento: cargas distribuídas, cargas concentradas, composições de cargas concentradas e por fim, combinações de cargas concentradas com cargas distribuídas, é este o caso da regulamentação Portuguesa, e aliás, da generalidade das regulamentações e códigos.

Tal como se procedeu no caso das cargas concentradas isoladas, nas outras configurações de carga é necessário definir a lei evolutiva do carregamento para que se possa caracterizar o problema de controlo, e consequentemente calcular uma estrutura orgânica a que a elas esteja sujeita(*) .

Por outro lado, e dado o comportamento não linear deste tipo de estruturas, não é possível admitir a sobreposição de efeitos se não em alguns cálculos parciais, pelo que, é necessário calcular uma matriz de actividade para cada carregamento evolutivo. Verifica-se, aliás, que cada carregamento exhibe algumas particularidades que não são comuns aos outros. O cálculo dos vários casos exige, por isso, alguns reajustes na formulação apresentada, se bem que os princípios gerais considerados sejam de aplicabilidade generalizada.

Tendo em conta a lei evolutiva que podem assumir, são a seguir descritos os três tipos de carregamentos evolutivos que, conjuntamente com o anterior, permitem, na generalidade, tratar os casos de carga convencionalmente considerados no cálculo de estruturas correntes. Entre essas estruturas incluem-se as pontes rodoviárias, que irão neste texto merecer um tratamento preferencial.

IV.4.8.1 - Composição de cargas rolantes

As composições de cargas rolantes são, como é sabido, uma forma de carregamento muito comum no cálculo de pontes, sendo concretizadas na regulamentação Portuguesa por veículos tipo. A sua caracterização para o cálculo longitudinal de estruturas, pressupõe a definição dos valores de cada carga Q_{iq} e a definição da distância entre cada par de cargas consecutivas d_{iq} . No caso de carregamentos evolutivos, essa caracterização pressupõe ainda, a definição da velocidade v com que as cargas percorrem a estrutura.

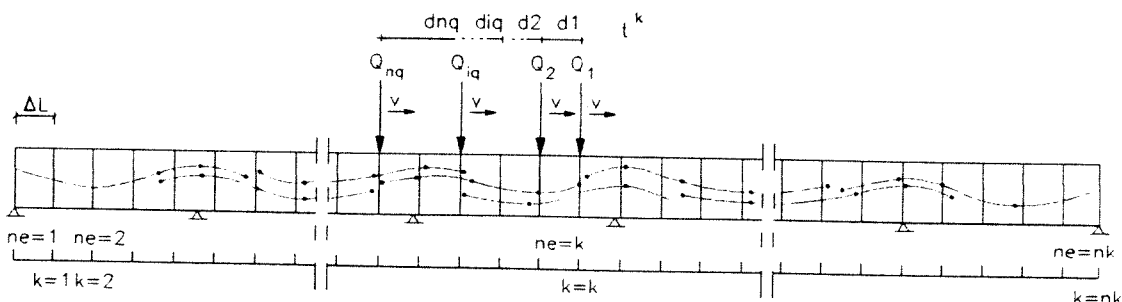


Figura IV.40 - Carregamento evolutivo com composição de cargas rolantes

(*) Salienta-se que no presente texto apenas se consideram carregamentos evolutivos com um sentido. A generalização da metodologia proposta a estruturas sujeitas a carregamentos evolutivos com dois sentidos, (como por exemplo, pontes rodoviárias com duas vias de circulação) será, na generalidade, um problema semelhante mas que envolve um substancial aumento do volume de cálculo.

O cálculo de estruturas orgânicas perante este tipo de carregamentos evolutivos pode ser significativamente facilitado se se admitir determinadas convenções que, não só são compatíveis com a metodologia proposta, como, permitem fazer uso de bastante informação do cálculo efectuado para cargas rolantes isoladas (que se pode admitir previamente).

- A discretização deverá ser feita não só verificando os pressupostos referidos no ponto IV.4.6, como, de forma a que o comprimento de um elemento ΔL seja aproximadamente submúltiplo das distâncias d_{iq} .
- A fase k do carregamento é determinada pela posição da primeira carga da composição Q_I (que deste ponto em diante se passa a designar por carga volante).

Da admissão dessas convenções resultam outras tantas condições:

- É necessária a consideração de $nk + k^*$ fases de carga em que $k^* = \sum_{iq=1}^{nq} d_{iq} / \Delta L$ (onde nq é o número de cargas rolantes)
- É necessário ter em consideração condições fronteira específicas, já que, nas zonas extremas da estrutura só actuam uma parte das cargas constituintes da composição.

Esta última condição pode ser expressa por duas inequações que se referem respectivamente às extremidades iniciais e finais da estrutura:

$$\left\{ \begin{array}{l} k < \frac{\sum_{n=1}^{iq} d_n}{\Delta L} \Rightarrow Q_{iq} = 0 \\ k > \frac{\sum_{n=1}^{iq} d_n}{\Delta L} + nk \Rightarrow Q_{iq} = 0 \end{array} \right. \quad (IV.58)$$

Admitindo o comportamento linear da estrutura base pode-se considerar a sobreposição de efeitos no cálculo das tensões que são independentes da acção de controlo. Conforme se viu anteriormente, é esse o caso dos cálculos do vector $[V_{TP}]_i$ e da matriz $[M_{TQ}]_i^k$. O primeiro é obtido exclusivamente à custa de apenas um cálculo estático, enquanto a segunda tem que ser calculada tantas vezes quantos os casos de carga considerados. Mas no caso da referida matriz, é possível tirar partido da relação entre matrizes com configurações de

carregamento semelhantes, e que é precisamente o caso das matrizes associadas a carregamentos com cargas rolantes, isso verifica-se independentemente do número de cargas considerado.

Com efeito, admitindo a mesma discretização anteriormente proposta, a tensão produzida pela carga Q_{qi} nas secções de controlo S_{ci} na fase de carregamento k pode ser relacionada com a mesma tensão produzida pela carga Q (considerada no ponto anterior) na fase \bar{k} em que a esta última carga se encontra na mesma posição:

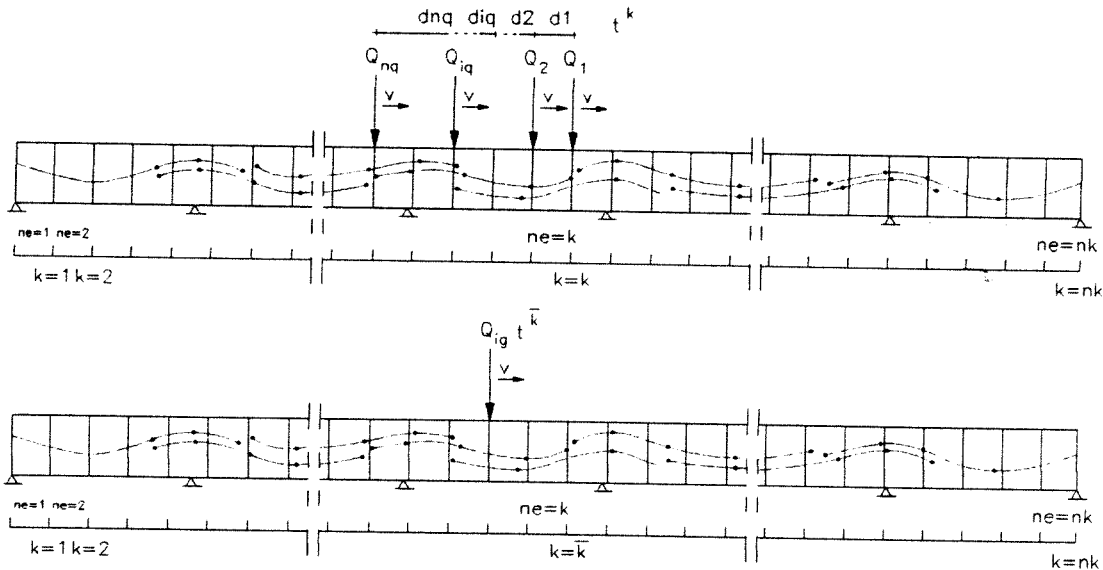


Figura IV.41 - Carregamento evolutivo com composição de cargas rolantes

Efectivamente se as duas referidas cargas assumem a mesma posição nas referidas fases do carregamento, a relação entre as tensões produzidas é linear e apenas depende da relação da grandeza das cargas Q e Q_{iq} :

$$\sigma_{S_{ci}}^k(Q_{iq}) = \frac{Q_{iq}}{Q} \cdot \sigma_{S_{ci}}^{\bar{k}}(Q) \quad (\text{IV.59})$$

Ora, como por hipótese se admitiu que o comprimento ΔL é um submúltiplo das distâncias d_{qi} e como também se admitiu que a fase do carregamento é determinada pela posição da carga Q_1 , é possível determinar o desfaseamento entre as duas configurações da figura IV.41 e que é dado por:

$$\Delta k_{iq} = k - \bar{k} = \frac{\sum_{n=1}^{iq} d_n}{\Delta L} \quad (\text{IV.60})$$

o que substituído na expressão (IV.59) determina que:

$$\sigma_{Sci}^k(Q_{iq}) = \frac{Q_{iq}}{Q} \cdot \sigma_{Sci}^{(k-\Delta k_{iq})}(Q) \quad (\text{IV.61})$$

A interpretação da expressão (IV.61) permite concluir que a coluna $k-\Delta k$ da matriz de tensões produzidas pela carga Q_{iq} de um carregamento composto é função linear da coluna k da matriz de tensões produzidas pelo carregamento evolutivo Q . Ora, significa isso, que conhecendo a matriz $[M_{TQ}]_i^k$ se pode determinar a matriz $[M_{TQ}^{iq}]_i^k$ que é a matriz de tensões produzidas nas secções de controlo ao longo das nk fases de carregamento devido à passagem isolada da carga Q_{iq} de um carregamento composto CQ .

Como este cálculo é independente da acção de controlo (ou seja, como este cálculo é linear), para calcular a matriz de tensões produzidas nas secções de controlo pelo carregamento composto CQ , basta somar as parcelas relativas à tensão produzida por cada carga, de forma que, a correspondência com a matriz de referência seja sempre afectada à mesma fase.

$$\sigma_{Sci}^k(CQ) = \sum_{iq=1}^{nq} \frac{Q_{iq}}{Q} \cdot \sigma_{Sci}^{(k-\Delta k_{iq})}(Q) \quad (\text{IV.62})$$

Obtém-se, assim, uma expressão genérica que permite o cálculo da matriz $[M_{TQ}^{CQ}]_i^k$ de tensões produzidas nas secções de controlo por um carregamento composto CQ , a partir de uma matriz $[M_{TQ}]_i^k$ de um qualquer carregamento Q com uma carga isolada. Note-se que as primeiras e últimas linhas desta matriz devem ser obtidas tendo em conta as condições fronteira (IV.58).

Salienta-se por fim que para calcular a matriz de actividade ter-se-á que seguir integralmente os passos definidos no ponto anterior, já que, dada a não linearidade da lei de actividade, não é possível admitir a sobreposição de efeitos.

IV.4.8.2 - Cargas distribuídas crescentes

A consideração de cargas distribuídas é uma solução simplificada, de uso generalizado, para ter em conta a acção de inúmeras formas de carregamento aleatórias que podem surgir numa estrutura, e é sustentada na premissa de que o seu efeito isolado ou composto com a acção de cargas concentradas é, no mínimo, equivalente ao efeito das referidas formas de carregamento.

Dadas as características deste tipo de carregamentos evolutivos, é razoável admitir que os mesmos se efectivam em períodos de tempo francamente superiores aos períodos necessários para que as cargas rolantes percorram a parte de uma mesma estrutura

correspondente à fase de evolução tensional monótona crescente nas secções críticas interessadas.

Dada a grandeza desses períodos, os efeitos dependentes do tempo (nomeadamente os atrasos de resposta) tornam-se menos importantes, ou mesmo, desprezáveis, pelo que para tratar a acção de um carregamento evolutivo de uma carga distribuída, torna-se essencialmente relevante saber a grandeza da carga e a extensão onde esta ocorre. Admite-se assim, que será razoável, na generalidade dos casos, definir os carregamentos distribuídos evolutivos com as configurações de carregamento convencionalmente utilizadas e com leis de evolução no tempo lineares.

Por exemplo, o carregamento distribuído definido na figura seguinte

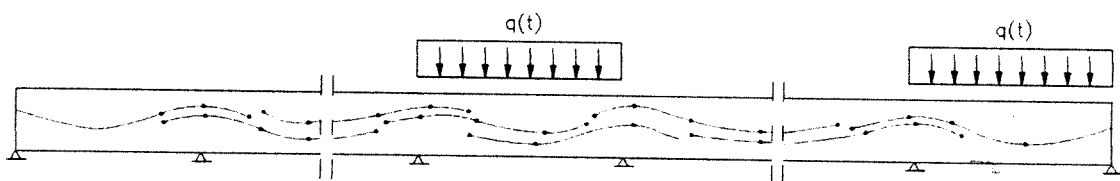


Figura IV.42 - Carregamento evolutivo com cargas distribuídas crescentes

pode ser efectivado mediante uma lei de evolução uniforme constante

$$q(t) = \bar{q} \cdot t, \quad (\text{IV.63})$$

de tal modo que

$$\bar{q} = q / T \quad (\text{IV.64})$$

onde q é o valor final da carga distribuída (valor considerado no cálculo estático corrente) e T é o período necessário para o carregamento se efectivar.

Neste caso o cálculo de uma estrutura orgânica revela-se francamente mais simples, já que as matrizes necessárias para a caracterização do sistema estático podem ser obtidas através de cálculos lineares simples, ou através de uma sucessão de cálculos lineares.

Verificando-se que a única relação entre a configuração do carregamento e a geometria da estrutura é o número de vãos carregados, não se encontra motivos para proceder à discretização geométrica da estrutura (a não ser para o cálculo da estrutura base). Na análise temporal, pelo contrário é significativamente vantajoso proceder a uma discretização, o que permite reduzir substancialmente a informação envolvida no cálculo. Neste caso, ignorando a discretização geométrica, a discretização temporal pode ser efectuada exclusivamente em função dos instantes em que se efectuam contracções.

Independentemente da configuração de carga apresentada no exemplo, a lei de evolução do carregamento da estrutura admitida (IV.63) conduz a uma evolução constante das tensões por ele produzidas, já que, por hipótese, a relação entre as tensões e os esforços é

linear, sendo também linear a relação entre os esforços e a grandeza da carga, cuja evolução é também por hipótese constante.

Esse aspecto permite reduzir substancialmente o volume de cálculo envolvido na determinação da matriz de tensões produzidas nas secções de controlo pelo carregamento evolutivo, pois, para qualquer discretização, as colunas obtém-se por operações lineares de outras colunas:

$$\sigma_i^k(Q) = \sigma_i^{k0}(Q) \frac{t^k}{t^{k0}} \quad \forall_{i,k,k0} \in N \quad (IV.65)$$

significa isso que, uma vez calculada a estrutura para um qualquer carregamento homotético do definido, se pode definir expeditamente a matriz $[M_{TQ}]_i^k$, qualquer que seja o valor t^k correspondente a cada instante k , e qualquer que seja o número nk de instantes considerados. Dessa expressão também se pode deduzir que na fibra extrema tracionada de uma qualquer secção S , a velocidade de evolução tensional é constante e dada por:

$$\dot{\sigma}_S = \frac{\sigma_S^k(Q)}{t^k} = \frac{\sigma_S^{k0}(Q)}{t^{k0}} \quad (IV.66)$$

Assim sendo, e admitindo que se conhecem as matrizes caracterizadoras do sistema estático num instante $k-1$ é possível determinar durante o período que antecede a contracção seguinte, ou seja durante o período anterior ao instante k , qual é a secção de controlo Sc^{j*} de cada sistema orgânico j , onde será tendencialmente atingida mais tarde a margem de compressão.

$$\begin{cases} t_{Sc1^j}^{k^*} \geq t_{Sc2^j}^{k^*} \Rightarrow Sc^{j*} = Sc_{1^j} \\ t_{Sc1^j}^{k^*} < t_{Sc2^j}^{k^*} \Rightarrow Sc^{j*} = Sc_{2^j} \end{cases} \quad (IV.67)$$

Como se admitiu serem conhecidas as tensões caracterizadoras do sistema estático no instante $k-1$, e como por hipótese se está num período de estabilidade dos sistemas orgânicos, pode determinar-se a tensão em cada secção l (1 ou 2) do sistema j no instante k com recurso à seguinte expressão:

$$\sigma_{Sc^l}^k = \sigma_{Sc^l}(G) + \sigma_{Sc^l}^{k-1}(Q) \times \frac{t_{Sc^l}^k}{t^{k-1}} + \sigma_{Sc^l}^{k-1}(SPO) \quad (IV.68)$$

onde

$$\sigma_{Sc'l}^{k-1}(SPO) = \sum_{spo=1}^{nso} \bar{\sigma}_{Sc'l}^{spo} \cdot nc_{spo}^{k-1} \quad (IV.69)$$

ora substituindo a expressão (IV.69) na expressão (IV.68) e fazendo-a igual à margem de compressão da secção em análise, obtém-se uma expressão, que rearranjada, determina o instante virtual k^v em que seria atingida a margem de compressão na secção crítica $Sc'l$ se não fossem realizadas quaisquer contracções nos restantes sistemas orgânicos existentes:

$$t_{Sc'l}^{k^v} = \frac{\Delta_{cl}^j - \sigma_{Sc'l}(G) - \sigma_{Sc'l}^{k-1}(SPO)}{\dot{\sigma}_{Sc'l}} \quad (IV.70)$$

No período conseqüente ao instante $k-1$ se, se calcular os instantes virtuais nos quais é atingida a margem de compressão em cada secção de controlo através da expressão (IV.70), é possível usando expressão (IV.67) determinar as nso secções de controlo Sc'^* onde as margens de compressão são atingidas posteriormente. Note-se que interpretando a lei de actividade (IV.25) são precisamente nestas secções que são potencialmente emitidos os sinais de contracção.

Na sequência desse cálculo é possível seleccionar os nso instantes virtuais de emissão de sinais organizando-os num vector $[T^v]^k$ dado por:

$$[T^v]^k = [t_{Sc'1}^{k^v}, t_{Sc'2}^{k^v}, \dots, t_{Sc'j}^{k^v}, \dots, t_{Sc'nso}^{k^v}] \quad (IV.71)$$

Para determinar o instante efectivo t^k no qual se dá a primeira contracção posterior ao instante $k-1$, basta determinar o mínimo do referido vector,

$$t^k = \text{Min} [t_{Sc'1}^{k^v}, t_{Sc'2}^{k^v}, \dots, t_{Sc'j}^{k^v}, \dots, t_{Sc'nso}^{k^v}] \quad (IV.72)$$

o que permite identificar o sistema orgânico j^{**} (ou os sistemas orgânicos j^{**}) que foram activados nesse instante(*) :

$$t_{Sc'j}^{k^v} = t^k \Rightarrow j^{**} = j^* \quad (IV.73)$$

(*) É conceptualmente possível serem, no mesmo instante, emitidos sinais de contracção por mais do que um sistema orgânico, especialmente se sistemas adjacentes estiverem sujeitos a cenários semelhantes, como acontece no caso de estruturas simétricas com carregamentos simétricos.

O estado de actividade no instante k pode ser, assim, definido, somando uma unidade aos valores existentes no instante $k-1$ e correspondentes aos sistemas orgânicos activados nesse instante, e somando zero aos outros elementos da linha k da matriz de actividade:

$$\begin{cases} j = j^{**} \Rightarrow nc_j^k = nc_j^{k-1} + 1 \\ j \neq j^{**} \Rightarrow nc_j^k = nc_j^{k-1} \end{cases} \quad (\text{IV.74})$$

Note-se que tal como nos casos anteriores, está-se perante uma função recursiva em que a linha k da matriz de actividade depende da linha $k-1$. O seu cálculo pode ser inicializado com base numa linha fictícia da matriz de actividade correspondente ao instante $k=0$, no qual todos os sistemas estão em repouso (portanto todos os valores são nulos).

Sendo ψ um parâmetro que define a percentagem de carregamento já consumada num instante genérico t , ou seja,

$$\psi = \frac{t}{T} \quad (\text{IV.75})$$

é possível determinar a tensão verificada numa secção genérica S de uma viga contínua perante a acção de um carregamento distribuído crescente num instante $t \in [t^k, t^{k+1}]$ (em que t^k e t^{k+1} são instantes onde ocorreram contracções consecutivas) recorrendo à seguinte expressão:

$$\sigma_s^\psi = \sigma_s(G) + \sigma_s(Q)^{\psi=1} \times \psi + \sum_{j=1}^{nso} \bar{\sigma}_s^j \cdot nc_j^k \quad (\text{IV.76})$$

em que $\sigma_s(Q)^{\psi=1}$ pode ser calculado um só vez com recurso a um cálculo estático simples^(*).

Para se calcular a parte da matriz de actividade correspondente à fase de descontrações, na qual a evolução do carregamento se pode supor simétrica, basta proceder de modo análogo. Salienta-se porém, que este procedimento se revela mais simples já que, durante o descarregamento é emitido um sinal de descontração sempre que qualquer secção atingir a margem de actividade ou o limite de compressão. Refira-se, no entanto, que, normalmente em aplicações práticas, a simulação da fase crescente é suficiente para se obter a informação necessária.

IV.4.8.3 - Carregamentos evolutivos compostos

(*) Note-se que fazendo ψ igual a um valor ψ_f previamente definido e relacionado com um estado limite a considerar, determina-se a tensão na secção S para a combinação de acções que lhe é associada.

Os carregamentos evolutivos compostos poderão ser efectivados de forma a que os dois tipos de carregamentos (cargas distribuídas e cargas concentradas) tenham a sua evolução em períodos de tempo comuns e sejam dependentes, ou pelo contrário, de forma a que a evolução de um se inicie depois do outro estar estabilizado.

A primeira hipótese revela-se mais complexa, na medida em que, pressupõe que as leis evolutivas estejam relacionadas para que se possa definir a evolução do sistema em análise. Para além disso, exige que sejam consideradas todas as fases de carregamento k resultantes da discretização da estrutura base, pelo que o método simplificado apresentado no ponto anterior deixa de poder ser utilizado, sendo necessário recorrer à formulação mais geral proposta no ponto IV.4.3.

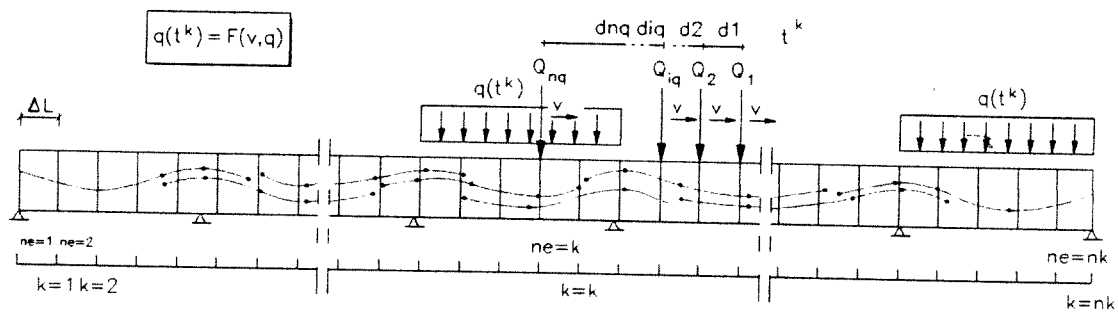


Figura IV.43 - Carregamento evolutivo composto com leis evolutivas dependentes

Essa primeira hipótese, implica ainda, que o cálculo da matriz de tensões produzidas $[M_{TQ}]_i^k$ tenha, nesse caso, que ser feito em função de leis evolutivas que só se poderão definir caso a caso, o que dificulta o estabelecimento de regras sistemáticas para o seu tratamento.

Se se considerar que as leis evolutivas são independentes, mesmo preservando a coexistência, é possível obviar significativamente o cálculo, verificando-se para além disso que esta hipótese metodológica, conduz, na generalidade, a resultados mais conservativos.

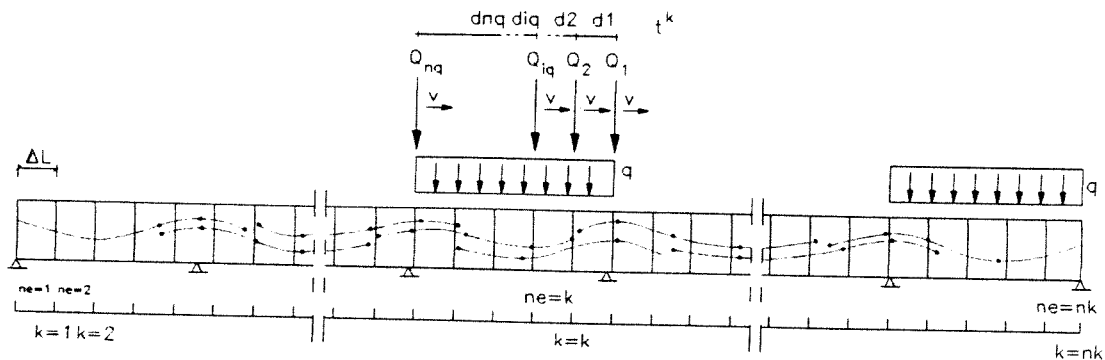


Figura IV.44 - Carregamento evolutivo composto com leis evolutivas independentes

Ora, para se simular um carregamento evolutivo composto com simultaneidade e sem dependência dos dois tipos de carregamentos, ter-se-á que admitir que numa primeira fase se

estabelece o carregamento distribuído na sua totalidade, para seguidamente, a composição de cargas concentradas percorrer a estrutura^(*).

Como é evidente, uma simulação baseada neste pressuposto poderá ser efectuada com várias configurações de carregamentos distribuídos (com cargas distribuídas em diferentes vãos).

Neste caso, o cálculo da estrutura orgânica torna-se particularmente fácil, especialmente se, numa aplicação prática já se tiver calculado a estrutura para os outros tipos de carregamento anteriormente apresentados.

Numa primeira fase, calcula-se a matriz de tensões instaladas nas secções de controlo devido à acção da carga distribuída Q_d no fim do período T , em que a mesma assume o seu valor máximo. Isso pode ser conseguido percorrendo os passos descritos no ponto anterior e usando a expressão (IV.76) de tal modo que a secção genérica S seja substituída pelas secções de controlo S_{ci} , fazendo $\psi = \psi_f$, e por fim fazendo $k=nk$, o que corresponde ao último estado de actividade:

$$\sigma_{S_{ci}}^{Q\psi_f} = \sigma_{S_{ci}}(G) + \sigma_{S_{ci}}(Q_d)^{\psi=1} \times \psi_f + \sum_{j=1}^{nso} \bar{\sigma}_{S_{ci}}^j \cdot nc_j^{nk} \quad (IV.77)$$

Consequentemente, e para considerar a acção do carregamento constituído pela composição de cargas concentradas, pode usar-se a mesma lei de actividade definida na expressão (IV.25) do ponto IV.4.5, e pode usar-se a expressão caracterizadora do sistema estático (IV.24) desde que nesta se substitua o termo de tensões permanentes pelo termo de tensões pré-existentes definidas na expressão (IV.77):

$$\sigma_{S_{ci}}^k = \sigma_{S_{ci}}^{Q\psi_f} + \sigma_{S_{ci}}^k(Q) + \sum_{j=1}^{nso} \bar{\sigma}_{S_{ci}}^j \cdot nc_j^k \quad (IV.78)$$

Note-se que como os dois processos de carregamento considerados são independentes, não há qualquer falta de rigor em fazer uso do mesmo índice k nas expressões (IV.77) e (IV.78) para ordenar as respectivas fases de carregamento.

IV.4.9 - Consideração de atrasos da resposta

Ao contrário do que acontece nos problemas de controlo dinâmico, nos problemas de controlo estático o efeito do atraso da resposta não é, em princípio, um efeito com uma influência drástica no comportamento dos sistemas controlados. De facto, a existência deste fenómeno em estruturas com controlo estático traduz-se geralmente em perdas de eficiência

(*) Repare-se que a hipótese contrária não faria sentido, pois apenas conduziria à sobreposição de carregamentos máximos apenas numa secção.

moderadas do sistema de controlo. Embora seja possível conduzir, em certos casos, à existência de fenómenos contraproducentes, estes serão de importância limitada*).

Nos sistemas dinâmicos, esse efeito é potencialmente mais gravoso, já que, como o atraso da resposta provoca um desfasamento entre a acção de controlo prevista no algoritmo e a acção de controlo efectiva, a sua não consideração, ou a sua deficiente avaliação, podem conduzir a problemas mais graves, como por exemplo a instabilidade do sistema dinâmico [C1], [M1].

De acordo com o que se irá verificar, na metodologia de pré-esforço orgânico que se propõe, o atraso da resposta resulta da soma de duas parcelas, das quais uma é devida ao processamento electrónico, estando a outra associada ao processo mecânico. A parcela devida ao processamento electrónico é igual ao período de tempo que demoram a ser efectuadas a captação e a transmissão do sinal, esta parcela poderá ser desprezada em muitos casos. A parcela devida à acção mecânica é nominalmente igual ao período de tempo necessário para o êmbolo do cilindro de esticamento da ancoragem orgânica percorrer o curso correspondente a uma contracção, e deverá, em princípio, ser sempre considerada.

Note-se que para além do que já foi referido, a grandeza dos atrasos da resposta nos sistemas de controlo dinâmico é maior do que no sistema de controlo estático proposto já que inclui uma outra parcela que corresponde ao período de processamento do computador de bordo (ou seja, do controlador).

Salienta-se por fim que os atrasos da resposta tanto podem surgir em processos de contracção como em processos de descontração, embora o seu efeito seja potencialmente mais importante nos primeiros.

IV.4.9.1 - Influência dos atrasos da resposta na evolução tensional nas secções de controlo em processos de contracção

Admitindo uma resposta instantânea, a evolução da tensão num par de secções de controlo ($Sc1$ e $Sc2$) afectas a um sistema orgânico j durante uma fase de acção de um carregamento evolutivo Q na vizinhança de um processo de contracção k pode ser descrita de acordo com a figura IV.45.

(*) Esses casos surgem quando são emitidos sinais na fase terminal de uma evolução monótona, de tal modo que, a tendência evolutiva já está invertida quando a acção de controlo se efectiva.

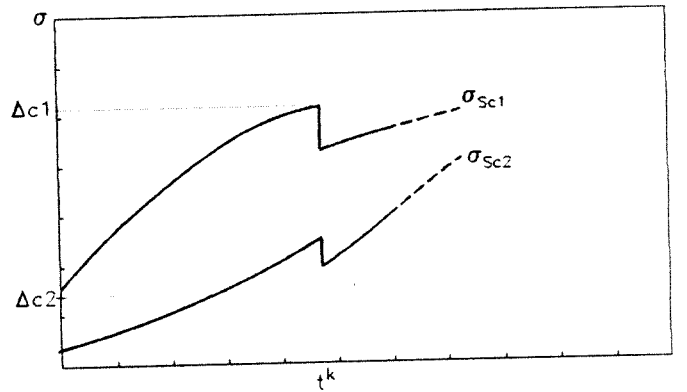


Figura IV.45 - Evolução das tensões σ_{sc1} e σ_{sc2} na vizinhança de um instante t^k em que se realiza uma contracção, sem atraso da resposta

Nesse período, as referidas evoluções podem ser definidas analiticamente pela seguinte expressão:

$$\begin{cases} \sigma_{Scl}^t = \sigma_{Scl}(G) + \sigma_{Scl}^t(Q) + \sigma_{Scl}^{(k-1)}(SPO) \Leftarrow t < t^k \\ \sigma_{Scl}^t = \sigma_{Scl}(G) + \sigma_{Scl}^t(Q) + \sigma_{Scl}^{(k-1)}(SPO) + 1 \times \bar{\sigma}_j^{Scl} \Leftarrow t \geq t^k \end{cases} \quad (IV.79)$$

Independentemente da grandeza que possam assumir, se os dois períodos de tempo que constituem o atraso da resposta não forem nulos, a referida evolução tensional torna-se diferente. Com efeito, durante o período de tempo em que o sinal é emitido e transmitido o sistema orgânico é totalmente ineficaz, pelo que a evolução tensional não sofre qualquer alteração. No segundo período, embora a eficácia inicial seja nula, existe uma efectivação crescente da acção de controlo pelo que surge uma aproximação progressiva ao trajecto evolutivo de tensões descrito na figura IV.45.

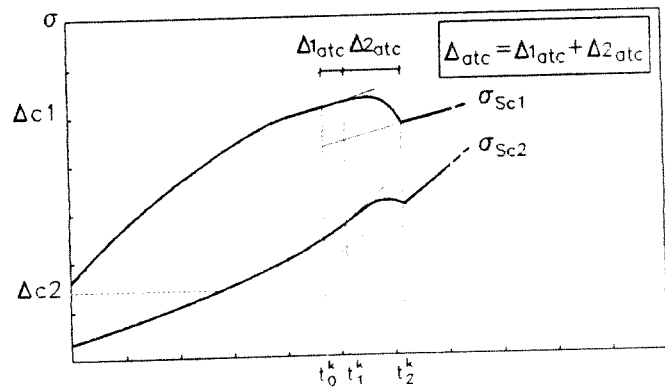


Figura IV.46 - Evolução das tensões σ_{sc1} e σ_{sc2} na vizinhança de um instante t^k em que se realiza uma contracção, com atraso da resposta

Note-se que, neste caso, a evolução tensional das secções de controlo consideradas só é alterada no instante t_1^k , e só se assumem as trajectórias de tensões controladas no instante t_2^k ,

verificando-se que no intervalo que medeia existe um troço intercalar de transição. Resulta assim uma expressão analítica que recorre a três equações:

$$\begin{cases} \sigma_{Scl}^t = \sigma_{Scl}(G) + \sigma_{Scl}^t(Q) + \sigma_{Scl}^{(k-1)}(SPO) \Leftrightarrow t < t_1^k \\ \sigma_{Scl}^t = \sigma_{Scl}(G) + \sigma_{Scl}^t(Q) + \sigma_{Scl}^{(k-1)}(SPO) + \varphi(t - t_1^k) \times \bar{\sigma}_j^{Scl} \Leftrightarrow t_1^k \leq t < t_2^k \\ \sigma_{Scl}^t = \sigma_{Scl}(G) + \sigma_{Scl}^t(Q) + \sigma_{Scl}^{(k-1)}(SPO) + 1 \times \bar{\sigma}_j^{Scl} \Leftrightarrow t \geq t_2^k \end{cases} \quad (IV.80)$$

onde $\varphi(t)^{(*)}$ é uma curva característica do sistema mecânico que define explicitamente a velocidade do êmbolo do cilindro de esticamento em cada contracção:

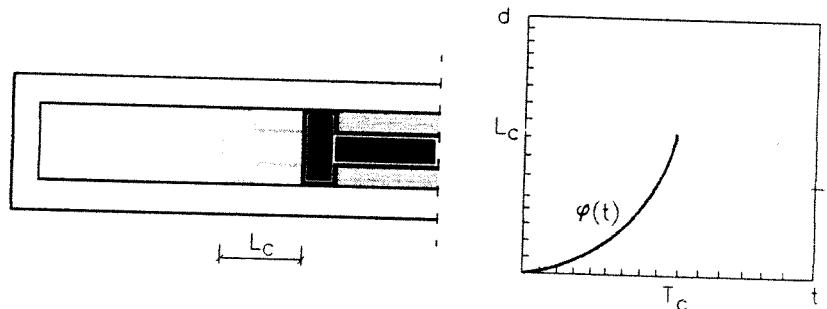


Figura IV.47 - Curva característica percurso-tempo de um cilindro de esticamento em cada contracção

onde T_C é o período de esticamento correspondente a uma contracção unitária^(*). Logo, a segunda componente do atraso da resposta é dada por:

$$\Delta 2_{atc} = t_2^k - t_1^k = T_C \quad (IV.81)$$

Conforme se descreve no capítulo seguinte, a curva $\varphi(t)$ depende essencialmente da potência do motor ligado à ancoragem orgânica e do caudal que a bomba que lhe está ligada injecta, pelo que, a segunda componente do atraso da resposta poderá assumir uma ampla gama de valores.

Também conforme é patente no referido capítulo, no caso de não ser desprezável o valor do atraso $\Delta 1_{atc}$, o mesmo deve ser determinado experimentalmente de acordo com as condições específicas de cada caso concreto.

(*) No caso de um sistema orgânico incluir duas ancoragens orgânicas deve ser considerada a soma das funções $\varphi(t)$, que é a velocidade de afastamento dos êmbolos dos respectivos cilindros de esticamento.

(**) A hipótese admitida de que o tempo de contracção é constante pressupõe que a bomba seja de caudal constante, conforme se expõe no próximo capítulo.

IV.4.9.2 - Inclusão na metodologia proposta do atraso da resposta em processos de contracção

O tratamento deste fenómeno recorrendo à expressão rigorosa (IV.80) aumenta muito significativamente o volume de cálculo envolvido na análise de uma estrutura orgânica, já que, para além de ser considerada mais uma inequação na lei de actividade, torna-se substancialmente mais complexa a discretização da estrutura base. Para obviar esse problema pode recorrer-se a métodos simplificativos que, embora não sendo exactos, permitem uma definição aceitável nos instantes relevantes do processo. Esses métodos consistem em admitir que as contracções são instantâneas mas suficientemente retardadas para que no mínimo sejam atingidos os máximos tensionais que seriam atingidos recorrendo à formulação exacta.

Irá verificar-se que nos termos da formulação que se tem vindo a desenvolver, a consideração de atrasos da resposta pode ser feita exclusivamente à custa de uma ligeira adaptação da equação caracterizadora do sistema estático.

Naturalmente, a consideração deste fenómeno dever ser adaptada a cada uma das submetodologias de cálculo propostas no ponto anterior (para cada tipo de carregamento evolutivo).

IV.4.9.2.1 - *Inclusão do atraso da resposta através de contracções instantâneas retardadas*

Este método consiste em tratar o processo de contracção como se o mesmo fosse instantâneo e só se efectivasse no instante final da contracção real. É por isso um método conservativo na medida em que conduz a valores de tensões que são sempre iguais ou superiores às que se obtém usando a formulação exacta^(*).

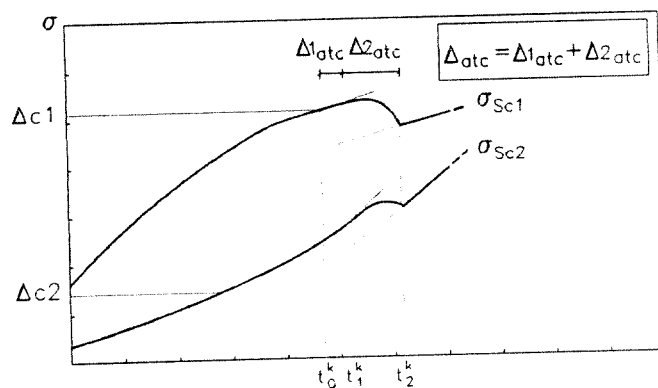


Figura IV.48 - Evolução das tensões σ_{Sc1} e σ_{Sc2} admitindo uma contracção instantânea retardada

Fazendo esta simplificação, a tensão nas secções de controlo em causa pode ser analiticamente definida por uma expressão igual à apresentada (IV.79) sem a consideração dos atrasos da resposta, na qual apenas são alterados os limites de validade de cada equação:

^(*) O texto refere-se às tensões nas fibras de igual tendência associadas às secções de controlo, ou seja, nas fibras que ficam traccionadas devido à acção isolada da sobrecarga.

$$\begin{cases} \sigma'_{Scl} = \sigma_{Scl}(G) + \sigma'_{Scl}(Q) + \sigma_{Scl}^{(k-1)}(SPO) \Leftrightarrow t \leq t_0^k + \Delta_{atc}^j \\ \sigma'_{Scl} = \sigma_{Scl}(G) + \sigma'_{Scl}(Q) + \sigma_{Scl}^{(k-1)}(SPO) + 1 \times \bar{\sigma}_j^{Scl} \Leftrightarrow t \geq t_0^k + \Delta_{atc}^j \end{cases} \quad (IV.82)$$

No caso de carregamentos evolutivos com cargas distribuídas crescentes, a inclusão deste efeito reduz-se a somar o atraso da resposta na expressão (IV.72) que determina os instantes virtuais de contracção dos sistemas orgânicos:

$$t_{Scl'}^{k^v} = \frac{\Delta_{cl}^j - \sigma_{Scl'}(G) - \sigma_{Scl'}^{k-1}(SPO)}{\dot{\sigma}_{Scl'}} + \Delta_{atc}^j \quad (IV.83)$$

feita essa operação, resta seguir os procedimentos definidos no ponto IV.4.8.2 para que se possam definir os instantes relevantes do carregamento t^k e determinar, assim, a respectiva matriz de actividade.

No caso de carregamentos evolutivos com composições de cargas rolantes, a consideração do atraso da resposta com base neste método simplificativo é igualmente expedita. Com efeito, no método proposto para a resolução destes problemas foi admitida uma discretização geométrica associada à discretização do tempo de tal modo que a cada instante t^k corresponde a posição k da primeira carga rolante da composição de cargas. Ora como a abcissa correspondente à posição k é dada por:

$$X(t^k) = X_k = k \cdot \Delta L \quad (IV.84)$$

analogamente,

$$X(t^k + \Delta_{atc}) = k \cdot \Delta L + k_{atc} \cdot \Delta L \quad (IV.85)$$

e como a velocidade v que caracteriza o carregamento é constante, a posição da mesma carga no instante $t^k + \Delta_{atc}$ é dada por:

$$X(t^k + \Delta_{atc}) = k \cdot \Delta L + v \cdot \Delta_{atc} \quad (IV.86)$$

logo, igualando as expressões tem-se:

$$k_{atc} \cdot \Delta L = v \cdot \Delta_{atc} \quad (IV.87)$$

que é equivalente a

$$k_{atc} = (v \cdot \Delta_{atc}) / \Delta L \quad (IV.88)$$

significa isso que se o sistema orgânico j tiver um atraso da resposta igual a Δ_{atc}^j , o estado de actividade k só ocorre quando a carga volante da composição estiver na posição $k + k_{atc}^j$, o que é equivalente afirmar que o estado de actividade $k - k_{atc}^j$ só ocorre quando a referida carga se encontra na posição k , pelo que a equação caracterizadora do sistema estático com atraso da resposta assume a seguinte forma:

$$\sigma_{Sci}^k = \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}(Q) + \sum_{j=1}^{nso} \bar{\sigma}_{Sci}^j \cdot nc_j^{(k-k_{atc}^j)} \quad (IV.89)$$

Note-se que k tem que ser um número inteiro pelo que, se a discretização não conduzir a elementos com um comprimento submúltiplo da distância percorrida pela carga volante no atraso da resposta, tem que se proceder a um artifício, que mais uma vez é conservativo na medida em que majora o atraso da resposta:

$$k_{atc}^j = INT[(v \cdot \Delta_{atc}^j) / \Delta L] + 1 \quad (IV.90)$$

Para incluir este efeito em carregamentos compostos usando esta técnica simplificativa, basta adequar os procedimentos propostos a cada tipo de carregamento.

IV.4.9.2.2 - Inclusão do atraso da resposta através de contracções instantâneas parcialmente retardadas

Apesar de nas aplicações numéricas já estudadas não se ter reconhecido um carácter substancialmente gravoso no método anteriormente apresentado, admite-se que possam surgir casos em que seja conveniente otimizar o procedimento de cálculo.

Para esse efeito poderão ser adoptados procedimentos que, sem implicar a excessiva extensão de cálculo inerente à metodologia preconizada no ponto IV.4.9.1 (formulação exacta), permitirão alcançar resultados menos gravosos do que os que advêm da adopção da metodologia simplificada proposta no ponto anterior.

Uma das formas de o fazer será considerar contracções instantâneas parcialmente retardadas com um atraso da resposta fictício Δ_{atc}^{j*} , correspondendo o instante da contracção instantânea, ao instante em que é atingido a máxima tensão real em cada secção de controlo.

Salienta-se que nos carregamentos evolutivos em que a evolução tensional não seja linear ao longo do tempo, este tipo de metodologia conduzirá a diferentes valores de cálculo do atraso da resposta para cada fase do carregamento. Para obviar esta dificuldade de cálculo, poderá admitir-se que qualquer activação se efectua com um atraso igual ao máximo atraso da resposta fictício possível, no sistema orgânico em causa.

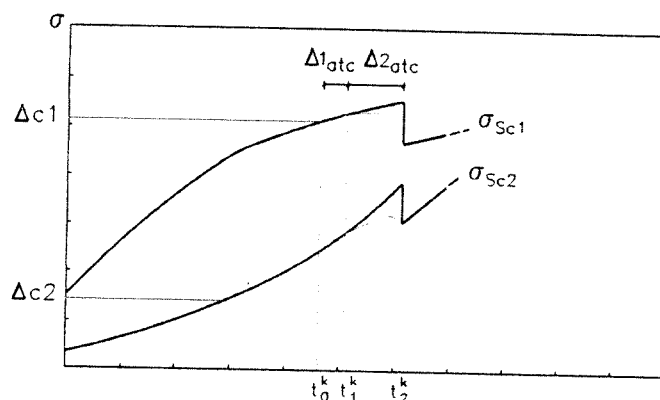


Figura IV.49 - Evolução das tensões σ_{sc1} e σ_{sc2} admitindo uma contracção instantânea parcialmente retardada

Pelos motivos inicialmente expostos, não se justifica apresentar a formulação do presente método. Refira-se no entanto que se trata de um procedimento simples que consiste basicamente em igualar a zero a derivada da equação exacta (definida em (IV.80)) em ordem ao tempo. Note-se que, uma vez que as tensões permanentes e as tensões produzidas pelos sistemas orgânicos em contracções anteriores são valores constantes no intervalo de tempo em análise, a sua derivada é nula, pelo que, a resolução do problema se reduz a manipular a expressão que define as tensões produzidas pelo sistema orgânico durante a contracção em análise e, a expressão que avalia as tensões produzidas pela acção exterior (que por hipótese é conhecida).

IV.4.9.3 - Influência dos atrasos da resposta na evolução tensional nas secções de controlo em processos de descontração

A consideração de atrasos da resposta em processos de descontração é na generalidade semelhante à anteriormente descrita, distinguindo-se desta apenas pelo facto de o fenómeno descontração estar associado a cenários inversos dos anteriores, e por alguns outros aspectos, que resultam das propriedades específicas que o caracterizam^(*).

Um desses aspectos advém da lei de actividade proposta (IV.24) e consiste no facto da emissão de sinal ser feita quando a primeira das duas secções de controlo atinge a margem de actividade.

^(*) Conforme se irá verificar, como o atraso da resposta nos processos de descontração não é, na generalidade, um factor condicionante, a sua consideração poderá, em certos casos, ser obviada.

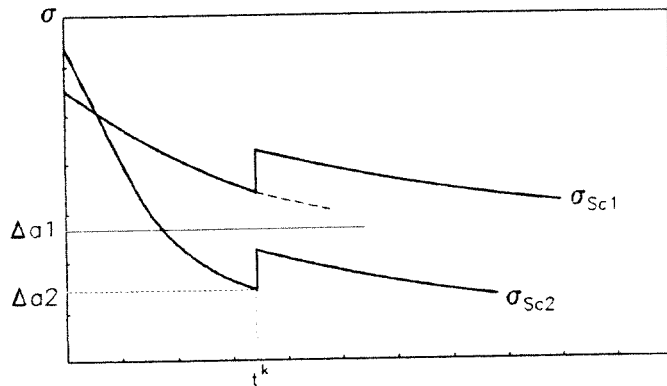


Figura IV.50 - Evolução das tensões σ_{Sc1} e σ_{Sc2} na vizinhança de um instante t^k em que se realiza uma descontração, sem atraso da resposta

Desprezando o atraso da resposta ter-se-ia a seguinte definição analítica na vizinhança da descontração:

$$\begin{cases} \sigma_{Sc1} = \sigma_{Sc1}(G) + \sigma_{Sc1}^t(Q) + \sigma_{Sc1}^{(k-1)}(SPO) \Leftarrow t < t^k \\ \sigma_{Sc1} = \sigma_{Sc1}(G) + \sigma_{Sc1}^t(Q) + \sigma_{Sc1}^{(k-1)}(SPO) - 1 \times \bar{\sigma}_{Sc1}^j \Leftarrow t \geq t^k \end{cases} \quad (IV.91)$$

Considerando as duas componentes do atraso da resposta, a evolução das referidas tensões assume uma nova configuração de acordo com a figura IV.51. Salienta-se que neste caso a segunda componente do atraso da resposta não depende da potência do motor, mas sim da secção da válvula restritora e da pressão instalada no óleo, pelo que, se a válvula tiver sempre a mesma abertura, o atraso da resposta é variável de descontração para descontração (ver capítulo 5).

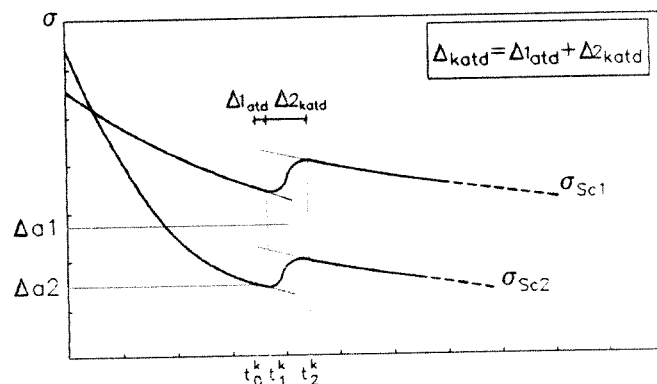


Figura IV.51 - Evolução das tensões σ_{Sc1} e σ_{Sc2} na vizinhança de um instante t^k em que se realiza uma descontração, com atraso da resposta

Tal como aconteceu nos pontos anteriores, neste caso a evolução tensional das secções de controlo consideradas só é alterada no instante t_1^k , e só se assumem as trajectórias de tensões controladas no instante t_2^k , verificando-se que no intervalo que medeia existe um troço

intercalar de transição. Resulta assim uma, outra expressão analítica que recorre a três equações:

$$\begin{cases} \sigma_{Scl} = \sigma_{Scl}(G) + \sigma_{Scl}^t(Q) + \sigma_{Scl}^{(k-1)}(SPO) \Leftarrow t < t_1^k \\ \sigma_{Scl} = \sigma_{Scl}(G) + \sigma_{Scl}^t(Q) + \sigma_{Scl}^{(k-1)}(SPO) - \xi^{(k-1)}(t - t_1^k) \times \bar{\sigma}_{Scl}^j \Leftarrow t_1^k \leq t < t_2^k \\ \sigma_{Scl} = \sigma_{Scl}(G) + \sigma_{Scl}^t(Q) + \sigma_{Scl}^{(k-1)}(SPO) - 1 \times \bar{\sigma}_{Scl}^j \Leftarrow t \geq t_2^k \end{cases} \quad (IV.92)$$

onde $\xi^{(k)}(t)$ é uma função que define a velocidade do êmbolo do cilindro de esticamento em processos de descontração. Embora esta matéria seja tratada com mais detalhe no capítulo seguinte, pode desde já referir-se que a referida função é definida por uma expressão do tipo:

$$\xi^{(k)}(t) = \sqrt{\frac{\Delta p(t)}{\zeta}} \cdot \frac{1}{A_e} \quad (IV.93)$$

onde $\Delta p(t)$ representa a diferença de pressão no óleo existente no encanamento a montante e a jusante de uma válvula restritora, ζ é um parâmetro relacionado com a secção da válvula restritora e A_e é a área do encanamento.

Ora, como $\Delta p(t)$ está relacionado com o do número de contrações nc_j^k mobilizadas pelo sistema j , e como durante o período em análise esse valor varia, a referida função apresenta uma configuração típica semelhante à da seguinte figura:

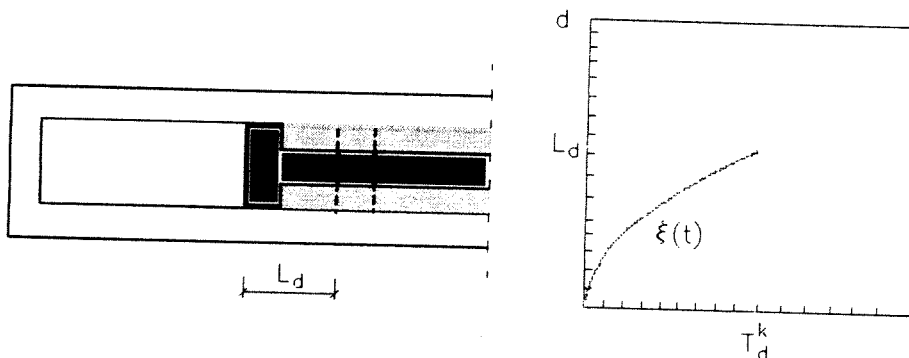


Figura IV.52 - Curva tipo percurso-tempo de um cilindro de esticamento numa descontração

onde L_d é, por hipótese igual a L_c (anteriormente definido), e onde T_d^k é o período do percurso do êmbolo do cilindro de esticamento durante a descontração k . Ter-se-á então que a segunda componente do atraso da resposta será dada por:

$$\Delta 2k_{atd} = t_2^k - t_1^k = T_d^k \quad (IV.94)$$

onde, o período de descontração T_d^k tem que ser determinado por manipulação da função $\xi^{(k)}(t)$:

$$L_d = \int_{t=0}^{T_d^k} \xi^k(t) \cdot dt \quad \text{IV.95)}$$

Em termos práticos, e no caso geral, o atraso da resposta em processos de descontração não é um factor condicionante para a verificação da segurança de estruturas com pré-esforço orgânico. De facto, uma vez dimensionada à válvula restritora de forma a que os processos de descontração nunca sejam mais rápidos do que os processos de contração (de forma a evitar problemas de vibrações – ver capítulo 6), será normalmente aceitável uma ampla gama de valores. Isso justifica-se porque a consequência desses atrasos serem significativos é ficarem instalados estados de tensão com elevadas compressões durante curtos períodos de tempo, o que, no caso geral, é uma consequência inócua.

Com vista à simplificação dos procedimentos envolvidos na análise estática evolutiva, poder-se-á considerar que a componente $\Delta 2k_{atd}$ é um valor constante ($\Delta 2k_{atd} = \Delta 2_{atd}$) determinado com base nas pressões instaladas na primeira ou na última descontração, conforme isso seja mais desfavorável.

A primeira componente do atraso da resposta $\Delta 1_{atd}$ é igual à componente homóloga dos processos de contração $\Delta 1_{atc}$ e deve igualmente ser determinada experimentalmente de acordo com as condições específicas de cada caso concreto, ou com base nos valores propostos no capítulo seguinte.

IV.4.10 - Consideração de condições limite da lei de actividade

Na formulação proposta, as leis de actividade estão definidas de tal modo que sempre que são atingidas em ambas as secções de controlo de um sistema orgânico as margens de compressão, e sempre que é atingida numa dessas secções o limite de compressão (ou margem de actividade), são emitidos sinais que provocam respectivamente contrações ou descontrações do sistema orgânico em causa (ver expressão (IV.29)). Verifica-se porém que, se o êmbolo do cilindro de esticamento se encontrar numa das extremidades do curso, essa emissão de sinais só será respondida pelo actuador se a correspondente instrução afastar o referido êmbolo do fim de curso em causa.

Para considerar esse aspecto na metodologia apresentada é necessário associar conjuntamente à lei de actividade definida pelas expressões (IV.12) e (IV.15) (conforme se trate, respectivamente, de uma viga simplesmente apoiada ou uma viga contínua) as seguintes condições artificiais:

$$\begin{cases} nc_t = 0 & \Rightarrow \Delta_{ai} = -\infty \\ nc_t = nc_{max} & \Rightarrow \Delta_{ci} = +\infty \end{cases} \quad (IV.96)$$

Salienta-se que estas condições exprimem que o sistema é insensível a sinais de contracção depois de ter atingido o número máximo de contracções ($nc_t = nc_{max}$) e, insensíveis a sinais de descontracção se apenas estiver instalado o pré-esforço permanente ($nc_t = 0$).

IV.4.11 - Fenómenos indesejáveis no controlo estático

Tal como acontece no controlo dinâmico, surgem associados ao controlo estático determinados fenómenos que podem não só reduzir a eficiência dos sistemas de controlo, como também, precipitar a existência de processos incontroláveis. É no entanto possível limitar os contra-efeitos provocados por uns, e evitar a ocorrência de outros, através de uma escolha correcta dos parâmetros envolvidos.

Com efeito, ao contrário do que é habitual no controlo dinâmico, em que este tipo de fenómenos são minimizados por alterações momentâneas das acções de controlo, nas estratégias por autocontrolo é possível garantir-se a impossibilidade virtual da ocorrência dos fenómenos mais gravosos, bastando, para isso, que se cumpram determinados critérios de concepção que são a seguir definidos e justificados.

Os fenómenos em causa podem ser de natureza transitória ou podem ser teoricamente intermináveis, sendo previsível, neste último caso, que a sua ocorrência conduza à rotura global ou parcial do aparelho orgânico e, eventualmente, da estrutura orgânica no seu todo. Esta última consequência, está associada à ocorrência de processos vibratórios de amplitudes significativas.

Os dois fenómenos mais importantes são a *instabilidade* e a *hiperactividade*. O primeiro depende fundamentalmente da definição da lei de controlo e consiste na alternância sucessiva de estados de actividade. O segundo depende essencialmente da equação caracterizadora do sistema estático e consiste na ocorrência de evoluções monótonas de estados de actividade. Em estruturas com uma elevada interactividade, a instabilidade poderá também depender da equação caracterizadora do sistema estático.

Para além do impedimento destes fenómenos, deve ser verificada uma propriedade que relaciona as leis de controlo com a equação caracterizadora do sistema estático: a *estacionariedade*. Esta propriedade é fundamental para assegurar a impossibilidade de sistemas orgânicos ficarem indevidamente activados durante longos períodos de tempo.

Finalmente, deve ainda ser considerado um outro aspecto indesejável associado à estratégia de controlo apresentada, sendo no entanto o seu efeito muito menos grave do que os anteriores - a *neutralização de sensibilidade das secções de controlo*. Este fenómeno resulta da acção interactiva poder retardar ou evitar o controlo directo.

Nos pontos que se seguem são descritos esses fenómenos, tanto na sua vertente física como na sua vertente matemática, e são apontados critérios para evitá-los, ou, em casos em que isso se revele suficiente, para limitar o seu efeito.

IV.4.11.1 - Hiperactividade, ou interactividade excessiva

Em estruturas dotadas de mais do que um aparelho orgânico é conceptualmente possível poderem ocorrer acções de controlo que, devido às contribuições interactivas, conduzam a níveis de controlo moderados. Isso relaciona-se com o facto de as activações assumidas por alguns sistemas orgânicos poderem promover a activação de outros, e reciprocamente. Daí resulta que os sistemas orgânicos envolvidos entram em processos nos quais ocorre uma evolução monótona dos respectivos estados de actividade, sem que isso implique uma correspondente evolução do estado de tensão da estrutura. Nessas circunstâncias, diz-se que tais sistemas orgânicos entram em hiperactividade.

Em estruturas orgânicas com traçados de pré-esforço correntes, não é previsível a ocorrência deste tipo de fenómenos uma vez que as componentes interactivas (relacionadas com o pré-esforço hiperstático) são moderadas. Para todos os efeitos, e tendo em consideração as várias consequências que a seguir se descrevem, é fundamental garantir-se literalmente a impossibilidade da sua ocorrência.

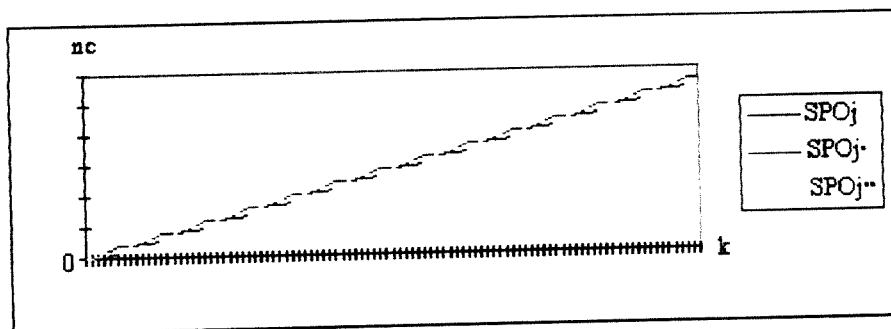


Figura IV.53 - Evolução dos estados de actividade de três sistemas orgânicos em hiperactividade

A hiperactividade pode ser *transitória*, *pura*, ou *galopante*. No primeiro caso os sistemas orgânicos envolvidos realizam um número limitado de activações antes de conduzirem a estrutura a um estado de tensão estável (no qual as tensões de controlo se encontram nos respectivos fusos de controlo). No segundo caso, a acção de controlo não produz qualquer variação de tensão nas secções de controlo afectas aos sistemas orgânicos envolvidos (os incrementos tensionais interactivos anulam os incrementos tensionais directos), pelo que, na ocorrência de determinados estados de tensão, os sistemas orgânicos são, sucessivamente e indefinidamente, activados. No último caso, os sistemas orgânicos entram, igualmente, em processos de activação sucessivos, verificando-se, no entanto, que o estado tensional se torna progressivamente mais desfavorável. Todos estes casos irão, posteriormente, ser objecto de uma definição matemática.

Será de salientar, que, em termos práticos, a ocorrência de processos de activação monótonos é sempre limitada pela existência dos fins de curso dos êmbolos dos cilindros de esticamento. Assim sendo, mesmo a ocorrência de fenómenos de hiperactividade pura, ou de hiperactividade galopante, não conduz a um número de activações maior do que o número máximo de contracções para que cada sistema orgânico está dimensionado.

Todavia, a ocorrência de fenómenos de hiperactividade pode ter as seguintes consequências:

- redução da eficiência dos sistemas orgânicos (excessivo consumo energético e substancial aumento do dano por desgaste mecânico e fadiga dos elementos constituintes) nas acções de controlo
- fomentar processos de instabilidade interactiva
- evitar a estacionariedade do aparelho orgânico

A primeira consequência, apesar de não ser susceptível de uma abordagem quantificada bem delimitada, pode ser ponderada com recurso a *coeficientes de interactividade*, que serão oportunamente definidos, podendo também ser identificada na análise dos carregamentos evolutivos. A segunda e a terceira consequências envolvem-se com fenómenos que poderão ser mais objectivamente analisados, já que a sua ocorrência tem uma evidente tradução matemática.

Dada a sua importância, o estudo destes dois últimos fenómenos irá ser detalhadamente aprofundado em 2 pontos que irão ser posteriormente apresentados. Fica, no entanto, desde já claro que estes fenómenos, quando não evitados, poderão conduzir à rotura dos sistemas orgânicos, e eventualmente, á rotura das próprias estruturas orgânicas.

Os fenómenos de hiperactividade, apesar de surgirem na ocorrência de determinados estados de tensão, podem ser estudados independentemente da história tensional (referente às secções de controlo), uma vez que dependem das características da acção de controlo, nomeadamente da relação dos incrementos tensionais directos com os incrementos tensionais interactivos. Um vez provado que na ausência de carregamentos evolutivos, ou na sequência da estabilização dos mesmos, é impossível ocorrerem processos de hiperactividade, tal significa que esses processos nunca ocorrem, já que, nesse caso, toda a actividade dos sistemas orgânicos se relaciona com a existência de solicitações exteriores.

Assim, o seu estudo pode ser desenvolvido com base numa estrutura orgânica genérica que a partir de um instante k , não está sujeita a qualquer solicitação exterior. Nesse caso, o estado de tensão $\left[V_{TT}^{k+CI} \right]$ da estrutura no instante $k+CI$ (em que CI representa o número de instantes relevante de um ciclo de interactividade), pode ser determinado à custa do estado tensão $\left[V_{TT}^k \right]$ no instante k , adicionando a este as variações tensionais produzidas pela acção de controlo, e que são dadas, como anteriormente se estabeleceu, pelo produto da matriz de

incrementos tensionais unitários pela diferença dos estados de actividade relativos aos dois instantes.

$$[V_{TT}^{k+Cl}]_j = [V_{TT}^k]_j + [M_{Tiso}]_i^j \times ([V_a^{k+Cl}]_j - [V_a^k]_j) \quad (IV.97)$$

Esta expressão, que é no fundo uma forma particular da equação caracterizadora do sistema estático, pode ser rescrita de uma forma simplificada, se na mesma se substituírem o vector da diferença de estados de actividade, e o vector das tensões totais produzidas nesse período de tempo, e que são dados, respectivamente, por:

$$[\bar{V}_a^{Cl}]_j = [V_a^{k+Cl}]_j - [V_a^k]_j \quad (IV.98)$$

e por,

$$[\bar{V}_{TT}^{Cl}]_i = [V_{TT}^{k+Cl}]_i - [V_{TT}^k]_i \quad (IV.99)$$

obtendo-se assim,

$$[\bar{V}_{TT}^{Cl}]_i = [M_{Tiso}]_i^j \times [\bar{V}_a^{Cl}]_j \quad (IV.100)$$

Esta expressão, quando representada por extenso, assume a seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} \sigma_{Sc1} \\ \sigma_{Sc2} \\ \dots \\ \sigma_{Sci} \\ \dots \\ \sigma_{Sc(nso+1)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\sigma}_{Sc1}^1 & \bar{\sigma}_{Sc1}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{Sc1}^j & \dots & \bar{\sigma}_{Sc1}^{nso} \\ \bar{\sigma}_{Sc2}^1 & \bar{\sigma}_{Sc2}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{Sc2}^j & \dots & \bar{\sigma}_{Sc2}^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_{Sci}^1 & \bar{\sigma}_{Sci}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{Sci}^j & \dots & \bar{\sigma}_{Sci}^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_{Sc(nso+1)}^1 & \bar{\sigma}_{Sc(nso+1)}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{Sc(nso+1)}^j & \dots & \bar{\sigma}_{Sc(nso+1)}^{nso} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} nc_1 \\ nc_2 \\ \dots \\ nc_j \\ \dots \\ nc_{nso} \end{bmatrix} \quad (V.101)$$

Ora, manipulando esta expressão de modo a que cada linha i corresponda a soma da linha i com a linha $i + 1$ de tal modo que,

$$\sigma_i = \sigma_{Sci} + \sigma_{Sc(i+1)} \quad (IV.102)$$

e de modo que,

$$\bar{\sigma}_i^j = \bar{\sigma}_{Sci}^j + \bar{\sigma}_{Sc(i+1)}^j \quad (IV.103)$$

obtem-se uma nova expressão na qual o índice j mantém o significado e o índice i se passa a referir à *base de controlo* constituída pelo par de secções de controlo a que cada sistema orgânico está subordinado:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \dots \\ \sigma_i \\ \dots \\ \sigma_{Sc(ns_o)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\sigma}_1^1 & \bar{\sigma}_1^2 & \dots & \bar{\sigma}_1^j & \dots & \bar{\sigma}_1^{ns_o} \\ \bar{\sigma}_2^1 & \bar{\sigma}_2^2 & \dots & \bar{\sigma}_2^j & \dots & \bar{\sigma}_2^{ns_o} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_i^1 & \bar{\sigma}_i^2 & \dots & \bar{\sigma}_i^j & \dots & \bar{\sigma}_i^{ns_o} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_{(ns_o+1)}^1 & \bar{\sigma}_{(ns_o+1)}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{(ns_o+1)}^j & \dots & \bar{\sigma}_{(ns_o+1)}^{ns_o} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} nc_1 \\ nc_2 \\ \dots \\ nc_j \\ \dots \\ nc_{ns_o} \end{bmatrix} \quad (V.104)$$

Note-se que, esta expressão pode, de resto, ser escrita na forma (IV.100) desde que se tenha em conta que o índice i se passa a referir às bases de controlo. Note-se ainda que, enquanto se tratarem de bases de controlo, os índices i e j podem ser usados arbitrariamente já que a cada base de controlo está associado um, e um só, sistema orgânico. A matriz de incrementos tensionais nas base de controlo $[\bar{\sigma}]_i^j$ passa a designar-se por *matriz característica do sistema estático*.

Por outro lado, numa estrutura com um número finito de sistemas orgânicos, a ocorrência de um processo interminável pressupõe a existência de ciclos de interactividade. Ora, em tais ciclos, a tensão total produzida será, evidentemente, sempre a mesma, e, não havendo qualquer solicitação exterior, essa tensão será função linear do número de activações existentes nesse intervalo, ou seja(*):

$$[\bar{V}_{TT}^{Cl}]_i = \sigma * [\bar{V}_a^{Cl}]_i \quad (IV.105)$$

Pelo que, substituindo esta expressão na expressão (IV.100), obtém-se(**):

$$[M_{Tiso}]_i^j \times [\bar{V}_a^{Cl}]_j = \sigma * [\bar{V}_a^{Cl}]_i \quad (IV.106)$$

ou, representando a mesma expressão por extenso,

(*) Note-se que um ciclo de interactividade está associado a uma forma de actividade que é caracterizada por definir uma relação implícita entre a actividade dos vários sistemas orgânicos. Assim sendo, uma forma de actividade pode ser caracterizada exclusivamente por 1 grau de liberdade, que é a tensão produzida.

(**) Note-se que existe uma relação linear entre os efeitos da acção de controlo (tensões) e os estados de actividade, já que se admitiu o comportamento elástico da estrutura base. Assim sendo, na quantificação isolada das acções de controlo, é válida a sobreposição de efeitos.

$$\begin{bmatrix} \bar{\sigma}_1^1 & \bar{\sigma}_1^2 & \dots & \bar{\sigma}_1^j & \dots & \bar{\sigma}_1^{nso} \\ \bar{\sigma}_2^1 & \bar{\sigma}_2^2 & \dots & \bar{\sigma}_2^j & \dots & \bar{\sigma}_2^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_i^1 & \bar{\sigma}_i^2 & \dots & \bar{\sigma}_i^j & \dots & \bar{\sigma}_i^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_{nso}^1 & \bar{\sigma}_{nso}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{nso}^j & \dots & \bar{\sigma}_{nso}^{nso} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} nc_1 \\ nc_2 \\ \dots \\ nc_j \\ \dots \\ nc_{nso} \end{bmatrix} = \sigma^* \cdot \begin{bmatrix} nc_1 \\ nc_2 \\ \dots \\ nc_j \\ \dots \\ nc_{nso} \end{bmatrix} \quad (IV.107)$$

o que é, obviamente, equivalente a:

$$\begin{bmatrix} \bar{\sigma}_1^1 & \bar{\sigma}_1^2 & \dots & \bar{\sigma}_1^j & \dots & \bar{\sigma}_1^{nso} \\ \bar{\sigma}_2^1 & \bar{\sigma}_2^2 & \dots & \bar{\sigma}_2^j & \dots & \bar{\sigma}_2^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_i^1 & \bar{\sigma}_i^2 & \dots & \bar{\sigma}_i^j & \dots & \bar{\sigma}_i^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_{nso}^1 & \bar{\sigma}_{nso}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{nso}^j & \dots & \bar{\sigma}_{nso}^{nso} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} nc_1 \\ nc_2 \\ \dots \\ nc_i \\ \dots \\ nc_{nso} \end{bmatrix} - \sigma^* \cdot \begin{bmatrix} nc_1 \\ nc_2 \\ \dots \\ nc_i \\ \dots \\ nc_{nso} \end{bmatrix} = 0 \quad (IV.108)$$

o que, finalmente, considerando a relação dos factores se pode transformar em:

$$\begin{bmatrix} \bar{\sigma}_1^1 - \sigma^* & \bar{\sigma}_1^2 & \dots & \bar{\sigma}_1^j & \dots & \bar{\sigma}_1^{nso} \\ \bar{\sigma}_2^1 & \bar{\sigma}_2^2 - \sigma^* & \dots & \bar{\sigma}_2^j & \dots & \bar{\sigma}_2^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_i^1 & \bar{\sigma}_i^2 & \dots & \bar{\sigma}_i^j - \sigma^* & \dots & \bar{\sigma}_i^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_{nso}^1 & \bar{\sigma}_{nso}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{nso}^j & \dots & \bar{\sigma}_{nso}^{nso} - \sigma^* \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} nc_1 \\ nc_2 \\ \dots \\ nc_j \\ \dots \\ nc_{nso} \end{bmatrix} = 0 \quad (IV.109)$$

Ora, como se sabe um sistema homogéneo tem solução não nula se e só se, o determinante da matriz dos coeficientes for zero [L1]. Significa isso que σ^* pode assumir $nso^{(*)}$ valores σ_i^* , que não são mais do que os valores próprios da matriz característica do aparelho orgânico. Naturalmente, esses valores podem ser obtidos igualando a zero o polinómio característico que lhes está associado e que é da forma:

$$(\sigma^* - \sigma_1^*) \cdot (\sigma^* - \sigma_2^*) \cdot \dots \cdot (\sigma^* - \sigma_i^*) \cdot \dots \cdot (\sigma^* - \sigma_{nso}^*) = 0 \quad (IV.110)$$

Se de igual modo se fizer uso da teoria da Álgebra Linear, podem determinar-se os vectores próprios $[V_a^i]$ associados aos valores próprios σ_i^* da referida matriz substituindo

(*) Com multiplicidade incluída.

esses valores na expressão (IV.109) de tal modo que se obtenham *nso* equações linearmente dependentes(*).

É assim possível descrever um fenómeno interactivo em coordenadas modais, já que os vectores próprios $[V_a^I]$ são precisamente os *vectores de actividade deslizantes* associados a cada modo de interactividade. Isso significa que um vector de tensões produzidas na sequência de um processo interactivo pode ser determinado com base nos referidos modos de interactividade:

$$[\bar{V}_{TT}] = \sum_{I=1}^{nso} \phi_I \cdot \sigma_I^* \cdot [V_a^I] \quad (\text{IV.111})$$

onde ϕ_I correspondem aos factores de participação modal, e onde os valores σ_I^* correspondem aos produtos tensionais unitários existentes em cada activação e em cada sistema orgânico na ocorrência de cada modo de interactividade *I*. Este último conceito poderá ser melhor compreendido posteriormente.

Apesar da análise modal não ser aplicável ao cálculo de carregamentos evolutivos, já que aí deixa de ser válida a sobreposição de efeitos, a mesma permite identificar os modos de interactividade mais críticos, e que são, precisamente, aqueles que caracterizam a propensão para a ocorrência dos fenómenos indesejáveis que estão associados à interactividade. Conforme se irá verificar, uma análise particularmente simples dos modos de interactividade, permite, na generalidade, determinar, definitivamente, a possibilidade de ocorrência de tais fenómenos.

Note-se que esta formulação foi desenvolvida independentemente das leis de controlo que, quando consideradas, poderão restringir a ocorrência de algumas formas de interactividade. Por outro lado, a mesma formulação é válida para números de contracções com valores reais, pelo que, o facto da metodologia prever incrementos inteiros (**), também pode restringir a ocorrência de alguns modos de interactividade(***). Assim sendo, uma análise de fenómenos indesejáveis baseada nos modos de interactividade assim obtidos, não conduz a condições necessárias, mas sim, determina condições suficientes para que os mesmos não ocorram. Salieta-se que a consideração das leis de actividade neste tipo de problemas acarretaria uma substancial e desnecessária complexidade ao problema em causa.

(*) Como a matriz característica do aparelho orgânico, apesar de ser real, não é necessariamente simétrica, os valores próprios podem assumir valores complexos, o mesmo acontecendo com os vectores próprios. Apesar de nas aplicações concretas analisadas não se terem identificado casos em que tal sucedesse, a interpretação da formulação apresentada leve a crer que os modos de interactividade associados a tais valores, não são susceptíveis de ocorrerem isoladamente.

(**) No capítulo 6 irá verificar-se que os efeitos dinâmicos associados às activações poderão provocar que os incrementos tensionais correspondam a valores não inteiros.

(***) Note-se que a metodologia proposta tem em consideração modos de interactividade que poderão ser, em termos práticos, inviáveis, pelo que se trata de uma metodologia conservativa.

Assim sendo, se se verificar que um aparelho orgânico assume um comportamento aceitável na ocorrência de qualquer um dos modos de interactividade que lhes estão teoricamente associados, pode assumir-se que o mesmo tem um comportamento global que assegura um controlo rápido e efectivo da estrutura base em causa.

IV.4.11.1.1 - Análise dos modos de interactividade

A fixação das leis de actividade e dos incrementos tensionais de cada sistema orgânico é, como se verá no capítulo 7, preferencialmente efectuada tendo em conta a zona da estrutura onde o mesmo se insere, mais concretamente, tendo em conta o vão onde o referido sistema orgânico está instalado. Desse modo, é conveniente que o incremento tensional, efectivamente provocado nas secções de controlo afectas a um determinado sistema orgânico pela acção de controlo global (dos vários sistemas orgânicos), não se afaste muito do incremento tensional produzido, nas mesmas secções, pelo sistema orgânico em causa (incremento tensional directo na base de controlo).

Se o incremento tensional total for muito superior ao incremento tensional directo, na sequência de uma activação, o sistema orgânico pode ser conduzido a um estado de tensão que promova uma activação simétrica. Este tipo de situação relaciona-se com a instabilidade, e irá ser analisado no ponto que se segue.

Se o incremento tensional total for muito inferior ao incremento tensional directo, na sequência de uma activação, o sistema orgânico pode ser conduzido, como anteriormente se referiu, a um estado de tensão que promova uma nova activação do mesmo sinal. Ora tal situação, pode ser directamente determinada através da análise dos modos de interactividade.

Poder-se-á pois avaliar a interactividade através de um coeficiente que relacione o valor simétrico da acção interactiva $\sigma_{I,j}^{INT}$ numa base de controlo j com a acção de controlo directo $\sigma_j^{SPO_j}$ nessa mesma base de controlo, na ocorrência de um modo de interactividade I , e que se passa a designar por *coeficiente de interactividade*:

$$C_j^I = -\frac{\sigma_{I,j}^{INT}}{\sigma_j^{SPO_j}} \quad (IV.112)$$

Ora, conforme se concluiu, num aparelho orgânico com n_{SO} sistemas orgânicos poderão, no máximo, ocorrer o mesmo número de modos de interactividade, isso, no caso, dos valores próprios da matriz característica do aparelho orgânico serem todos valores reais e distintos. Cada modo de interactividade I estará assim associado a um valor próprio σ_i^* e a um vector próprio $[V_a^I]$. Ora a tensão $\sigma_{I,j}^{AO}$ produzida numa base de controlo j devido a acção do aparelho orgânico, na ocorrência de um modo de interactividade I é evidentemente, a soma da tensão $\sigma_j^{SPO_j}$ devida à acção exclusiva do sistema orgânico SPO_j e da tensão $\sigma_{I,j}^{INT}$ devida à

acção dos restantes sistemas orgânicos nesse modo de interactividade (ou seja a componente interactiva da acção de controlo):

$$\sigma_{I,J}^{AO} = \sigma_j^{SPO_j} + \sigma_{I,J}^{INT} \quad (IV.113)$$

o que é equivalente a:

$$\sigma_{I,J}^{INT} = \sigma_{I,J}^{AO} - \sigma_j^{SPO_j} \quad (IV.114)$$

Por outro lado, e de acordo com a expressão (IV.111), na ocorrência exclusiva do modo de interactividade I , como o respectivo factor de participação normalizado é o único diferente de 0(*), ou seja, $\bar{\phi}_I = 1$, tem-se(**):

$$\sigma_{I,J}^{AO} = \sum_{i=1}^{nso} \bar{\phi}_i \cdot \sigma_i^* \cdot nc_j^I = \sigma_{I,J}^* \cdot nc_j^I \quad (IV.115)$$

Naturalmente, durante um período equivalente verifica-se que:

$$\sigma_j^{SPO_j} = \sigma_j^J \cdot nc_j^I \quad (IV.116)$$

pelo que, substituindo as duas últimas expressões na expressão (IV.114) se tem:

$$\sigma_{I,J}^{INT} = \sigma_{I,J}^* \cdot nc_j^I - \sigma_j^J \cdot nc_j^I \quad (IV.117)$$

substituindo, novamente, as duas últimas expressões na expressão (IV.112) que define o coeficiente de interactividade tem-se:

$$C_j^I = \frac{\sigma_j^J \cdot nc_j^I - \sigma_{I,J}^* \cdot nc_j^I}{\sigma_j^J \cdot nc_j^I} \quad (IV.118)$$

(*) Apesar de na presente análise ser desnecessária a determinação de factores de participação modal, a ocorrência isolada de um único modo de interactividade pode ser definida, igualando a um o respectivo factor de participação modal normalizado. Note-se que a normalização corresponde a reportar as participações modais a uma participação total unitária $\bar{\phi}_i = \phi_i / \sum_{i=1, nso} \phi_i$.

(**) Pelo que, ao fim de uma contracção do sistema j , a tensão produzida é $\bar{\sigma}_{I,J}^{AO} = \sigma_{I,J}^*$. Note-se que interpretando esta expressão, se torna claro que $\sigma_{I,J}^*$ corresponde ao produto tensional unitário (existente em cada activação do sistema orgânico j) na ocorrência do modo de interactividade I .

ou simplificando (naturalmente a importância da interactividade é independente do número de contracções):

$$C_j^I = \frac{\sigma_j^j - \sigma_j^*}{\sigma_j^j} \quad (\text{IV.119})$$

Tomando a expressão (IV.119) podem facilmente estabelecer-se os vários cenários em que um determinado sistema orgânico se pode enquadrar na ocorrência de um determinado modo de interactividade I .

No que respeita à hiperactividade, e de acordo com o que se expôs no início deste ponto, o modo de interactividade mais relevante, é precisamente aquele que está associado à menor tensão produzida na acção de controlo.

Com efeito, sabendo-se que na ausência de um carregamento evolutivo a interactividade pode ser definida através da soma ponderada dos vários modos de interactividade, é evidente que a mínima tensão produzida por activação é determinada atribuindo-se o valor 1 ao factor de participação normalizado $\bar{\phi}_m$ correspondente ao maior valor próprio σ_m^* (*).

O estudo de fenómenos de hiperactividade pode ser efectuado fazendo uso deste coeficiente para avaliar as características interactivas de cada sistema orgânico j na ocorrência do modo de interactividade mais gravoso m .

Considerem-se então os vários cenários possíveis em função dos valores que o coeficiente de interactividade pode assumir.

Cenário 1

Se o valor do coeficiente de interactividade for nulo, a tensão interactiva é nula, ou seja a acção tensional do aparelho orgânico tem a mesma grandeza da acção tensional do respectivo sistema orgânico.

$$C_j^m = 0 \Rightarrow \frac{\sigma_j^j - \sigma_m^*}{\sigma_j^j} = 0 \quad (\text{IV.120})$$

ora, por hipótese $\sigma_j^j \neq 0$, logo:

$$\sigma_j^j - \sigma_m^* = 0 \quad (\text{IV.121})$$

(*) Note-se como as activações de controlo positivas (contracções) são por definição incrementos de compressões (tensões negativas), a menor acção de controlo (em termos absolutos) está associada ao máximo valor próprio.

ou seja,

$$\sigma_j^j = \sigma_m^* \quad (\text{IV.122})$$

que como se verificou anteriormente, é igual a tensão produzida pelo aparelho orgânico na ocorrência do modo de interactividade m . Repare-se, que por outro lado,

$$\sigma_{m,j}^{INT} = \sigma_m^* - \sigma_j^j = 0 \quad (\text{IV.123})$$

pelo que:

$$\sigma_{m,j}^{AO} = \sigma_j^{SPO_j} + \sigma_{m,j}^{INT} = \sigma_j^{SPO_j} = nc^j \cdot \bar{\sigma}_j^j \quad (\text{IV.124})$$

Neste caso, se houver uma perturbação que afaste $d\sigma_j$ a base de controlo j de um estado tensional σ_j^k no limiar do equilíbrio(*), numa fase k , o aparelho orgânico irá produzir uma tensão $\sigma_{m,j}^{AO}$ que conduz a mesma base de controlo ao equilíbrio numa fase $k + n\bar{c}$. Ou seja,

$$\sigma_j^{k+n\bar{c}} = \sigma_j^k + d\sigma_j + \sigma_{m,j}^{AO} \quad (\text{IV.125})$$

tendo em conta a penúltima expressão:

$$\sigma_j^{k+n\bar{c}} = \sigma_j^k + d\sigma_j + n\bar{c} \cdot \bar{\sigma}_j^j \quad (\text{IV.126})$$

como para na fase $k + n\bar{c}$ se atingir o equilíbrio é necessário e suficiente que:

$$\sigma_j^{k+n\bar{c}} = \sigma_j^k \quad (\text{IV.127})$$

logo

$$\sigma_j^k = \sigma_j^k + d\sigma_j + n\bar{c} \cdot \bar{\sigma}_j^j \quad (\text{IV.128})$$

ou seja, em termos médios, já que se tratam de bases de controlo, o número de activações esperadas $n\bar{c}$ para o sistema orgânico voltar ao estado de equilíbrio é dado por:

(*) Admite-se neste raciocínio, que tal estado de tensão está numa vizinhança do estado de tensão que promove contracções (margem de compressão). Um raciocínio em tudo análogo pode ser feito para um estado de tensão simétrico em relação ao fuso de controlo (ou seja, para a margem de actividade).

$$n\bar{c} = -\frac{d\sigma_j}{\bar{\sigma}_j'} \quad (\text{IV.129})$$

ora, como por definição, a acção de controlo directa é negativa ($\bar{\sigma}_j' < 0$) e por hipótese a perturbação é infinitesimal ($d\sigma_j \ll \bar{\sigma}_j'$) e positiva ($d\sigma_j > 0$) (se não o sistema orgânico j permanecia em equilíbrio), o número teórico de contracções $n\bar{c}'$ necessárias para reconduzir o sistema ao equilíbrio é:

$$0 < n\bar{c}' \ll 1 \quad (\text{IV.130})$$

mas como, por definição os elementos do vector de actividade são valores inteiros:

$$n\bar{c} = INT(n\bar{c}') + 1 = 1 \quad (\text{IV.131})$$

Torna-se assim claro, que se o coeficiente de interactividade de um sistema orgânico for nulo, na ausência de carregamentos evolutivos, a existência de uma perturbação não conduz, a mais do que uma activação, ou seja, não há qualquer tipo de hiperactividade na acção de control.

Cenário 2

Se o coeficiente de interactividade exibir um valor igual à unidade, pode-se concluir que a tensão produzida pelo aparelho orgânico no seu todo é nula, pelo que se está num caso em que o aparelho orgânico pode entrar em hiperactividade pura. Irá verificar-se que nesse caso a tensão interactiva é igual à tensão de controlo directo.

$$C_j^m = 1 \Rightarrow \frac{\sigma_j' - \sigma_m^*}{\sigma_j'} = 1 \quad (\text{IV.132})$$

ora, por hipótese $\sigma_j' \neq 0$, logo:

$$\sigma_j' - \sigma_m^* = \sigma_j' \quad (\text{IV.133})$$

ou seja,

$$\sigma_m^* = 0 \quad (\text{IV.134})$$

ou ainda,

$$\sigma_{m,j}^{INT} = \sigma_m^* \cdot nc_j - \sigma_j^j \cdot nc_j = -\sigma_j^j \cdot nc_j \quad (IV.135)$$

pelo que:

$$\sigma_{m,j}^{AO} = \sigma_j^{SPO_j} + \sigma_{m,j}^{INT} = nc_j \cdot \bar{\sigma}_j^j - nc_j \cdot \bar{\sigma}_j^j = 0 \quad (IV.136)$$

Neste caso, se o sistema for perturbado,

$$\sigma_j^{k+n\bar{c}} = \sigma_j^k + d\sigma_j + n\bar{c} \cdot \sigma_m^* \quad (IV.137)$$

fazendo uso do raciocínio anterior,

$$\sigma_j^k = \sigma_j^k + d\sigma_j + n\bar{c} \cdot \sigma_m^* \quad (IV.138)$$

que é equivalente a:

$$n\bar{c} = -\frac{d\sigma_j}{\sigma_m^*} \quad (IV.139)$$

tendo em conta a expressão (IV.134), e admitindo que o valor absoluto da tensão produzida ($\sigma_m^* = \pm 0$) é negativo ou positivo conforme se tratem de contracções ou descontrações:

$$n\bar{c} = \frac{d\sigma_j}{0} = \pm\infty \quad (IV.140)$$

Conclui-se assim, que se um sistema orgânico exibir um coeficiente de interactividade igual à unidade num determinado modo de interactividade, na sua ocorrência esse sistema orgânico entra num processo de activações indefinido que só termina se houver outras condições restritivas, nomeadamente a limitação do curso do êmbolo do cilindro de esticamento.

Naturalmente esta situação é altamente indesejável, e deve ser claramente evitada na fase de concepção do aparelho orgânico.

Cenário 3

Se o valor do coeficiente de interactividade estiver entre zero e a unidade (o que será a situação mais comum) na pior das hipóteses poderão ocorrer processos de hiperactividade transitória, sendo esta mais ou menos gravosa, conforme o referido valor se aproximar, ou

afastar da unidade. Este caso corresponde a situações em que a acção interactiva anula parcialmente a acção de controlo.

Naturalmente neste caso, e tendo em conta as deduções anteriores, o número máximo de activações estará próximo de um se o coeficiente de interactividade for próximo de zero, e será muito elevado, se o valor do referido coeficiente se aproximar da unidade.

Embora a hiperactividade transitória não tenha consequências particularmente graves, será pertinente redimensionar os incrementos tensionais unitários se o valor do referido coeficiente se aproximar muito da unidade, já que, nessas circunstâncias, a ocorrência de terminados estados de tensão pode promover processos de actividade pouco eficientes. Dada a variabilidade de factores que podem estar envolvidos nessa avaliação, não é fácil indicar um valor de referência que classifique a hiperactividade transitória, todavia os seus efeitos podem ser analisados na simulação de carregamentos evolutivos, já que, se a interactividade for elevada, é notória uma certa ineficiência dos sistemas orgânicos.

Para além do mais, se a interactividade for excessiva, tal facto será reflectido nas condições referentes aos outros fenómenos indesejáveis na acção de controlo, pelo que, a sua identificação não deixa de ser feita.

Cenário 4

Se o coeficiente de interactividade for maior do que a unidade, o aparelho orgânico assume-se ineficiente perante a acção de determinados carregamentos, sendo por isso possível ocorrerem processos de *hiperactividade galopante*. Ou seja, em determinadas circunstâncias, qualquer activação que ocorra promove a ocorrência de mais activações, gerando por isso um processo caótico.

$$C_j^m > 1 \Rightarrow \frac{\sigma_j^j - \sigma_m^*}{\sigma_j^j} > 1 \quad (\text{IV.141})$$

ora, por hipótese $\sigma_j^j < 0$, logo:

$$\sigma_j^j - \sigma_m^* < \sigma_j^j \quad (\text{IV.142})$$

ou seja,

$$\sigma_m^* > 0 \quad (\text{IV.143})$$

o que é expressamente equivalente a afirmar que o aparelho orgânico não é eficiente na ocorrência desse modo de interactividade. Note-se que tal significa que apesar do sistema orgânico j se contrair (produzindo assim compressões), o produto tensional é positivo (tracções), ou seja, a acção de controlo é contraproducente. Numa aplicação prática, se algum

modo de interactividade se enquadrar neste cenário, o aparelho orgânico deve ser radicalmente redimensionado.

IV.4.11.1.2 – Aspectos conclusivos

Na figura IV.56 faz-se uso de um plano ortonormado para representar graficamente os vários casos em que se pode encontrar o coeficiente de interactividade, os quais correspondem aos cenários de interactividade anteriormente apresentados.

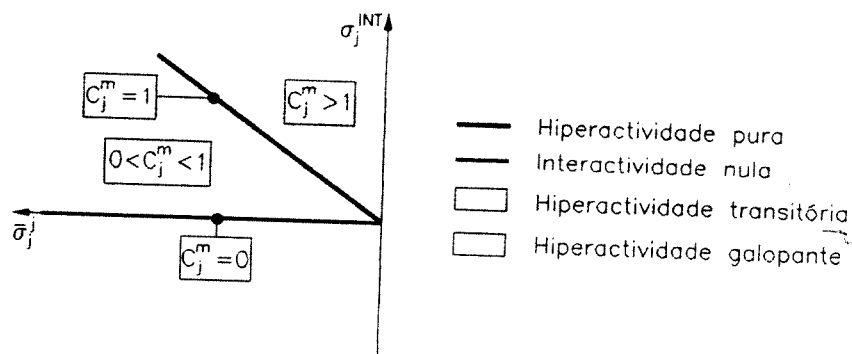


Figura IV.54 - Representação gráfica dos vários cenários de interactividade em função do coeficiente de interactividade associado ao modo condicionante

Em termos conclusivos, poder-se-á referir que uma estratégia de controlo é consistente, no que respeita à hiperactividade, se o maior coeficiente de interactividade for inferior à unidade. No caso desse mesmo coeficiente ser próximo da unidade é conveniente verificar que, em termos de carregamentos evolutivos, o comportamento do aparelho orgânico é aceitável, o que pode ser feito através da análise estática evolutiva (verificando a efectividade da acção de controlo). Para além disso, é necessário garantir que a diferença entre o referido coeficiente e a unidade é superior à soma dos módulos das incertezas δ_i inerentes à modelação e implementação do sistema.

$$\max(C_j^m) + \sum |\delta_i| < 1 \quad (\text{IV.144})$$

A verificação desta condição assegura que a interactividade não provoca processos de hiperactividade incontroláveis, nomeadamente a hiperactividade pura e a hiperactividade galopante, mas não assegura que essa mesma interactividade promova outros fenómenos indesejáveis da acção de controlo. Esses aspectos serão tratados nos pontos que se seguem.

IV.4.11.2 - Instabilidade de sistemas orgânicos

A instabilidade de sistemas orgânicos ocorre quando estes se envolvem em processos de actividade nos quais não é atingido o fuso de controlo, mas, ao contrário do que acontece

na hiperactividade, neste fenómeno, são alternadamente realizadas activações de sinal contrário (contrações e descontrações).

Conforme se irá verificar, este fenómeno tende a surgir quando o fuso de controlo tem uma amplitude reduzida quando comparada com a grandeza dos incrementos tensionais que os sistemas orgânicos provocam nas secções de controlo afectas aos referidos sistemas.

Existem três tipos de instabilidade, o primeiro relaciona-se com a actividade isolada de cada sistema orgânico. O segundo relaciona-se com a interactividade entre um conjunto de sistemas orgânicos pertencentes a um mesmo aparelho orgânico. O terceiro caso, claramente menos importante, já que envolve processos transitórios, relaciona-se com a compatibilidade de fusos de controlo de pares de sistemas orgânicos adjacentes (ou seja, com uma secção de controlo comum).

Será pertinente referir que os primeiros dois tipos de instabilidade anteriormente mencionados, podem ter como consequência, não só a rotura dos sistemas orgânicos envolvidos (já que ficam indefinidamente activados), como podem conduzir à rotura da própria estrutura orgânica^(*). Esta última consequência pode surgir se a frequência dos ciclos de instabilidade se aproximar da frequência própria da estrutura, fomentando assim um fenómeno de ressonância.

IV.4.11.2.1 - Instabilidade pura

A instabilidade pura é uma consequência directa do dimensionamento inconsistente de um sistema orgânico. Por tal motivo, é particularmente simples de definir, e de evitar. Como os aparelhos orgânicos com mais do que um sistema orgânico estão sujeitos a condições mais restritivas, que a seguir se irão definir, a condição de estabilidade inerente a este caso, está, em aplicações práticas, preferencialmente relacionada com estruturas dotadas de apenas um sistema orgânico, o que é o caso típico das vigas simplesmente apoiadas.

A compreensão deste fenómeno, pode, mais uma vez, ser feita, considerando o comportamento de estruturas orgânicas na ausência de carregamentos evolutivos, ou, na sequência da estabilização dos mesmos. Note-se que, se na ausência de carregamentos evolutivos for impossível ocorrer uma sucessão de estados de actividade de sinal alternado, a ocorrência de uma evolução de estados de actividade com essa característica, está inevitavelmente relacionada com solicitações exteriores, pelo que a sua ocorrência é, em termos de controlo, aceitável.

^(*) Note-se que, ao contrário do que acontece nos fenómenos de hiperactividade, a instabilidade não é limitada pelos cursos dos êmbolos dos cilindros de esticamento, pelo que a sua evolução só é interrompida por uma solicitação exterior, ou pela avaria dos sistemas envolvidos.

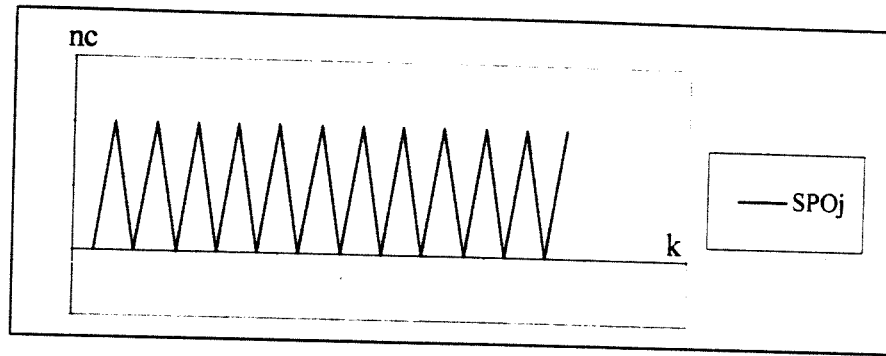


Figura IV.55 - Evolução de estados de actividade de um sistema orgânico em instabilidade

Considere-se então uma viga simplesmente apoiada dotada de um sistema orgânico *SPO* e sujeita a um carregamento não evolutivo, na medida em que o mesmo estabiliza imediatamente após perturbar o sistema orgânico. Nesse instante, correspondente a uma fase de carregamento k , a tensão na secção de controlo é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{Sc1}^k = \sigma_{Sc1}(G) + \sigma_{Sc1}^k(Q) + nc^k \times \bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} \quad (IV.145)$$

Como o carregamento estabiliza, se o sistema orgânico for instável, a qualquer instante posterior poder-se-á associar uma fase de carregamento $(k + c)$ no qual o estado de tensão é dado por:

$$\sigma_{Sc1}^{k+c} = \sigma_{Sc1}^k + (nc^{(k+c)} - nc^k) \times \bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} \quad (IV.146)$$

Note-se que como o carregamento exterior se admite estabilizado a partir do instante correspondente à fase de carregamento k , as duas primeiras parcelas da expressão (IV.145) são constantes, pelo que a variação de tensão na referida secção de controlo é igual a tensão produzida pelo sistema orgânico no período que medeia as duas fases do carregamento consideradas.

$$\sigma_{Sc1}^{k+c} - \sigma_{Sc1}^k = nc^{(k+c)} \times \bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} - nc^k \times \bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} \quad (IV.147)$$

Se há instabilidade, apesar de na fase de carregamento seguinte à perturbação o estado de actividade ser alterado, existe uma fase posterior $(k+c)$ em que o estado de actividade é o mesmo que existia antes da perturbação:

$$\exists_c : nc^{(k+c)} = nc^k \wedge nc^{(k+1)} - nc^k \neq 0 \quad (IV.148)$$

em que nesse caso, o menor submúltiplo de c é o *ciclo de instabilidade*, que é proporcional ao período de vibração do sistema orgânico.

No caso em análise, como é evidente, o ciclo de instabilidade assume o valor 2^(*), pelo que a existência de instabilidade apenas implica a compatibilização da lei de controlo em duas formas de vibração: na primeira a vibração é inicializada por uma contracção e na segunda, por uma descontração. Tem-se assim que para haver instabilidade:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Sc1}^k \leq \Delta_{a1} \\ \sigma_{Sc1}^{k+1} \geq \Delta_{c1} \end{array} \right. \vee \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Sc1}^k \geq \Delta_{c1} \\ \sigma_{Sc1}^{k+1} \leq \Delta_{a1} \end{array} \right. , \quad (IV.149)$$

o que, de acordo com a lei de actividade anteriormente definida provoca evoluções tensionais dadas por:

$$\sigma_{Sc1}^{k+1} = \sigma_{Sc1}^k + 1 \times \bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} \quad \vee \quad \sigma_{Sc1}^{k+1} = \sigma_{Sc1}^k - 1 \times \bar{\sigma}_{Sc1}^{spo}, \quad (IV.150)$$

substituindo (IV.150) em (IV.149),

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Sc1}^k \leq \Delta_{a1} \\ \sigma_{Sc1}^k - 1 \times \bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} \geq \Delta_{c1} \end{array} \right. \vee \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{Sc1}^k \geq \Delta_{c1} \\ \sigma_{Sc1}^k + 1 \times \bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} \leq \Delta_{a1} \end{array} \right. \quad (IV.151)$$

ora, fazendo uso das propriedades das inequações, podem-se subtrair nas expressões superiores, os lados homólogos das expressões inferiores:

$$\sigma_{Sc1}^k - (\sigma_{Sc1}^k - \bar{\sigma}_{Sc1}^{spo}) \leq \Delta_{a1} - \Delta_{c1} \quad \vee \quad \sigma_{Sc1}^k - (\sigma_{Sc1}^k + \bar{\sigma}_{Sc1}^{spo}) \geq \Delta_{c1} - \Delta_{a1} \quad (IV.152)$$

o que é equivalente a:

$$\bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} \leq \Delta_{a1} - \Delta_{c1} \quad \vee \quad -\bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} \geq \Delta_{c1} - \Delta_{a1} \quad (IV.153)$$

ou seja,

$$\bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} \leq \Delta_{a1} - \Delta_{c1} \quad \vee \quad \bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} \leq \Delta_{a1} - \Delta_{c1}. \quad (IV.154)$$

Trata-se de uma disjunção de proposições equivalentes, então, para que haja instabilidade numa estrutura com um sistema orgânico singular ter-se-á que verificar a proposição equivalente,

$$\bar{\sigma}_{Sc1}^{spo} \leq \Delta_{a1} - \Delta_{c1} \quad (IV.155)$$

(*) Como o aparelho orgânico é singular, a única forma de instabilidade é a alternância de dois estados de actividade consecutivos, pelo que o ciclo de instabilidade inclui duas activações.

ou, em termos absolutos (note-se ambas as parcelas são negativas^(*))

$$|\bar{\sigma}_{sc1}^{spo}| \geq |\Delta_{a1} - \Delta_{c1}| \quad (IV.156)$$

A instabilidade pura conduz a evoluções tensionais nas secções de controlo com a seguinte configuração tipo:

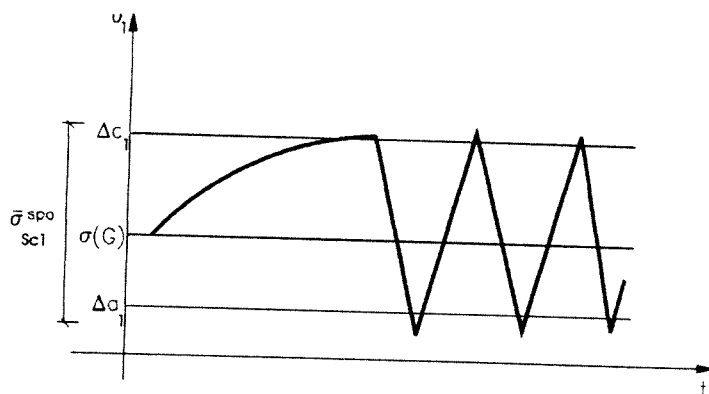


Figura IV.56 - Evolução tensional na secção de controlo de um sistema orgânico em instabilidade

Finalmente, a condição de estabilidade define-se deduzindo o somatório do módulo das incertezas ao termo do lado direito da inequação com sentido contrário à da expressão (IV.156):

$$|\bar{\sigma}_{sc1}^{spo}| < |\Delta_{a1} - \Delta_{c1}| - \sum |\delta i| \quad (IV.157)$$

A interpretação da expressão (IV.157) permite estabelecer que um sistema orgânico diz-se estável, ou não instável, se num período em que não actuar nenhum carregamento evolutivo lhe for impossível assumir duas acções de sentido contrário.

Note-se que, se dois sistemas orgânicos tiverem os valores dos parâmetros de controlo idênticos numa secção comum os mesmos podem agir como único sistema orgânico, pelo que esta verificação deve ser feita tendo em conta a soma dos incrementos tensionais nessa secção de controlo. Para evitar essa situação basta desfazer os fusos de controlo comuns de sistemas orgânicos adjacentes (em princípio essa opção deve ser adoptada).

Refira-se, finalmente, que no caso das activações serem muito rápidas, é necessário ter em conta a amplificação dinâmica que lhes está associada, pelo que a inequação (IV.157) deverá ser devidamente adaptada. Esse efeito será detalhadamente analisado no capítulo 6.

^(*) Note-se que pela definição da própria metodologia os incrementos tensionais são compressões $\bar{\sigma}_{sc1}^{spo} \leq 0$ e, por outro lado, como as margens de compressão Δ_{c1} correspondem às máximas tensões do fuso de controlo, estas são sempre superiores às margens de actividade Δ_{a1} , que por definição, correspondem às mínimas tensões do fuso de controlo.

IV.4.11.2.2 - Instabilidade interactiva

No caso de estruturas dotadas de vários sistemas orgânicos, que é o caso das vigas contínuas, o problema torna-se mais complexo, já que a interactividade entre os vários sistemas pode promover novas formas de instabilidade. Efectivamente, é possível que sistemas orgânicos dimensionados de forma a serem isoladamente estáveis (de acordo com a expressão (IV.157)), possam envolver-se em processos de actividade igualmente caracterizados por uma alternância cíclica, e indefinida, de estados de actividade.

Na figura IV.57 é apresentada a evolução dos estados de actividade de 3 sistemas orgânicos de um aparelho orgânico em instabilidade interactiva. Conforme se pode observar, a descontração de um dos sistemas promove a contração dos outros e reciprocamente, pelo que se não houver uma acção exterior o processo é teoricamente interminável.

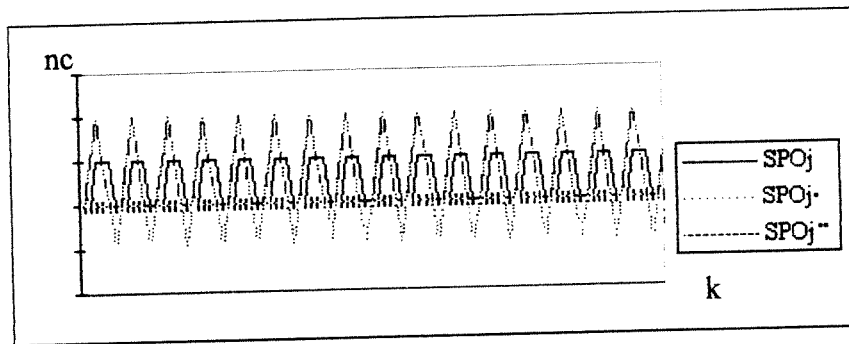


Figura IV.57 - Evolução de estados de actividade de um aparelho orgânico em instabilidade interactiva

Nesses processos de instabilidade são produzidas acções de controlo conjuntas que, em analogia com o caso anterior, são excessivas em relação às amplitudes dos fusos de controlo, pelo que, não conduzem as variáveis de controlo a estados de tensão pretendidos (dentro dos fusos de controlo).

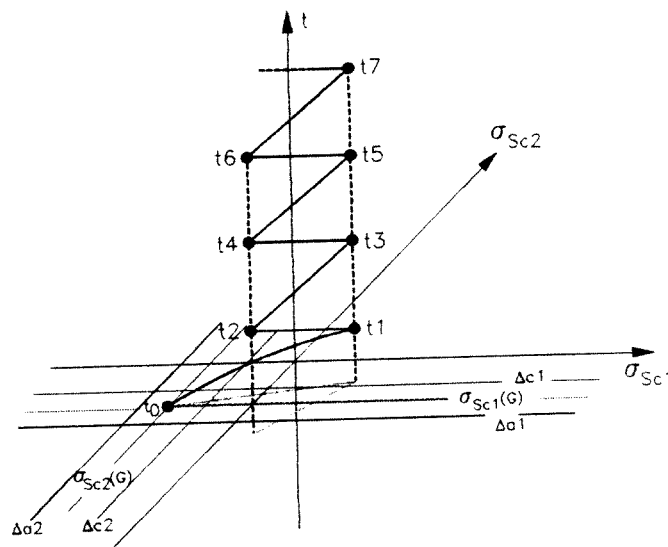


Figura IV.58 - Evolução tensional numa base de controlo de um sistema orgânico em instabilidade interactiva

Neste caso interessa, pois, considerar a máxima tensão produzida numa qualquer forma de interactividade. Ora, fazendo um raciocínio semelhante ao que admitiu na análise da hiperactividade, constata-se que o modo de interactividade no qual é realizado o maior produto tensional por contracção, é precisamente aquele que está associado a maior valor próprio σ_M^* em valor absoluto(*). Pelo que o processo interactivo correspondente ao maior produto tensional por contracção é determinado fazendo $\bar{\phi}_M = 1$ (em que $\bar{\phi}_M$ é o factor de participação modal normalizado correspondente ao modo de interactividade M).

Na ocorrência desse modo de interactividade é possível determinar a tensão interactiva realizada por contracção em cada base de controlo, valor esse que é dado por:

$$\bar{\sigma}_{M,j}^{INT} = \sigma_M^* - \sigma_j^j \quad (IV.158)$$

Mas, para se proceder a uma análise de ordens de actividade é necessário conhecer as tensões produzidas em cada secção de cada base de controlo. Para isso pöde recorrer-se ao conceito de vector de actividade deslizante. Com efeito, o vector de actividade deslizante $[V_a^M]_j$ associado ao modo de interactividade M é da forma:

$$[V_a^M]_j = \begin{bmatrix} nc_1^M \\ nc_2^M \\ \dots \\ nc_j^M \\ \dots \\ nc_{nso}^M \end{bmatrix} \quad (IV.159)$$

pelo que se pode determinar o estado de actividade correspondente ao instante em que é realizada uma contracção do sistema j , dividindo todos os valores do referido vector pelo número de contracções nc_j^M :

$$[\bar{V}_a^M]_j = \begin{bmatrix} nc_1^M / nc_j^M \\ nc_2^M / nc_j^M \\ \dots \\ 1 \\ \dots \\ nc_{nso}^M / nc_j^M \end{bmatrix} \quad (IV.160)$$

(*) Note-se que como as acções de controlo são negativas, esse valor corresponde precisamente ao menor valor próprio em termos algébricos.

Uma vez conhecido o estado de actividade $[\bar{V}_a^M]$, é também possível determinar a tensão produzida em cada secção de controlo do sistema j , já que esses valores não são mais do que o produto das linhas j e $j+1$ da matriz de incrementos tensionais unitários por esse vector^(*):

$$\left[\bar{\sigma}_{Scj}^1 \quad \bar{\sigma}_{Scj}^2 \quad \dots \quad \bar{\sigma}_{Scj}^j \quad \dots \quad \bar{\sigma}_{Scj}^{nso} \right] \times \begin{bmatrix} nc_1^M / nc_j^M \\ nc_1^M / nc_j^M \\ \dots \\ 1 \\ \dots \\ nc_1^M / nc_j^M \end{bmatrix} = \bar{\sigma}_{Scj}^{AO} \quad (IV.161)$$

e, analogamente,

$$\left[\bar{\sigma}_{Scj+1}^1 \quad \bar{\sigma}_{Scj+1}^2 \quad \dots \quad \bar{\sigma}_{Scj+1}^j \quad \dots \quad \bar{\sigma}_{Scj+1}^{nso} \right] \times \begin{bmatrix} nc_1^M / nc_j^M \\ nc_1^M / nc_j^M \\ \dots \\ 1 \\ \dots \\ nc_1^M / nc_j^M \end{bmatrix} = \bar{\sigma}_{Scj+1}^{AO} \quad (IV.162)$$

podendo-se finalmente determinar as componentes interactivas nas secções de controlo em causa, existentes por contracção, na ocorrência do modo de interactividade M :

$$\bar{\sigma}_{M, Scj}^{INT} = \bar{\sigma}_{Scj}^{AO} - \bar{\sigma}_{Scj}^j \quad (IV.163)$$

e

$$\bar{\sigma}_{M, Scj+1}^{INT} = \bar{\sigma}_{Scj+1}^{AO} - \bar{\sigma}_{Scj+1}^j \quad (IV.164)$$

ora, desprezando as incertezas, se se verificar que

$$\begin{cases} \left| \bar{\sigma}_{M, Scj}^{INT} \right| < \left| \Delta_{a1}^j - \Delta_{c1}^j \right| - \left| \bar{\sigma}_{Scj}^j \right| \\ \left| \bar{\sigma}_{M, Scj+1}^{INT} \right| < \left| \Delta_{a2}^j - \Delta_{c2}^j \right| - \left| \bar{\sigma}_{Scj+1}^j \right| \end{cases} \quad (IV.165)$$

(*) Note-se que as secções de controlo afectas a um sistema orgânico j são precisamente as secções S_{cj} e S_{cj-1} .

é possível demonstrar que o sistema j é estável.

Independentemente da história de evolução tensional anterior, na sequência da perturbação no sistema j podem surgir dois cenários k que conduzem à sua activação:

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^k \geq \Delta_{c1}^j \\ \sigma_{Scj+1}^k \geq \Delta_{c2}^j \end{cases} \vee \left(\sigma_{Scj}^k \leq \Delta_{a1}^j \vee \sigma_{Scj+1}^k \leq \Delta_{a2}^j \right) \quad (\text{IV.166})$$

Admita-se que a activação consumada é uma contracção, ou seja, admita-se que se verifica a proposição da esquerda, nesse caso, e de acordo com a lei de actividade anteriormente definida, as tensões nas secções de controlo no instante $k+1$ serão dadas por:

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^{k+1} = \sigma_{Scj}^k + \bar{\sigma}_{Scj}^j \\ \sigma_{Scj+1}^{k+1} = \sigma_{Scj+1}^k + \bar{\sigma}_{Scj+1}^j \end{cases} \quad (\text{IV.167})$$

Se o sistema for dimensionado de modo a ser isoladamente estável (se se verificar a condição (IV.157) em ambas as secções de controlo), a evolução tensional nas suas secções de controlo vai depender apenas da acção dos remanescentes sistemas orgânicos já que, por hipótese o carregamento evolutivo estabilizou após a perturbação. Assim sendo, e admitindo a hipótese mais desfavorável, tem-se que:

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^{k+2} = \sigma_{Scj}^{k+1} - \bar{\sigma}_{M,Scj}^{INT} \\ \sigma_{Scj+1}^{k+2} = \sigma_{Scj+1}^{k+1} - \bar{\sigma}_{M,Scj+1}^{INT} \end{cases} \quad (\text{IV.168})$$

pele que relacionando as tensões com a fase k obtém-se:

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^{k+2} = \sigma_{Scj}^k + \bar{\sigma}_{Scj}^j - \bar{\sigma}_{M,Scj}^{INT} \\ \sigma_{Scj+1}^{k+2} = \sigma_{Scj+1}^k + \bar{\sigma}_{Scj+1}^j - \bar{\sigma}_{M,Scj+1}^{INT} \end{cases} \quad (\text{IV.169})$$

ora, como por hipótese $\bar{\sigma}_{Scj}^j < 0$ (se não o sistema de controlo não seria efectivo) pode rescrever-se a expressão anterior com a seguinte forma:

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^{k+2} = \sigma_{Scj}^k - \left| \bar{\sigma}_{Scj}^j \right| - \bar{\sigma}_{M,Scj}^{INT} \\ \sigma_{Scj+1}^{k+2} = \sigma_{Scj+1}^k - \left| \bar{\sigma}_{Scj+1}^j \right| - \bar{\sigma}_{M,Scj+1}^{INT} \end{cases} \quad (\text{IV.170})$$

manipulando a expressão (IV.165) tem-se:

$$\begin{cases} -|\bar{\sigma}_{Scj}^j| - \bar{\sigma}_{M,Scj}^{INT} > -|\Delta_{a1}^j - \Delta_{c1}^j| \\ -|\bar{\sigma}_{Scj+1}^j| - \bar{\sigma}_{M,Scj+1}^{INT} > -|\Delta_{a2}^j - \Delta_{c2}^j| \end{cases} \quad (IV.171)$$

como as margens de compressão e de actividade são valores negativos (para que não existam tracções), podem libertar-se os termos direitos dos módulos:

$$\begin{cases} -|\bar{\sigma}_{Scj}^j| - \bar{\sigma}_{M,Scj}^{INT} > (\Delta_{a1}^j - \Delta_{c1}^j) \\ -|\bar{\sigma}_{Scj+1}^j| - \bar{\sigma}_{M,Scj+1}^{INT} > (\Delta_{a2}^j - \Delta_{c2}^j) \end{cases} \quad (IV.172)$$

substituindo esta última expressão na expressão (IV.170) tem-se:

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^{k+2} > \sigma_{Scj}^k + (\Delta_{a1}^j - \Delta_{c1}^j) \\ \sigma_{Scj+1}^{k+2} > \sigma_{Scj+1}^k + (\Delta_{a2}^j - \Delta_{c2}^j) \end{cases} \quad (IV.173)$$

e atendendo à expressão (IV.166) obtém-se:

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^{k+2} > \Delta_{c1}^j + \Delta_{a1}^j - \Delta_{c1}^j \\ \sigma_{Scj+1}^{k+2} > \Delta_{c2}^j + \Delta_{a2}^j - \Delta_{c2}^j \end{cases} \quad (IV.174)$$

ou seja,

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^{k+2} > \Delta_{a1}^j \\ \sigma_{Scj+1}^{k+2} > \Delta_{a2}^j \end{cases} \quad (IV.175)$$

o que pela definição da lei de actividade implica que na fase $k+3$ o sistema j não irá sofrer qualquer descontração. Verifica-se, assim, que a consideração da condição (IV.165) implica que se o sistema j for induzido a contrair-se por uma perturbação exterior, na ausência de qualquer outra solicitação, é impossível o sistema assumir posteriormente uma descontração.

Analogamente, pode-se demonstrar que se porventura a perturbação inicial considerada provocar uma descontração, e, se se verificarem as condições anteriormente mencionadas o sistema j não assume posteriormente nenhuma contração. A descontração na fase k provoca ao seguinte estado de tensão na fase $k+1$:

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^{k+1} = \sigma_{Scj}^k - \bar{\sigma}_{Scj}^j \\ \sigma_{Scj+1}^{k+1} = \sigma_{Scj+1}^k - \bar{\sigma}_{Scj+1}^j \end{cases} \quad (IV.176)$$

de igual modo, voltando a admitir a hipótese mais desfavorável,

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^{k+2} = \sigma_{Scj}^{k+1} + \bar{\sigma}_{M,Scj}^{INT} \\ \sigma_{Scj+1}^{k+2} = \sigma_{Scj+1}^{k+1} + \bar{\sigma}_{M,Scj+1}^{INT} \end{cases} \quad (IV.177)$$

o que combinando com a expressão (IV.176) conduz a:

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^{k+2} = \sigma_{Scj}^k - \bar{\sigma}_{Scj}^j - \bar{\sigma}_{M,Scj}^{INT} \\ \sigma_{Scj+1}^{k+2} = \sigma_{Scj+1}^k - \bar{\sigma}_{Scj+1}^j - \bar{\sigma}_{M,Scj+1}^{INT} \end{cases} \quad (IV.178)$$

voltando a fazer uso da expressão (IV.172) e manipulando os valores de um modo semelhante ao caso anterior tem-se:

$$\begin{cases} \sigma_{Scj}^{k+2} < \sigma_{Scj}^k - (\Delta_{a1}^j - \Delta_{c1}^j) \\ \sigma_{Scj+1}^{k+2} < \sigma_{Scj+1}^k - (\Delta_{a2}^j - \Delta_{c2}^j) \end{cases} \quad (IV.179)$$

tendo em conta o estado de tensão que gerou a primeira activação, tem-se:

$$\sigma_{Scj}^{k+2} < \Delta_{a1}^j - (\Delta_{a1}^j - \Delta_{c1}^j) \quad \vee \quad \sigma_{Scj+1}^{k+2} < \Delta_{a2}^j - (\Delta_{a2}^j - \Delta_{c2}^j) \quad (IV.180)$$

ou seja,

$$\sigma_{Scj}^{k+2} < \Delta_{c1}^j \quad \vee \quad \sigma_{Scj+1}^{k+2} < \Delta_{c2}^j \quad (IV.181)$$

O que, mais uma vez com base na definição da lei de actividade, implica que o sistema não sofre nenhuma contracção a partir da fase $k+3$.

Demonstrou-se assim, que se se verificar a expressão (IV.165) o sistema j é incapaz de sofrer duas activações de sinal contrário num período de ausência de solicitações exteriores, ou seja, que a verificação dessa condição é suficiente para que o sistema seja estável. Se se verificar a mesma condição em todos os sistemas orgânicos j de uma estrutura orgânica, garante-se que a mesma não entra em ciclos de alternância de estados de actividade em qualquer período de ausência de solicitações, qualquer que seja o estado tensional limite gerado pela perturbação.

Refira-se por fim, que a demonstração apresentada não tem em consideração as incertezas da modelação e da implementação do sistema pelo que a expressão de verificação da impossibilidade de ocorrência da instabilidade interactiva deve assumir a seguinte forma:

$$\begin{cases} |\bar{\sigma}_{M,S_{c_j}}^{INT}| < |\Delta'_{a1} - \Delta'_{c1}| - |\bar{\sigma}'_{S_{c_j}}| - \sum |\delta i| \\ |\bar{\sigma}_{M,S_{c_{j+1}}}^{INT}| < |\Delta'_{a2} - \Delta'_{c2}| - |\bar{\sigma}'_{S_{c_{j+1}}}| - \sum |\delta i| \end{cases} \quad (IV.182)$$

Um aparelho orgânico diz-se estável, ou não instável, se todos os sistemas orgânicos que o constituem forem individualmente estáveis, e conjuntamente estáveis.

IV.4.11.2.3 - Instabilidade transitória

Salienta-se por fim que, sendo compatível com a presente metodologia a fixação de limites tensionais de controlo diferentes para uma mesma secção de controlo comum a dois sistemas orgânicos adjacentes, no caso de não se tomarem determinadas medidas na fixação dos referidos parâmetros, é possível que estes sistemas exibam uma instabilidade transitória. Este fenómeno, distinto dos fenómenos de instabilidade anteriormente definidos, pode surgir mesmo que os sistemas orgânicos em causa sejam estáveis, já que o mesmo se refere à instabilidade tensional de secções de controlo e não de estados de actividade.

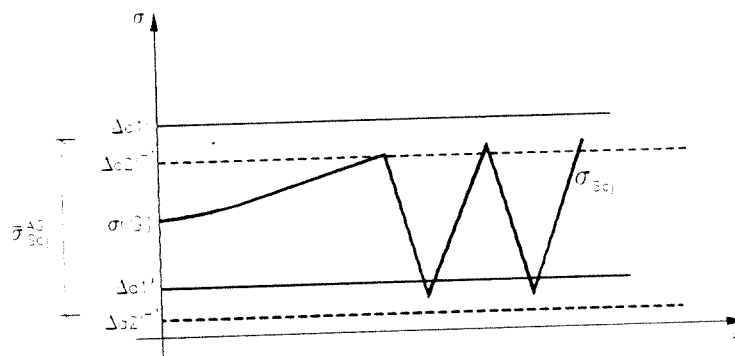


Figura IV.59 - Evolução tensional numa secção de controlo comum a dois sistemas orgânicos em instabilidade transitória

Com efeito, é possível que se os parâmetros tensionais de dois sistemas adjacentes forem muito diferentes, a intercepção dos fusos de controlo respeitantes à secção de controlo que lhes é comum, seja um intervalo pequeno.

Esta situação é pouco provável, na medida em que só em situações muito especiais é que fará sentido fixar limites tensionais muito diferentes numa mesma secção de controlo. Para além disso, o tipo de perturbações que lhes estão associadas são rapidamente estagnadas, já que as evoluções tensionais nas secções de controlo complementares dos sistemas orgânicos em causa, tendem a estabilizá-los mutuamente(*).

(*) Note-se que na instabilidade transitória existe uma evolução monótona, e simétrica, dos estados de actividade dos pares de sistemas em causa, pelo que, é inevitável que o sistema orgânico que estiver a sofrer contracções, encontre o repouso. Isso justifica-se pelo facto das contracções produzidas conduzirem a secção de controlo complementar deste último sistema orgânico para tensões inferiores à margem de actividade.

De qualquer modo se se verificar em todo o aparelho orgânico a seguinte condição:

$$\begin{cases} |\bar{\sigma}_{Scj}^{j-1}| < |\Delta_{a2}^{j-1} - \Delta_{c1}^j| - \sum |\delta i| \\ |\bar{\sigma}_{Scj}^j| < |\Delta_{a1}^j - \Delta_{c2}^{j-1}| - \sum |\delta i| \end{cases} \quad (\text{IV.183})$$

fica garantido que qualquer par de sistemas orgânicos adjacentes tem um comportamento coerente, ou seja, é impossível serem emitidos sinais de actividade contrários na secção de controlo que lhes é comum, em instantes consecutivos. Dispensa-se a apresentação da respectiva demonstração já que a mesma é muito semelhante às anteriormente apresentadas.

IV.4.11.3 - Estacionariedade

Conforme se referiu nas considerações iniciais deste sub-capítulo, a estacionariedade é uma propriedade que visa assegurar que os sistemas orgânicos regressam ao estado de repouso sempre que termina a acção de um carregamento evolutivo. A não verificação desta propriedade tem, por isso, como consequência a possibilidade dos sistemas orgânicos ficarem indevidamente activados por longos períodos de tempo. Tal situação é manifestamente indesejável já que a mesma pressupõe que os macacos hidráulicos ficam em carga, e as bombas ficam a injectar óleo no circuito que conduz ao reservatório (ver ponto V.2 do capítulo 5). Tal implicaria, por isso, um injustificado consumo energético e uma redução da segurança.

Neste ponto são estabelecidas condições que garantem a estacionariedade, tanto em sistemas orgânicos isolados, como em aparelhos orgânicos dotados de vários sistemas orgânicos. Estas condições, tal como as condições resultantes dos pontos anteriores, são fundamentais para a fixação das leis de actividade dos sistemas orgânicos, conforme se irá verificar no capítulo 7.

Num aparelho orgânico constituído apenas por um sistema orgânico, a fixação do limite inferior da margem de actividade (ou limite de compressão) que garante a sua estacionariedade, é um procedimento particularmente simples.

Com efeito, o estado estacionário de um sistema orgânico, pode ser definido como aquele que, na ausência de carregamentos evolutivos, conduz a estrutura a um estado de tensão exclusivamente resultante das acções permanentes. Isso corresponde a eliminar as parcelas devidas às acções variáveis na equação caracterizadora do sistema estático (IV.9):

$$\sigma_{Sci}^j = \sigma_{Sci}(G) \quad (\text{IV.184})$$

ou, discretizando o tempo,

$$\sigma_{Sci}^t = \sigma_{Sci}(G) \quad (\text{IV.185})$$

Pelo que para garantir a estacionariedade de um sistema orgânico, basta que se verifique que no caso da parcela relativa aos carregamentos evolutivos se tornar nula, ao fim de um determinado número de instantes relevantes, a parcela relativa às tensões produzidas pelo sistema orgânico também se torna nula:

$$\sigma_{Sci}^k(Q) = 0 \Rightarrow nc^{k+1} \times \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} = 0 \quad (IV.186)$$

Ora, desprezando as incertezas inerentes a modelação e implementação, se a fixação do limite de compressão obedecer à seguinte condição, verifica-se que um aparelho orgânico singular tende para o estado estacionário sempre que cessar à acção de um carregamento evolutivo:

$$\Delta_{ai} > \sigma_{Sci}(G) + \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \quad (IV.187)$$

sendo a sua demonstração trivial.

Repare-se que no instante k , se o carregamento evolutivo é nulo:

$$\sigma_{Sci}^k = \sigma_{Sci}(G) + nc^k \times \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \quad (IV.188)$$

como de acordo com as condições limite definidas no ponto IV.4.10 o número de contracções é sempre um número positivo ($nc_k \geq 0$), se o sistema não estiver em repouso ($nc_k > 0$) então(*) :

$$\sigma_{Sci}^k = \sigma_{Sci}(G) + nc^k \times \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \leq \sigma_{Sci}(G) + \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \quad (IV.189)$$

ora tendo em conta a expressão (IV.187) e fazendo uso da lei de actividade (IV.12):

$$\sigma_{Sci}^k = \sigma_{Sci}(G) + nc^k \times \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \leq \Delta_{ai} \Rightarrow nc^{k+1} = nc^k - 1 \quad (IV.190)$$

ou seja:

$$nc^k \geq 1 \Rightarrow nc^{k+1} = nc^k - 1 \quad (IV.191)$$

Esta expressão, conforme se queria demonstrar, é equivalente à estacionariedade, já que, qualquer que seja o número de contracções nc^k mobilizadas no fim de um carregamento evolutivo, verifica-se que ao fim de nc_k fases, o estado de actividade do sistema orgânico é nulo, pelo que o mesmo reencontra o seu estado estacionário.

(*) Note-se que como nc^k só assume valores inteiros, tem-se que $nc^k > 0 \Rightarrow nc^k \geq 1$

No caso de aparelhos orgânicos não singulares é necessário considerar a acção interactiva, pelo que a generalização da expressão (IV.191) não é válida.

Ora, na análise da hiperactividade concluiu-se que a menor tensão produzida nas bases de controlo num qualquer modo de interactividade é σ_m^* em que:

$$\left[\bar{V}_{TT}^m \right]_j = \sigma_m^* \cdot \left[V_a^m \right]_j \quad (\text{IV.192})$$

no qual o vector de actividade é, como já se viu, um vector deslizante, e $\bar{\phi}_m = 1$. Ora, se para cada sistema orgânico j , se fixarem as margens de actividade Δ_{a1}^j de tal modo que:

$$\Delta_{a1}^j > \sigma_m^* / 2 + \sigma_{Sc1'}(G) \quad (\text{IV.193})$$

pode-se demonstrar que, se o estado de actividade do aparelho orgânico for não nulo, na ausência de um carregamento evolutivo, qualquer que seja o referido estado de actividade há sempre um sistema orgânico que tende a sofrer uma desconstracção, pelo que o aparelho orgânico em causa tende para o estado estacionário.

No instante k em que cessou a actividade do carregamento evolutivo, o sistema estático pode ser caracterizado, em termos de cada base de controlo j pela seguinte expressão:

$$\sigma_j^k = \sigma_j(G) + \sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_{Sc1'}^{spo} \times nc_{spo}^k) \quad (\text{IV.194})$$

Ora, se por absurdo se admitir que nenhum sistema sofre nenhuma desconstracção a partir do instante k , tem-se que:

$$\sigma_{Sc1'}^k = \sigma_{Sc1'}(G) + \sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_{Sc1'}^{spo} \times nc_{spo}^k) > \Delta_{a1}^j \quad \wedge \quad \sigma_{Sc2'}^k = \sigma_{Sc2'}(G) + \sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_{Sc2'}^{spo} \times nc_{spo}^k) > \Delta_{a2}^j \quad \forall_j \quad (\text{IV.195})$$

o que implica,

$$\sigma_{Sc1'}^k + \sigma_{Sc2'}^k = \sigma_{Sc1'}(G) + \sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_{Sc1'}^{spo} \times nc_{spo}^k) + \sigma_{Sc2'}(G) + \sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_{Sc2'}^{spo} \times nc_{spo}^k) > \Delta_{a2}^j + \Delta_{a1}^j \quad \forall_j \quad (\text{IV.196})$$

Considere-se, por outro lado, o seguinte valor de referência que se designará margem de actividade da base de controlo e que é dado por:

$$\Delta'_a = \Delta'_{a1} + \Delta'_{a2} \quad (\text{IV.197})$$

Deste modo, pode rescrever-se a expressão (IV.196) em termos de bases de control:

$$\sigma_j^k = \sigma_j(G) + \sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_j^{spo} \times nc_{spo}^k) > \Delta'_a \quad \forall j \quad (\text{IV.198})$$

Tendo em conta as expressões (IV.193) e (IV.194) tem-se que:

$$\Delta'_a > \sigma_m^* / 2 + \sigma_1^j(G) + \sigma_m^* / 2 + \sigma_2^j(G) = \sigma_m^* + \sigma_j(G) \quad (\text{IV.199})$$

o que substituindo na penúltima expressão conduz a:

$$\sigma_j^k = \sigma_j(G) + \sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_j^{spo} \times nc_{spo}^k) > \sigma_m^* + \sigma_j(G), \quad \forall j \quad (\text{IV.200})$$

ou, simplificando

$$\sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_j^{spo} \times nc_{spo}^k) > \sigma_m^*, \quad \forall j \quad (\text{IV.201})$$

o que é absurdo, já que, por hipótese e de acordo com o anteriormente concluído o valor σ_m^* corresponde à máxima tensão produzida em qualquer modo de interactividade, logo será verdadeira a negação da expressão (IV.195):

$$\sim \left(\sigma_{Sc1'}^k = \sigma_{Sc1'}(G) + \sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_{Sc1'}^{spo} \times nc_{spo}^k) > \Delta'_{a1} \wedge \sigma_{Sc2'}^k = \sigma_{Sc2'}(G) + \sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_{Sc2'}^{spo} \times nc_{spo}^k) > \Delta'_{a2} \quad \forall j \right) \quad (\text{IV.202})$$

ou seja,

$$\exists j : \sigma_{Sc1'}^k = \sigma_{Sc1'}(G) + \sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_{Sc1'}^{spo} \times nc_{spo}^k) < \Delta'_{a1} \quad \vee \quad \sigma_{Sc2'}^k = \sigma_{Sc2'}(G) + \sum_{spo=1}^{nso} (\bar{\sigma}_{Sc2'}^{spo} \times nc_{spo}^k) < \Delta'_{a2} \quad (\text{IV.203})$$

o que tendo em conta a lei de actividade (IV.25) significa que:

$$\exists j : nc_j^{k+1} = nc_j^k - 1 \quad (\text{IV.204})$$

como isso é válido para qualquer estado de actividade diferente do nulo, enquanto este não o for, serão produzidas descontrações, pelo que na ausência de carregamentos evolutivos o aparelho tende para o estado estacionário, conforme se pretendia demonstrar.

Refira-se, por fim, que esta metodologia é conservativa na medida em que tem em conta um modo de interactividade que pode eventualmente ser incompatível com as leis de actividade. Assim, em aplicações práticas em que isso se justifique, essa metodologia pode ser substituída por uma verificação extensiva da expressão (IV.204) em todos os cenários de actividade virtualmente possíveis. Note-se que é particularmente simples desenhar uma rotina que proceda a essa verificação com recurso ao cálculo automático^(*).

IV.4.11.4 - Neutralização da sensibilidade de secções de controlo

Este fenómeno claramente menos grave do que os anteriores surge quando a acção de um sistema orgânico retarda, ou inibe, a acção de outro sistema orgânico. Trata-se por isso de uma consequência típica da interactividade.

No caso deste fenómeno surgir da interacção de sistemas complementares, ou seja, da interacção de sistemas orgânicos implantados no mesmo vão, o seu efeito é desejável na medida em que faz com que, tendencialmente, actue mais o sistema “mais vocacionado” para controlar a evolução tensional nessa fase do carregamento.

Considere-se, por exemplo, a fase inicial da evolução tensional tipo nas três secções de controlo de um vão intermédio de uma viga contínua sujeita à passagem de uma carga rolante semelhante à considerada no ponto IV.4.4, na qual está, de igual modo, instalado um par de sistemas orgânicos:

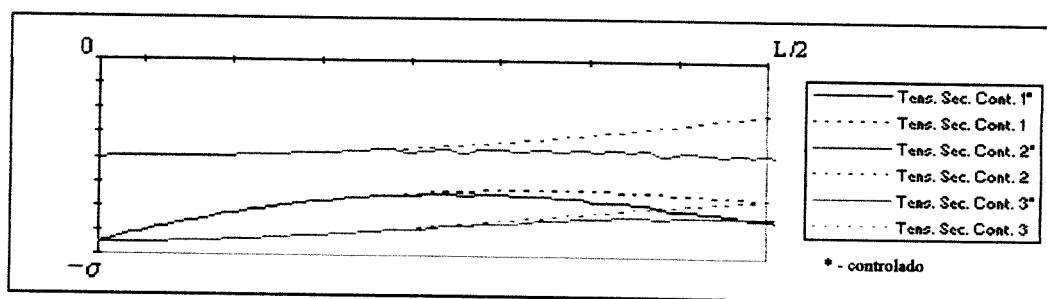


Figura IV.60 - Fase inicial da evolução tensional nas secções de controlo de um vão intermédio de uma viga contínua, com e sem controlo

A essa evolução corresponde a seguinte evolução dos estados de actividade dos sistemas orgânicos instalados no tramo em questão:

^(*) Em aplicações práticas é, também neste caso, conveniente ter em contas as incertezas do modelo. Tal pode ser conservativamente efectuado, subtraindo aos incrementos tensionais a soma dos módulos de todas as incertezas.

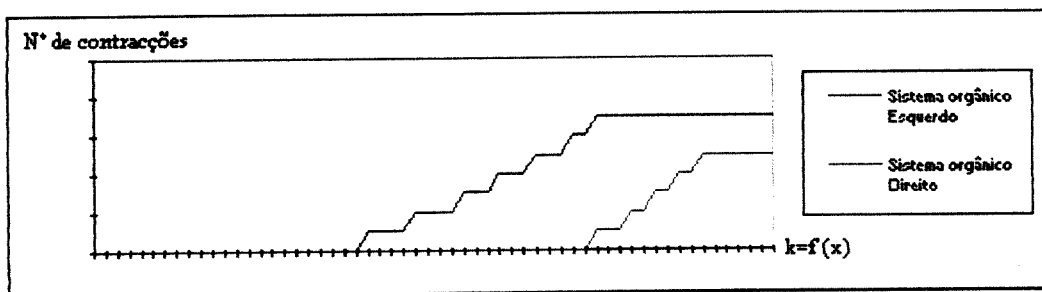


Figura IV.61 - Evolução tipo dos estados de actividade dos sistemas orgânicos durante a fase inicial da passagem de uma carga rolante

Relacionando as duas figuras, é possível constatar que a partir da primeira contração todas as trajectórias de tensões se afastam das trajectórias que assumiriam caso não houvesse acção de controlo. Na evolução tensional da secção de controlo 3 (do apoio da direita), esse afastamento é originalmente devido à acção do sistema orgânico esquerdo, ou seja é devida à acção interactiva. Ora, conforme se pode observar melhor na figura IV.62 (representada noutra escala) essa acção interactiva provoca um atraso na realização da primeira contração do sistema orgânico direito, já que na ausência da acção de controlo do sistema orgânico esquerdo, essa mesma contração seria realizada quando a carga estivesse na posição de abcissa x_0 .

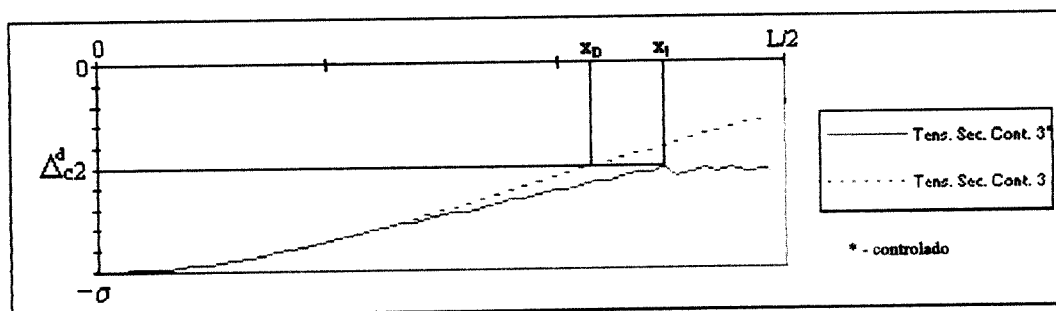


Figura IV.62 - Efeito positivo da neutralização da sensibilidade de uma secção de controlo

Assim sendo, o sistema orgânico esquerdo *neutraliza a sensibilidade* do sistema orgânico direito de tal modo que a primeira contração só se efectua quando a carga se encontra na posição de abcissa x_1 . Neste caso, o efeito do fenómeno em causa é positivo na medida em que é, nessa fase, mais importante a actividade do sistema orgânico esquerdo já que a tensão na secção de controlo S_{C1} é notoriamente superior à tensão na secção de controlo S_{C3} , por outro lado, a acção de controlo, pura e simplesmente, não deixa de se efectivar.

Verifica-se porém que este fenómeno pode surgir em pares de sistemas orgânicos não complementares. Nestes casos, a sua ocorrência pode ter uma influência negativa no comportamento local da estrutura, já que, poderão ser atingidos máximos tensionais superiores aos que seriam se tal fenómeno não ocorresse.

Um caso típico em que essa situação pode acontecer resulta da interactividade de sistemas orgânicos em vãos adjacentes, quando os mesmos estão sujeitos à acção de duas cargas rolantes.

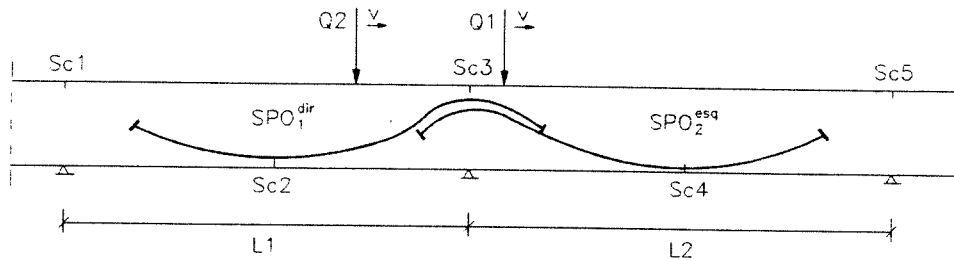


Figura IV.63 - Zona de uma viga contínua com dois sistemas orgânicos adjacentes sujeita à acção de duas de cargas rolantes

Se os sistemas orgânicos forem dimensionados de forma semelhante (o que é coerente admitindo que se tratam de vãos semelhantes), durante a passagem da carga Q_1 no primeiro terço do segundo vão, as tensões nas secções de controlo dos sistemas orgânicos em causa assumem a seguinte configuração tipo:

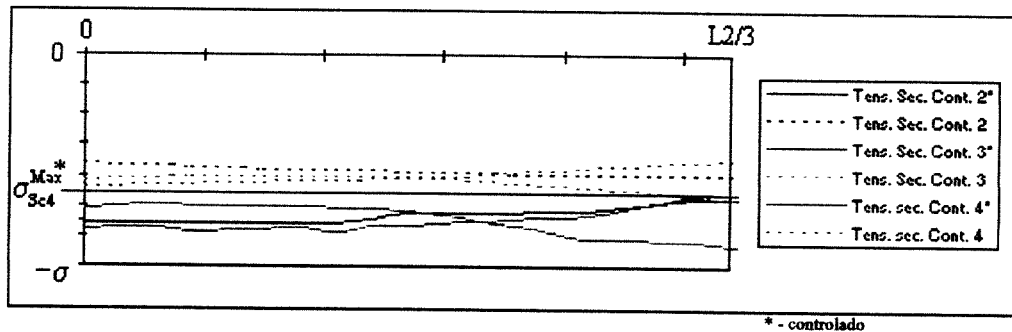


Figura IV.64 - Evolução tensional tipo nas secções de controlo com sistemas orgânicos dimensionados de uma forma coerente

Essa evolução está associada a uma evolução de estados de actividade que assume, por sua vez, a seguinte configuração tipo.

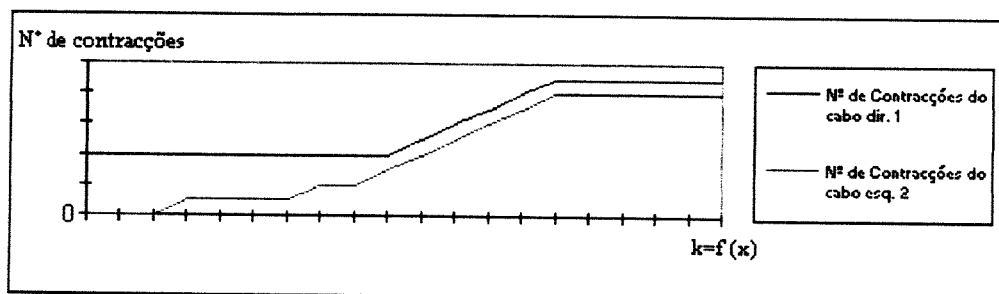


Figura IV.65 - Evolução tipo dos estados de actividade na correspondente fase do carregamento

Se, de alguma forma artificial se anulasse a actividade do sistema orgânico direito do vão da esquerda (por exemplo reduzindo as suas margens de compressão), então na mesma fase do carregamento, a evolução tensional nas mesmas secções passaria a assumir a seguinte forma:

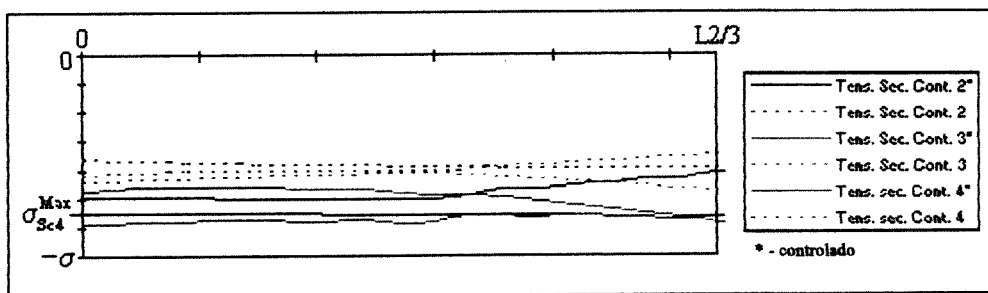


Figura IV.66 - Evolução tensional tipo nas secções de controlo com sistemas orgânicos dimensionados de forma ao sistema orgânico direito do vão da esquerda ser inactivo

Como é evidente, nesse caso, a evolução dos estados de actividade dos sistemas orgânicos em causa resume-se à evolução do sistema orgânico do cabo esquerdo do vão da direita:

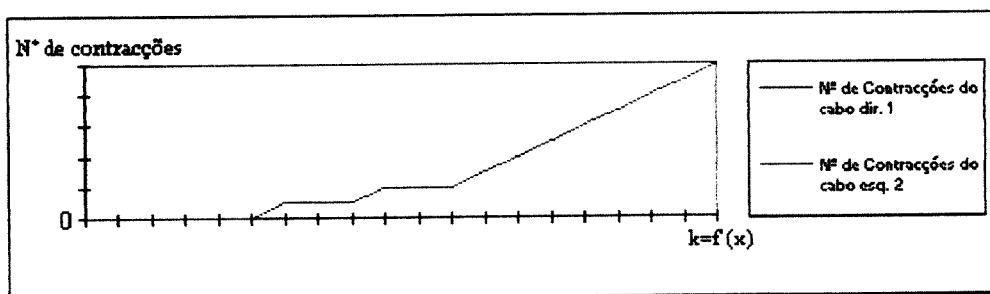


Figura IV.67 - Evolução tipo dos estados de actividade na correspondente fase do carregamento

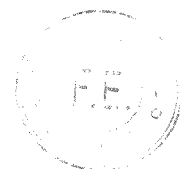
Ora, se se comparar as figuras IV.62 e IV.64 é notório que no primeiro caso o máximo tensional σ_{Sc4}^{Max} que ocorre na secção de controlo 4 (localizada vão da direita) é superior ao que ocorre σ_{Sc4}^{Max} no segundo caso. Isso justifica-se devido à acção do sistema SPO_2^{esq} neutralizar a sensibilidade do sistema SPO_1^{dir} na secção de controlo 3. Com efeito, dependendo a actividade do segundo sistema da evolução desta secção, mesmo que a tensão na secção de controlo 4 seja muito elevada, o efeito em causa evita a efectivação de algumas contracções virtuais, reduzindo assim a sua eficiência.

Naturalmente este fenómeno pode ocorrer devido à interactividade de sistemas mais distantes, mas o seu efeito embora semelhante na natureza, é na grandeza menos significativo. Para além disso, a sua importância é particularmente sensível à distância das cargas que constituem os carregamentos evolutivos considerados. Verifica-se que em qualquer dos casos, este fenómeno é circunstancial, na medida em que é impossível a evolução tensional gerada

numa mesma secção por carregamentos em vãos distintos ser semelhante na grandeza e na forma evolutiva.

Este é, de resto, um dos aspectos da não linearidade do cálculo de estruturas orgânicas, sendo o seu efeito automaticamente considerado se se adoptar os procedimentos propostos nos pontos anteriores, já que o efeito interactivo está implicitamente definido na respectiva formulação, nomeadamente na equação caracterizadora do sistema estático.

Refira-se por fim, que, os exemplos tratados no penúltimo capítulo da Tese mostram que o efeito deste fenómeno não é muito importante pois ele só ocorre quando as cargas estão nos troços extremos dos vãos respectivos, situações essas, que não são condicionantes em termos de tensões normais.



IV.5 - BIBLIOGRAFIA

- C1 • Chung L. L., Reinhorn A. M., Soong T. T., “Experiment on Active Control of Seismic Structures”, Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 114, Nº 2, pags. 241- 256,1988
- L1 • Lipschutz Seymour, “Álgebra Linear”, McGraw Hill, S. Paulo, págs. 212 –274, 1972
- M1 • Martin-Sánchez J., Rodellar J., “Adaptative Predictive Control - From the concepts to plant optimization”, Prentice Hall, Barcelona, Espanha, 1995
- P1 • Pacheco P., “*Soluções da Natureza para Problemas Estruturais*”, Dissertação de Mestrado, F.E.U.P., 1993
- P2 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., “*Effector Systems in Structures*” - in *Conceptual Design of Structures* - Proceedings of IASS Symposium, Stutgard, págs. 339-346, 1996
- P3 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., “*Dimensionamento de Estruturas Orgânicas*”, Encontro “Betão Estrutural 96” do GPPE, Lisboa, págs. 1.97 - 1.108, 1996
- P4 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., “*Organically Prestressed Multi-Span Continuous Box Girders*” - in *New Technologies in Structural Engineering* – Proceedings of IABSE International Conference, Lisboa, págs. 527-534, 1997

Capítulo 5

Aspectos tecnológicos do Pré-Esforço Orgânico

ÍNDICE

CAPÍTULO 5 – ASPECTOS TECNOLÓGICOS DO PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

V.1 – NOTA INTRODUTÓRIA	1
V.2 - ANCORAGENS ORGÂNICAS	2
V.2.1 – CILINDRO DE ESTICAMENTO	5
V.2.1.1 – <i>Análise do funcionamento</i>	6
V.2.1.2 – <i>Características da solução pretendida no âmbito das soluções existentes</i>	9
V.2.2 – CENTRAL HIDRÁULICA	12
V.2.2.1 – <i>Análise do funcionamento</i>	13
V.2.2.2 – <i>Características da solução pretendida no âmbito das soluções existentes</i>	14
V.2.3 – VÁLVULA DIRECCIONAL	16
V.2.4 – DISPOSITIVOS DE SEGURANÇA	17
V.2.5 – ATRASOS DA RESPOSTA DOS ACTUADORES	17
V.3 - SENSORES E SISTEMAS ELECTRÓNICOS DE CONTROLO	20
V.3.1 - DESCRIÇÃO DE SENSORES APLICÁVEIS EM ESTRUTURAS COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	20
V.3.2 - RELAÇÃO DAS GRANDEZAS MEDIDAS E DOS PARÂMETROS DO ALGORITMO DE CONTROLO	24
V.3.2 – SISTEMA ELECTRÓNICO DE CONTROLO	26
V.3.2.1 - <i>Atrasos da resposta devido à leitura e ao processamento electrónico</i>	27
V.3.3 - CONSIDERAÇÃO DE INCERTEZAS NA SENSORIZAÇÃO E ASPECTOS PRÁTICOS DA CALIBRAGEM	28
V.3.3.1 – <i>Erros de origem técnica</i>	28
V.3.3.1 – <i>Erros do modelo</i>	30
V.4 - CABOS ORGÂNICOS	34
V.4.1 - CARACTERÍSTICAS DOS CABOS NÃO ADERENTES	34
V.5 – CONSIDERAÇÕES FUNDAMENTAIS SOBRE DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E ASPECTOS PRÁTICOS DE SERVIÇO	39
V.5.1 – ASPECTOS CONSTRUTIVOS RELACIONADOS COM A ESTRUTURA BASE E COM OS CABOS ORGÂNICOS	39
V.5.2 – LOCALIZAÇÃO DOS ELEMENTOS AFECTOS ÀS ANCORAGENS ORGÂNICAS	40
V.5.3 – MONTAGEM DE SENSORES E DOS CIRCUITOS ELECTRÓNICOS	42
V.5.4 – MANUTENÇÃO E FORNECIMENTO DE ENERGIA	42
V.6 - BIBLIOGRAFIA	45

V.1 – NOTA INTRODUTÓRIA

Este capítulo faz uma abordagem sintética às tecnologias do pré-esforço orgânico, tendo como objectivo fundamental a descrição dos aspectos essenciais do funcionamento dos vários elementos intervenientes. Nessa descrição são salientadas, sempre que possível de uma forma quantificada, as características das soluções tecnológicas (actualmente existentes) apropriadas à realização das funções em causa.

Conforme já anteriormente se referiu, prefere-se desenvolver o modelo proposto exclusivamente com recurso a soluções tecnológicas que, embora nem sempre usadas conjuntamente, são bem conhecidas e de aplicação corrente. Com este procedimento reduz-se o número de variáveis que apenas podem ser controladas experimentalmente. Por outro lado, esta opção não evidencia as máximas potencialidades dos conceitos propostos, embora se acredite que tais potencialidades não deixam de ser reconhecidas.

Aliás, a confirmação experimental dos resultados numéricos apresentados no penúltimo capítulo promoverá certamente uma evolução da metodologia quer em termos conceptuais quer em termos tecnológicos.

Na abordagem que se faz sobre a concretização tecnológica do modelo proposto, torna-se inevitável entrar em matérias que saem do âmbito da Engenharia Estrutural, nomeadamente no que diz respeito aos sistemas mecânicos e electrónicos envolvidos nos circuitos de controlo. Procura-se, contudo, reduzir ao essencial o tratamento dos aspectos de interface.

Salienta-se que a abordagem dos problemas mecânico e electrónico não visa, de algum modo, estabelecer uma metodologia definitiva para os respectivos dimensionamentos, mas sim permitir, uma compreensão do comportamento global do sistema e uma avaliação do nível de grandezas em jogo (o que permite aferir a sua exequibilidade).

Nos sub-capítulos V.2, V.3 e V.4 são tratadas as ancoragens orgânicas, os sistemas de sensorização e os cabos orgânicos. Posteriormente, no sub-capítulo V.5 são apresentadas as disposições construtivas elementares a adoptar neste tipo de aplicações, sendo no mesmo retractados os principais aspectos práticos de serviço.

V.2 - ANCORAGENS ORGÂNICAS

O controlo da variação de tensão em sistemas de pré-esforço requer necessariamente a presença de mecanismos de tensionamento instalados na estrutura orgânica. No actual contexto tecnológico, existem três soluções capazes de realizar este tipo de funções: sistemas mecânicos por rotação, electro-ímans e sistemas óleo-hidráulicos. Os primeiros são normalmente utilizados para gamas de forças relativamente reduzidas, exibindo níveis de fiabilidade e durabilidade moderados. Os segundos, apesar de serem compatíveis com elevadíssimas frequências, são vocacionados para gamas de forças ainda menores, o que, associado ao seu elevado custo, reduz drasticamente a sua gama de aplicações [G3]. Os sistemas óleo-hidráulicos, para além de serem compatíveis com gamas de forças muito elevadas, podem ser usados em aplicações com elevadas frequências. Conforme se irá verificar, estes últimos são suficientes para conferir níveis de eficiência perfeitamente aceitáveis às aplicações de pré-esforço orgânico, pelo que o desenvolvimento dessas aplicações é realizado com base nas propriedades, funções e comportamento dos sistemas óleo hidráulicos.

Uma ancoragem orgânica é basicamente constituída pela cabeça da ancoragem e pelo sistema óleo-hidráulico. Reafirma-se que uma ancoragem orgânica se distingue de uma ancoragem tradicional não só pelo facto de esta incluir o sistema hidráulico mas também pelo facto da cabeça da ancoragem, em vez de ficar encastrada no betão, ficar montada no cilindro constituinte do sistema óleo-hidráulico.

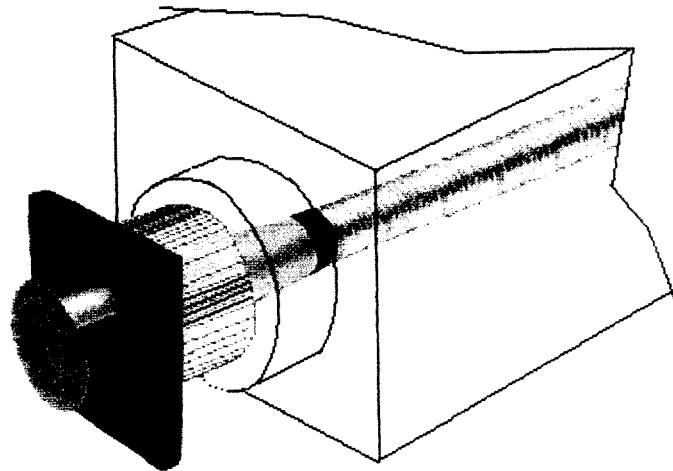


Figura V.1 - Representação esquemática da montagem da cabeça da ancoragem orgânica

Como a cabeça de ancoragem é um elemento directamente relacionado com os cabos orgânicos, a sua abordagem será apresentada no ponto V.4, juntamente com esses elementos.

A posição da ancoragem relativamente à estrutura base depende da configuração do cilindro de esticamento, configuração essa que reflecte os fluxos de óleo existentes no circuito hidráulico, o qual, por sua vez, é comandado por um sistema electrónico a analisar posteriormente.

O circuito hidráulico é constituído basicamente por 11 tipos de elementos fundamentais: o cilindro de esticamento – o motor eléctrico – a bomba – as válvulas direccionais – os encanamentos – as válvulas reductoras de pressão – o acumulador – o filtro – o reservatório – outros dispositivos de segurança – acessórios de montagem.

A compreensão da função de cada um dos referidos elementos e do funcionamento global do sistema pode ser conseguida com base num esquema simplificado de um circuito hidráulico desenhado para a função em causa.

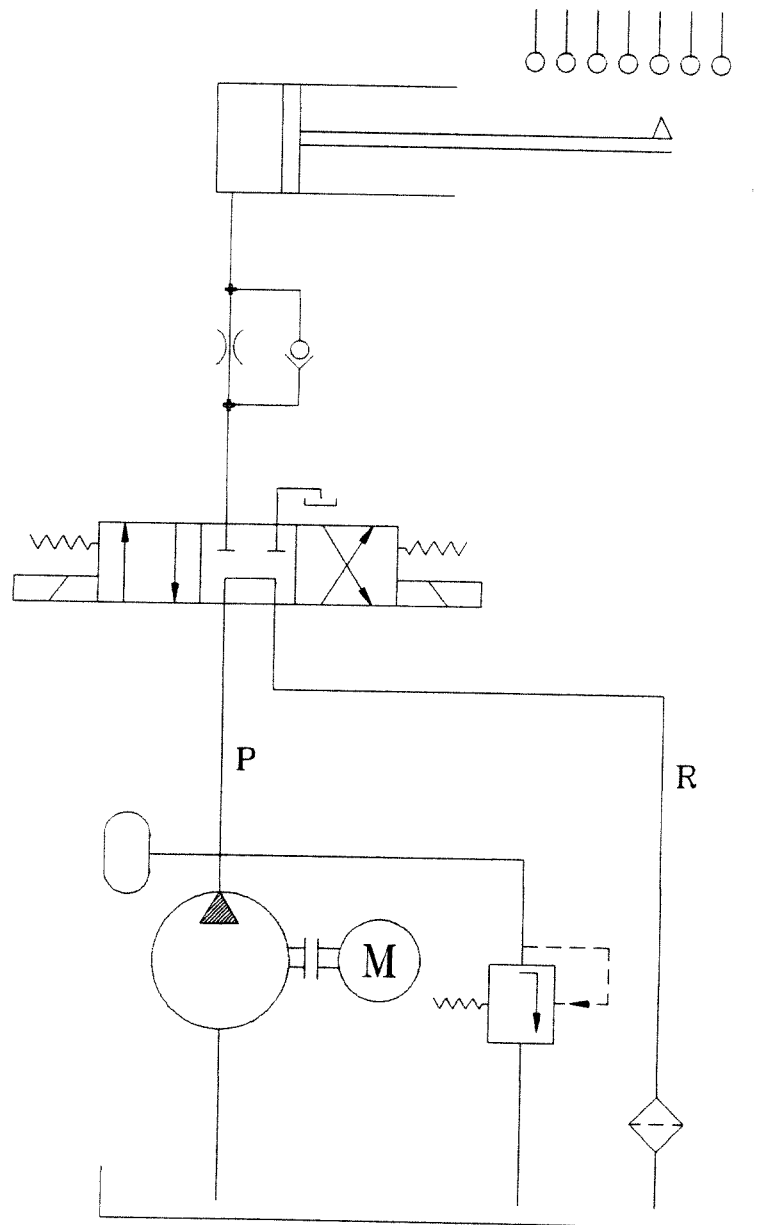
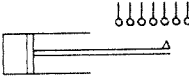



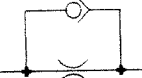

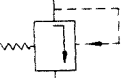





Figura V.2 - Esquema simplificado do circuito hidráulico integrado numa ancoragem orgânica

Símbolo	Significado – Descrição	Função
	Cilindro de simples efeito com limitadores de curso	Tensionar o cabo por incrementos
	Motor eléctrico	Accionar a bomba
	Bomba hidráulica (de caudal constante)	Injectar óleo com pressão
	Válvula direccional 4/3 auto-centrada de recuo espontâneo, com actuação magnética (solenóide) (*)	Definir o destino do fluxo de óleo
	Restritor unidireccional – restritor com válvula de redutora de vazão	Limitar caudal num sentido
	Encanamentos de pressão (P) de retorno (R)	Conduzir o fluxo de óleo
	Válvula redutora de pressão	Limitar a pressão
	Acumulador	Amortecer variações de pressão
	Filtro	Purificar o óleo
	Reservatório	Armazenar óleo

Quadro V.1 – Representação simbólica e funções dos elementos constituintes do circuito hidráulico [G1]

Numa primeira abordagem, e antes de se proceder a uma análise mais detalhada dos principais elementos constituintes do circuito hidráulico, o funcionamento do circuito hidráulico pode ser compreendido com base na descrição de um processo de esticamento do cabo de pré-esforço orgânico (ou seja, com base numa contracção do sistema orgânico).

Considere-se que são atingidas as margens de compressão nas secções de controlo de um sistema orgânico dotado de um circuito hidráulico com a representação esquemática da figura V.2. Nesse caso é emitido um sinal pelo sistema de sensorização que faz actuar um electro-íman (solenóide) incorporado na válvula direccional, alterando assim a direcção de circulação do óleo injectado pela bomba.

O óleo, que anteriormente estava a ser bombeado para o reservatório, é direccionado para o cilindro de esticamento, promovendo o descolamento do êmbolo até terminar um curso

(*) A indicação 4/3 corresponde a 4 vias e 3 posições.

- isso é controlado por um automatismo eléctrico que desactiva o electro-íman sempre que é atingido um ponto de fim de curso. Note-se que o indicador representado na extremidade do êmbolo do cilindro define assim, explicitamente, o estado de actividade do sistema orgânico.

A bomba é activada por um motor eléctrico, o qual deve estar previamente accionado antes de ser emitido um sinal de contracção. Isto pressupõe a existência de um sistema de sensorização complementar que desperte os referidos mecanismos sempre que se esteja na eminência de um carregamento. Esse accionamento prévio pode ser controlado por temporizadores que, na ausência prolongada de carga, coloquem os referidos aparelhos em repouso.

Significa isto que, para cargas inferiores às que provocam a primeira contracção, o motor já está em funcionamento e, por consequência, a bomba está em serviço quando são atingidas pela primeira vez as margens de compressão. Note-se que, enquanto esse valor não for atingido, mesmo que a bomba já esteja em serviço e dado que a válvula de comando assume a posição de repouso, o óleo retorna ao reservatório, não provocando assim qualquer movimento no êmbolo do cilindro.

Salienta-se que esse circuito paralelo não tem qualquer relação directa com o comportamento estrutural, pelo que, embora o seu funcionamento seja um dado da presente metodologia, o seu estudo não é feito neste trabalho.

Se forem atingidas as margens de actividade nas secções de controlo do sistema orgânico em causa, a válvula direcciona assume a posição simétrica. Nesse caso, como a bomba deixa de produzir pressão no óleo localizado no interior da câmara do cilindro de esticamento, a força instalada no cabo de pré-esforço expulsa esse óleo, promovendo assim uma translação correspondente a um curso unitário do êmbolo com o sentido contrário(*). Salienta-se que de igual modo, no fim do curso, o electro-íman que afasta a válvula direcciona da posição de repouso é desactivado, fechando assim o acesso de saída do óleo do cilindro. Note-se ainda que, no troço que medeia a válvula direcciona e o cilindro existe um restritor unidirecciona que evita que a saída de óleo do cilindro seja feita com uma velocidade excessiva.

Seguidamente é feita uma abordagem mais detalhada sobre os principais elementos constituintes do circuito hidráulico, a saber: – o cilindro – a central hidráulica (constituída pela bomba, pelo motor eléctrico e pelo reservatório) – as válvulas direccionais e os dispositivos de segurança.

V.2.1 – Cilindro de esticamento

Os cilindros de esticamento são os elementos motores dos actuadores, ou seja, são os elementos dos sistemas orgânicos que transformam a energia hidráulica existente no circuito hidráulico em energia mecânica [R1] (e que na aplicação em causa se converte em energia

(*) A expulsão de óleo do cilindro de esticamento também poderá ser efectuada por acção da bomba (esta solução será aprofundada no ponto V.2.1.2).

elástica por intermédio dos cabos). São constituídos basicamente por uma camisa envolvente, pela haste do êmbolo, pelo êmbolo, e finalmente por dispositivos funcionais como os vedantes, as válvulas, a bucha amortecedora e o estrangulador de amortecimento [G2].

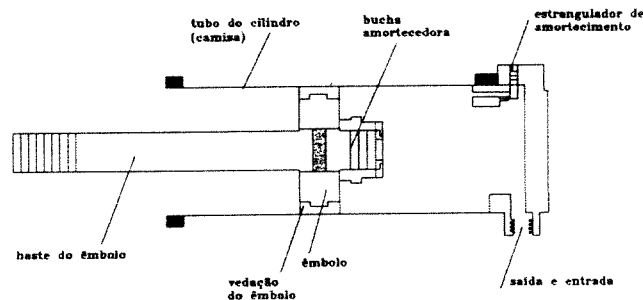


Figura V.3 - Constituição de um cilindro hidráulico de simples efeito^(*) (motor linear) [G2]

V.2.1.1 – Análise do funcionamento

Considere-se o cilindro de simples efeito representado na figura V.4, no qual é injectado um caudal de óleo Q .

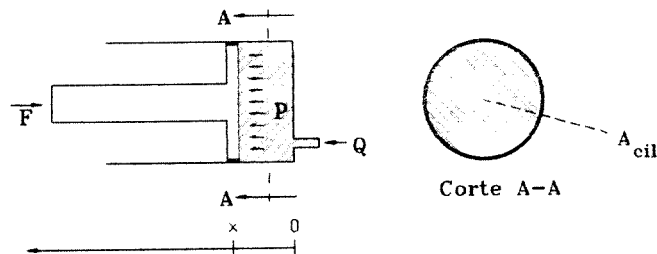


Figura V.4 - Cilindro de simples efeito

Se para uma determinada configuração estiver instalada uma força F na extremidade da haste do êmbolo, a pressão p instalada no óleo é evidentemente determinada por uma expressão de equilíbrio segundo o eixo do cilindro^(**).

$$F = p \cdot A_{cil} \quad (V.1)$$

em que F é indicado em kN, p em kPa e A_{cil} a área da face do êmbolo voltada para a câmara de óleo em m^2 , o que é equivalente a,

^(*) Um cilindro de simples efeito é vocacionado para apenas produzir forças num sentido. Em contrapartida, um cilindro de dupla acção (ou efeito) é capaz de produzir forças em dois sentidos opostos; neste caso a camisa tem que ser fechada nos dois lados de modo a poder ser injectado óleo em ambas as câmaras.

^(**) Os óleos são fluídos que se podem, numa primeira análise, considerar incompressíveis, e que por serem lubrificantes conduzem a muito reduzidas perdas de carga, pelo que neste texto se desprezam tais efeitos.

$$F = p \cdot A_{cil} / 100 \quad (V.2)$$

se F for expresso na mesma unidade, p for indicado em *bar* e A_{cil} for considerado em cm^2 (*).

Ora, partindo desta expressão elementar, verificar-se-á que, se for conhecida a lei de variação da força que se pretende produzir, pode facilmente caracterizar-se o cilindro de esticamento.

Seja o cilindro dimensionado para produzir uma força máxima F_{max} sem ultrapassar uma pressão máxima admissível no óleo p_{max} . Fazendo uso da expressão anterior, o êmbolo deverá ter uma área igual ou superior a:

$$A_{cil} = \frac{100 \cdot F_{max}}{p_{max}} \quad (V.3)$$

Se a força F for função linear do curso x percorrido pelo êmbolo,

$$F(x) = K \cdot x \quad (V.4)$$

onde K é uma constante (em kN/m), então, a um acréscimo de força ΔF corresponde uma translação do êmbolo igual a Δx , em que:

$$\Delta F = K \cdot x_f - K \cdot x_i = k \cdot \Delta x \quad (V.5)$$

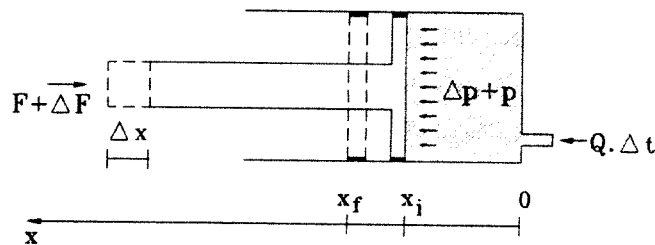


Figura V.5 - Incremento de força produzida pelo cilindro hidráulico

Da última expressão pode extrair-se directamente o curso total do cilindro L_T (em m), já que o mesmo é função das forças limites produzidas e que se supõem conhecidas:

$$L_T = \Delta x_{max} = \frac{F_{max} - F_{min}}{K} \quad (V.6)$$

(*) Em óleo hidráulica é frequente tratar-se a pressão em *bar* (10^2 kPa), as áreas em cm^2 , os caudais em l/m , as velocidades em m/s , as rotações por unidade de tempo em *r.p.m.*, os cursos em m , os volumes em l , e as potências em *cv* (0.746 KW), pelo que esse sistema de unidades será, na generalidade, adoptado deste ponto em diante.

sendo conseqüentemente determinável o volume de óleo V_{ol} (em l) necessário para o cilindro hidráulico percorrer o curso total:

$$V_{ol} = L_T \cdot A_{cil} / 10 \quad (V.7)$$

Finalmente, se a velocidade de incrementação da força for constante e se for fixo um período de curso total T_{cT} (em s), então a velocidade do êmbolo será:

$$v_{cil} = \frac{L_T}{T_{cT}} \quad (V.8)$$

o que permite determinar o caudal (l/m) necessário a injectar no cilindro, caudal este também constante:

$$Q = 60 \cdot \frac{V_{ol}}{T_{cT}} \quad (V.9)$$

ou, fazendo uso das expressões anteriores,

$$Q = 6 \cdot v_{cil} \cdot A_{cil} \quad (V.10)$$

Contrariamente, num processo de descontracção, a velocidade do êmbolo será função da pressão instalada no óleo e das características dos encanamentos e das válvulas existentes no troço do circuito hidráulico que realiza a comunicação entre o cilindro e o reservatório.

Desprezando as perdas de carga nos encanamentos, o caudal de saída do cilindro será exclusivamente função da diferença de pressão (Δp) instalada nas secções a montante e a jusante da válvula restritora de vazão, e de um coeficiente (ζ) característico deste órgão:

$$Q = \sqrt{\frac{\Delta p}{\zeta}} \quad (V.11)$$

pelo que se pode determinar a velocidade do cilindro de esticamento num processo de descontracção:

$$v_{cil} = \sqrt{\frac{\Delta p}{\zeta}} \cdot \frac{1}{A_{cil}} \quad (V.12)$$

Em termos práticos, a fixação do coeficiente ζ – ou seja – o dimensionamento da válvula redutora de vazão, não será um aspecto limitativo (em termos de capacidade de respostas), uma vez que é sempre possível assegurar caudais de saída idênticos aos caudais de entrada(*).

V.2.1.2 – Características da solução pretendida no âmbito das soluções existentes

Existem inúmeros tipos de cilindros, podendo ser classificados quanto à forma, ao número de sentidos nos quais produzem forças, à grandeza do seu curso, à grandeza da força máxima produzida, à velocidade de translação do êmbolo, à pressão máxima admissível, e podendo ainda ser classificados quanto ao tipo de aplicação para as quais são especialmente vocacionados.

Na escolha dos cilindros mais adequados surgem, inevitavelmente, algumas soluções de compromisso, na medida em que algumas propriedades têm correlações negativas, como seja o caso das velocidades de translação e as máximas pressões admissíveis.

Tendo em conta os modelos descritos na bibliografia consultada, estabeleceu-se um quadro que objectiva gamas de valores de referência para a aplicação em causa.

Tipo de aplicação	Industria Pesada, Industria Ligeira, Pré-esforço, Prensas, etc.	Pré-esforço	Pré-esforço orgânico
Forma	Achatados, normais, tubulares, alongados	Cilindros de pré-esforço	Tubulares (“Hollow cilindrs” [E2])
Sentidos em produzem forças	Tracção, compressão, tracção + compressão	Tracção	Tracção
Grandeza do seu curso	0.30 m [E2](**)	Até 0.30 m [D2, V3]	Até 0.30 m
Força máxima produzida	16500 kN [D2]	Até 16500 kN [D2]	Até 16500 kN
Velocidade de translação do êmbolo	até 2 m/s [R3]	Até 0.02 m/s [V2](***)	Até 0.15 m/s(****)
Pressão máxima admissível	700 bar [E2]	Até 650 bar [F6]	Até 650 bar

Quadro V.2 - Características típicas de cilindros hidráulicos

(*) O aspecto fundamental a ter em consideração no dimensionamento desse órgão será a limitação do caudal (de forma a evitar vibrações geradas pela acção de controlo).

(**) Os cursos indicados são relativos a cilindros de alta pressão (> 500 bar).

(***) Valor deduzido a partir dos caudais frequentes em bombas correntes (10 l/m); ver ponto seguinte.

(****) Ver capítulos 7 e 8.

A forma indicada (tubular) ajusta-se perfeitamente à função dos sistemas orgânicos na medida em que assegura que o cilindro fica permanentemente instalado na estrutura e permite que a cabeça da ancoragem seja montada com o centro de gravidade do cabo coincidente com o centro de gravidade do cilindro, evitando assim a possibilidade de surgirem esforços excêntricos.

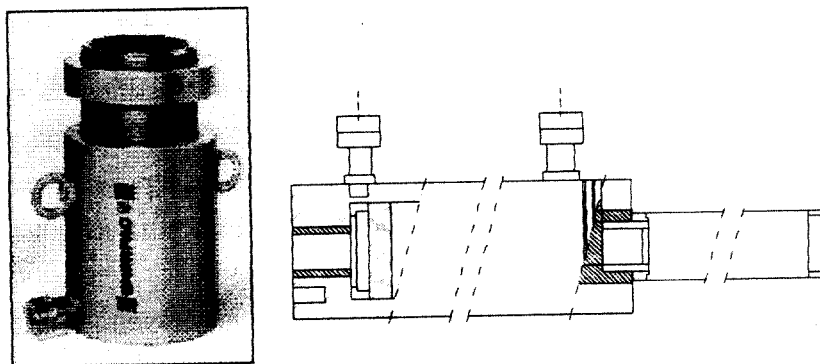


Figura V.6 - Cilindro de esticamento tubular [E1]

Na generalidade, justifica-se optar por cilindros de simples efeito porque a energia elástica instalada nos cabos de pré-esforço é suficiente para assegurar o retorno do êmbolo quando a válvula direccional assume a posição que permite a saída de óleo do cilindro(*). Salienta-se que é conveniente controlar a velocidade da variação do pré-esforço quer nos processos de contracção quer nos processos de descontração, o que é assegurado, conforme já se referiu, pela inclusão de dispositivos reguladores de caudal.

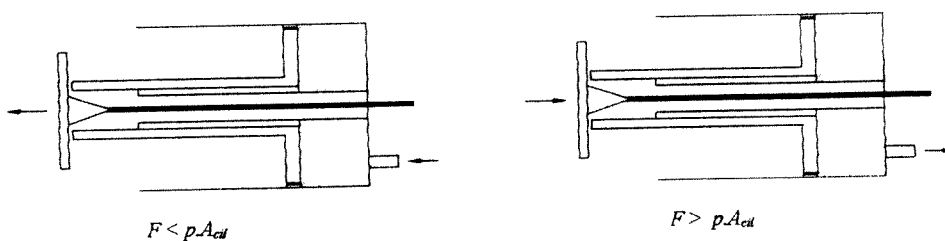


Figura V.7 - Funcionamento por acção da bomba hidráulica e por acção dos cabos

Ao contrário do que acontece no pré-esforço convencional, em pré-esforço orgânico o curso total do êmbolo do cilindro de esticamento (L_T) é igual à variação de comprimento dos cabos de pré-esforço. No entanto, tem-se verificado que os cursos máximos correntes (0.30 m) são suficientes para alcançar os resultados pretendidos com o sistema proposto (ver capítulo 8). Aliás, desde que se tratem de cabos com comprimentos não muito elevados (< 60 m), as

(*) O recurso a cilindros de dupla acção permite um melhor controlo das acções de retorno, mas como no circuito proposto se prevê a limitação de cursos, e como são instalados os referidos dispositivos passivos de controlo (válvulas restritoras de vazão), é vantajoso procurar a solução mais simples e mais económica (já que nesta não é necessário fornecer energia).

forças máximas produzidas poderão aproximar-se dos mesmos valores de referência das soluções convencionais (16500 kN). Este valor, porém, reduz-se substancialmente com o aumento das velocidades máximas pretendidas para o êmbolo, de modo a não conduzir a potências desproporcionais das bombas hidráulicas (ver ponto seguinte).

Contrariamente, no que respeita às velocidades de translação do êmbolo, não se considera como referência as velocidades habituais nas aplicações de pré-esforço convencional. Isto justifica-se porque, para carregamentos rápidos, tais velocidades conduzem a atrasos da resposta excessivos. Também não se considera razoável tomar como referência as velocidades máximas indicadas na bibliografia consultada (2.0 m/s), na medida em que tais velocidades apenas são compatíveis com pressões no óleo moderadas (210 bar) [R3]^(*). Sugerem-se então, como referência, valores de velocidades de translação máximos notoriamente mais moderados (0.15 m/s) que são compatíveis com pressões no óleo próximas das habitualmente admitidas em pré-esforço convencional.

Será ainda importante salientar que, apesar de ser possível dotar os sistemas óleo hidráulicos de dispositivos de segurança que asseguram a impossibilidade de ocorrerem pressões ou fluxos indesejáveis (ver quadro V.1), o cilindro de esticamento é um aparelho que não trabalha em paralelo (no que respeita à ancoragem orgânica onde o mesmo se insere). Esse aspecto deve ser considerado no seu dimensionamento^(**).

Por fim, refere-se a necessidade eventual de se instalar uma componente de pré-esforço fixa nos cabos dos sistemas orgânicos. A sua concretização limita o curso livre do êmbolo e exige que a superfície exterior das hastes sejam roscadas de forma a que seja possível aplicar um *anel de bloqueio*. Este elemento é um dos vários acessórios disponíveis para complementar as funções de um circuito hidráulico [E2].

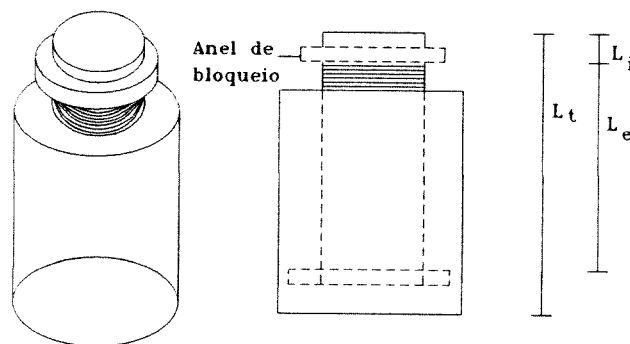


Figura V.8 - Anel de Bloqueio

Refira-se, por fim, que, os valores de referência propostos para as várias grandezas envolvidas são considerados nos critérios de dimensionamento apresentados no capítulo 7 e nas modelações numéricas apresentadas no penúltimo capítulo, de modo a ser garantida a exequibilidade das soluções apresentadas.

^(*) Note-se que se a pressão admissível for muito reduzida, para grandezas de forças habituais em aplicações de pré-esforço são necessárias dimensões dos cilindros tecnicamente inexecutáveis.

^(**) Note-se que isso não invalida a hipótese de se instalarem vários sistemas orgânicos em paralelo.

V.2.2 – Central hidráulica

A central hidráulica é um conjunto de órgãos directamente ligados à bomba hidráulica, e inclui, para além desta, o motor eléctrico que a acciona, e o respectivo reservatório.

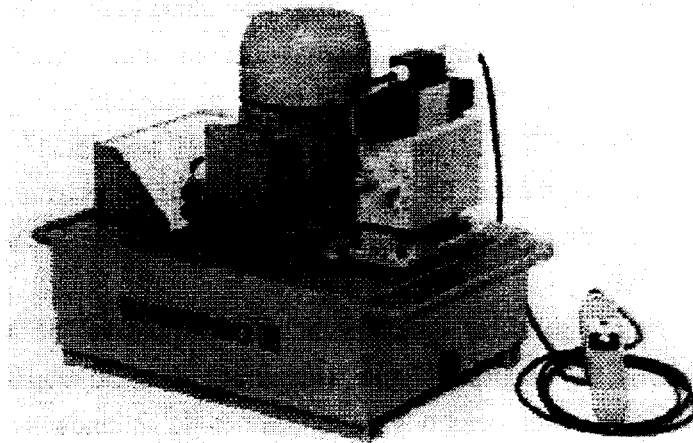


Figura V.9 - Central hidráulica [E1]

O motor eléctrico converte energia eléctrica em energia mecânica e a bomba hidráulica converte energia mecânica em energia hidráulica [R3], a qual é novamente convertida em energia mecânica pelo cilindro de esticamento, conforme anteriormente se referiu.

O funcionamento de uma bomba hidráulica, também designada “máquina de deslocamento”, pode ser facilmente interpretado recorrendo a uma ilustração com uma das soluções mais comuns para este tipo de órgãos hidráulicos.

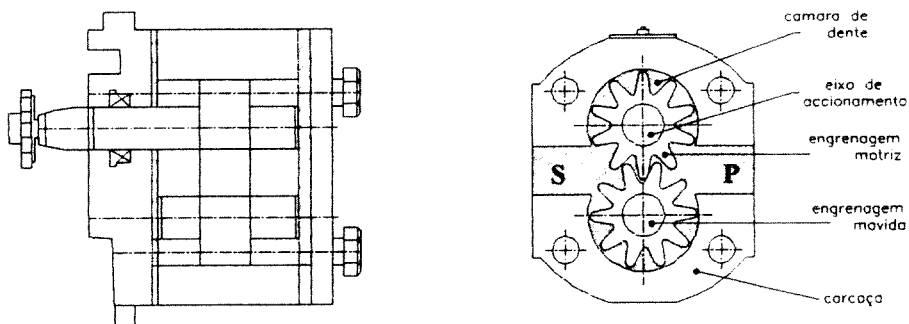


Figura V.10 - Bomba de engrenagens [R1]

O eixo de accionamento movido pelo motor eléctrico faz rodar a engrenagem motriz, que por sua vez promove a rotação da engrenagem movida. Em cada rotação é transportada uma pequena quantidade de óleo nas câmaras de dentes do lado montante (S) para o lado jusante (P). Estes aparelhos, ao contrário das “máquinas de fluxo” (como por exemplo as turbinas de água), transportam pequenos caudais com elevadas pressões [G2].

V.2.2.1 – Análise do funcionamento

Uma bomba de caudal constante, como a própria designação o indica, é dimensionada para injectar um caudal constante independentemente da pressão debitada^(*). Note-se que a pressão existente resulta do facto do êmbolo do cilindro hidráulico não poder deslocar-se livremente, ou seja, a pressão existente é função da resistência oferecida pelo êmbolo à injeção de óleo. Assim sendo, enquanto a válvula direcciona estiver na posição de repouso, o óleo retorna ao reservatório, estando sujeito a uma pressão desprezável. Após a válvula direcciona assumir uma posição que conduza fluxo de óleo para o cilindro, é injectado um caudal constante no respectivo canal, gerando-se assim um processo de aumento da pressão instalada na parte do circuito em causa, o que é acompanhado da consequente translação do êmbolo do cilindro hidráulico.

Estando definido o caudal Q necessário a injectar no cilindro de esticamento de acordo com a expressão (V.9), e fixando-se a rotação do motor eléctrico por unidade de tempo n_{rpm} (em *r.m.p.*) pode então determinar-se o volume deslocado V_g por rotação (em cm^3/r):

$$V_g = \frac{1000 \cdot Q \cdot \eta_{vol}}{n_{rpm}} \quad (\text{V.13})$$

onde η_{vol} representa o rendimento volumétrico da bomba. Considerando as características anteriormente definidas e tendo em conta que a potência necessária é definida para o máximo trabalho realizado por unidade de tempo, pode estabelecer-se a expressão que determina a potência da bomba (em cv) [R3].

$$P_b = \frac{Q \cdot \Delta p}{447.6 \cdot \eta_t} \quad (\text{V.14})$$

onde Δp é a variação de pressão necessária para realizar a força pretendida e onde η_t é o coeficiente de rendimento total dado por ($\eta_t = \eta_{vol} \cdot \eta_{mh}$), em que η_{mh} é o rendimento mecânico-hidráulico da bomba.

Note-se que se a variação de pressão pretendida for igual à pressão máxima admissível no cilindro de esticamento, ter-se-á:

(*) Na prática, por muito potente que seja uma bomba, o caudal injectado varia sempre com a pressão debitada, mas verifica-se que em bombas de alta pressão tal variação pode considerar-se desprezável já que a componente de energia cinética do fluido é muito inferior à energia hidráulica total do sistema [E2, R3]. De qualquer modo, para efeitos de cálculo (de envolventes tensionais) pode considerar-se o caudal injectado para a pressão máxima, o que se traduz, em termos práticos, numa ligeira sobreavaliação dos atrasos da resposta (o que, como é evidente, é um pressuposto conservativo). Em aplicações práticas, este problema pode ser optimizado tendo em conta as curvas características caudal-potência.

$$P_b = \frac{Q \cdot P_{max}}{447.6 \cdot \eta_t} \quad (V.15)$$

ou, usando as expressões (V.3) e (V.15),

$$P_b = \frac{v_{cil} \cdot F_{max}}{0.746 \cdot \eta_t} \quad (V.16)$$

Naturalmente, o volume do reservatório deverá ser superior ao volume de óleo necessário para o êmbolo do cilindro de esticamento percorrer o curso máximo L_t ou seja, ao volume de óleo V_{ol} dado na expressão (V.7).

Torna-se assim possível fazer a caracterização dos elementos constituintes da central hidráulica. Seguidamente são apresentados valores típicos das grandezas de modelos de bombas hidráulicas existentes no mercado.

V.2.2.2 – Características da solução pretendida no âmbito das soluções existentes

Existem inúmeros tipos de bombas, podendo ser classificados quanto ao princípio de funcionamento, ao número de sentidos nos quais produzem pressão, à grandeza do seu curso, à variação de fluxo, à grandeza do caudal injectado, à grandeza da pressão máxima debitada, à velocidade de translação do êmbolo, à pressão máxima admissível, à potência máxima realizada, ao rendimento e finalmente à grandeza do reservatório que lhes está associado.

Tal como acontece com os cilindros, na escolha das bombas mais adequadas para a aplicação em causa surgem, inevitavelmente, algumas soluções de compromisso, na medida em que algumas propriedades têm correlações negativas, como seja o máximo caudal injectado e as máximas pressões admissíveis.

Tendo em conta os modelos descritos na bibliografia consultada, apresenta-se uma grelha de gamas compatíveis de forma a estabelecer uma referência para as bombas hidráulicas da aplicação em causa.

Tipo de aplicação	Industria Pesada, Industria Ligeira, Pré- esforço, Prensas, etc.	Pré-esforço	Pré-esforço orgânico
Princípio de funcionamento	Engrenagens, pistões radiais, palhetas, excêntricos, êmbolos, etc.	Pistões Radiais, Engrenagens	Pistões Radiais
Fluxo	Caudal constante ou variável	Caudal constante ou variável	Caudal constante
Caudal	Até 80 l/m [H2](*)	33 l/m [V3]	Até 64 l/m [H2](**)
Pressão máxima	Até 1000 bar [E2]	680 bar [D2]	680 bar
Potência	Até 40 cv [H2]	25 cv [S5]	Até 40 cv [H2]
Rendimento total	0.5 a 0.9 [G2]	-	0.8 a 0.85 [H2]
Volume do Reservatório	Até 800 l [G2]	90 l [V2]	90 l

Quadro V.3 - Características de bombas hidráulicas de elevada pressão

Não tem interesse estudar aqui o funcionamento das bombas hidráulicas, pois trata-se de um problema exclusivamente mecânico. No que respeita a esta matéria apenas há que ter em consideração o tipo de fluxo injectado pela bomba, já que se o caudal for variável, o algoritmo de controlo torna-se substancialmente mais complexo.

Pelos motivos anteriormente expostos, o valor do caudal tem a maior importância. As bombas com maiores caudais debitam pressões moderadas, e reciprocamente, as que debitam pressões elevadas injectam caudais mais reduzidos. Por exemplo, nas aplicações de pré-esforço convencional são frequentes pares de valores destas duas grandezas próximos de (700 bar ; 7 l/m) [E2] ou (400 bar ; 33 l/m) [V3]. Existem, porém bombas com maiores capacidades que asseguram pares de valores próximos de (700 bar ; 12,7 l/m) ou (350 bar ; 51 l/m) [H2].

Dada a correlação entre as grandezas em causa, tem interesse considerar uma grandeza que inclua ambas. A grandeza mais útil será a potência máxima da bomba, já que a mesma é função do produto da pressão máxima pelo caudal correspondente (ver expressão VI.15). Ora nas aplicações estudadas conclui-se que as máximas potências usadas em pré-esforço convencional (25 cv [S5]) são insuficientes para as aplicações correntes em pré-esforço orgânico. Efectivamente é necessário recorrer a bombas mais potentes (40 cv [H2]) ou até usar grupos com mais do que uma bomba em paralelo(***).

(*) O valor indicado refere-se a bombas de alta pressão, já que para pressões moderadas existem bombas com uma capacidade de injeção de 3000 l/m [G2, R3].

(**) No caso de se tratarem de sistemas orgânicos com cabos de grandes diâmetros, poder-se-ão montar mais do que uma bomba em paralelo de modo a assegurar o caudal pretendido.

(***) Note-se que, independentemente da potência necessária, o recurso a baterias de bombas em paralelo aumenta a fiabilidade do sistema.

No entanto, como as forças máximas a aplicar em pré-esforço orgânico não são superiores às forças habituais em pré-esforço convencional, os volumes dos reservatórios podem ser da mesma ordem de grandeza nos dois casos (inferiores a 90 l). Finalmente, os motores eléctricos são escolhidos em função das bombas, devendo ter-se em consideração a rotatividade por unidade de tempo e a potência necessária. Normalmente os motores para este tipo de aplicações (elevadas pressões + elevados caudais) trabalham a 1450 rpm [H2].

V.2.3 – Válvula direccional

A válvula direccional é o órgão que efectiva as ordens de actividade, ou seja, é o interruptor da ancoragem orgânica. Pode assumir duas posições activas (ON_c e ON_d) correspondentes, respectivamente, a contracções e descontrações e, uma posição de repouso (OFF) que corresponde à permanência do estado de actividade.

A ordem de actividade O_a^k de um sistema orgânico numa fase de actividade k é algebricamente igual a variação do estado de actividade que o mesmo sistema sofre até à fase seguinte ($O_a^k = nc^{k+1} - nc^k$) e, de acordo com a lei de actividade (IV.45), pode assumir os valores (0;-1;1). A tradução mecânica de uma ordem de actividade é dada pela seguinte correspondência:

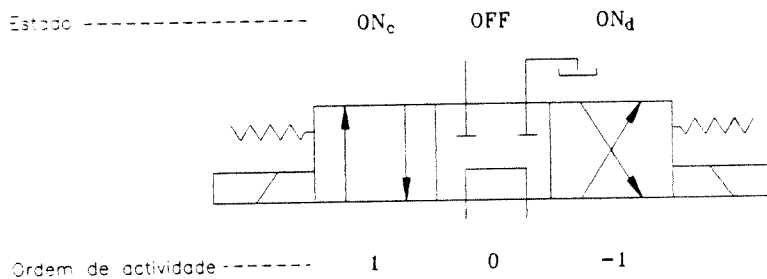


Figura V.11 - Relação ordens de actividade – direcções de fluxo

Este órgão constitui o elemento de interface entre o sistema electrónico e o sistema mecânico, pois é accionado pelo primeiro e comanda a acção do segundo.

Relembra-se que as posições de fluxo (ON) são asseguradas pelos electro-ímans activados pelos sinais emitidos pelo sistema de sensorização. A posição de repouso (OFF), de desactivação dos electro-ímans, é promovida pela emissão de sinais do apalpador rolante do cilindro em cada ponto de fim de curso, isso, qualquer que seja o sentido de translação do respectivo êmbolo. Note-se finalmente que, na ausência de acção dos electro-ímans a válvula é espontaneamente centrada pela acção das molas.

V.2.4 – Dispositivos de segurança

Naturalmente, é fundamental a existência de dispositivos de segurança que assegurem a fiabilidade do sistema. A seguir descreve-se uma válvula redutora de pressão, a qual exemplifica a possibilidade do circuito hidráulico utilizar mecanismos de “autocontrolo” para assegurar que os fluxos de óleo se efectuam numa predefinida gama de comportamentos.

Um válvula limitadora de pressão pode assumir duas posições. A primeira, que é a posição normal, corresponde à existência de uma obstrução no encanamento onde a válvula se insere, e a segunda corresponde à abertura de um canal de retorno para o reservatório e é assumida sempre que é atingido o limite de pressão previamente fixado.

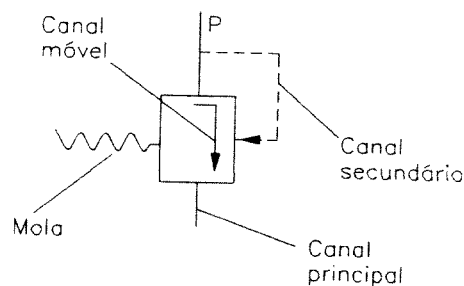


Figura V.12 - Válvula limitadora de pressão

Conforme se pode ver no símbolo ampliado na figura V.12, existe uma conduta variante (canal secundário), cujo óleo pressiona o canal móvel para a posição de continuidade com o circuito principal, sendo essa força contrariada por uma mola. Se a pressão for superior a um determinado nível, a mola sofre um deslocamento suficiente para permitir a circulação de óleo pelo canal em causa, o que irá reduzir a pressão instalada na conduta P [G2]. Fica assim assegurado que a pressão instalada no óleo é sempre inferior a um determinado valor previamente fixado.

V.2.5 – Atrasos da resposta dos actuadores

Uma vez dimensionados os elementos constituintes do sistema óleo-hidráulico, é simples avaliar o atraso da resposta dos actuadores(*).

Em bombas de caudal constante, pode admitir-se que a curva $\varphi(t)$ característica do sistema mecânico é linear, já que as perturbações nas fases iniciais e finais do escoamento são desprezáveis.

(*) Conforme se irá verificar no capítulo 7, o processo de dimensionamento é iterativo, ou seja, o sistema óleo-hidráulico é dimensionado de forma a assegurar períodos de contracção e desconstracção previamente fixados, sendo posteriormente testadas várias soluções até se encontrar uma solução adequada.

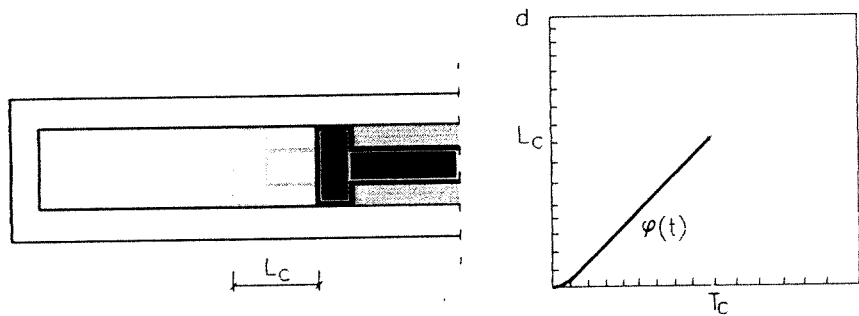


Figura V.13 – Diagrama de contracção para bombas de caudal constante

Logo, no caso dos processos de contracção, o valor do atraso da resposta ($\Delta 2_{atc}$) é constante, sendo igual ao período (T_c) necessário para o cilindro de esticamento percorrer cada curso unitário L_c :

$$\Delta 2_{atc} = T_c = \frac{v_{cil}}{L_c} \quad (V.16)$$

Um sistema hidráulico dimensionado para pressões máximas p_{max} , dotado de uma bomba de potência P_b com um rendimento total η_t , e de um cilindro com uma área A_{cil} , é então caracterizado por um atraso dado por:

$$\Delta 2_{atc} = 0.746 \cdot \frac{\eta_t \cdot P_b}{P_{max} \cdot A_{cil} \cdot L_c} \quad (V.17)$$

expressão esta que resulta da substituição das expressões (V.10) e (V.15) na expressão (V.16). Na verificação da segurança de estruturas com pré-esforço orgânico a quantificação deste valor deve atender a eventuais flutuações da potência efectivamente realizada e de outras incertezas eventualmente existentes.

No que diz respeito aos atrasos da resposta nos processos de descontração, os seus valores são variáveis, já que dependem da pressão instalada (ou seja do pré-esforço mobilizado). Verifica-se, no entanto, que apenas são relevantes os valores extremos^(*), nomeadamente aquele que determina o máximo atraso da resposta. Este valor é função da diferença de pressão Δp_0 instalada no óleo nas secções a montante e a jusante do restritor, no instante em que é atingido o anel de bloqueio:

(*) Note-se que o menor período de descontração é também importante na análise dinâmica em termos de acções constituídas por descontrações isoladas (ver sub-capítulo VI.3). Esse valor é determinado fazendo uso da expressão (V.18), mas considerando a variação de pressão quando está mobilizada a totalidade do pré-esforço (Δp_{max}). Note-se que, para efeitos da verificação da segurança, devem ser atendidas as incertezas existentes na avaliação do referido valor.

$$\Delta 2_{atd} = \sqrt{\frac{\Delta p_0}{\zeta}} \cdot \frac{1}{A_{cil} \cdot L_c} \quad (V.18)$$

expressão esta que resulta, por sua vez, da substituição da expressão (V.12) numa expressão análoga à expressão (V.16), relativa a atrasos da resposta em processos de descontração.

V.3 - SENSORES E SISTEMAS ELECTRÓNICOS DE CONTROLO

Nos sistemas de controlo activo já desenvolvidos, conforme anteriormente se referiu, os sensores e os circuitos electrónicos avaliam, traduzem e transmitem informação do comportamento do sistema dinâmico para o controlador. Este, por sua vez, processa a informação produzindo ordens de actividade que são convertidas em acções mecânicas pelos actuadores. Na metodologia presentemente proposta, que é baseada na estratégia por autocontrolo, os sinais produzidos pelos sensores apenas são tratados electronicamente, sendo directamente convertidos em acções mecânicas. É por isso transferida a importância do algoritmo de controlo para a concepção do sistema de sensorização e do circuito electrónico.

Nos pontos seguintes é feita uma muito breve resenha sobre o estado evolutivo desta área tecnológica e são tecidas considerações sobre os aspectos a ter em conta no processo de selecção das soluções existentes. Posteriormente, são expostos aspectos práticos da concepção e do funcionamento dos sistemas de tratamento e de transmissão de sinais no seio da aplicação em causa.

V.3.1 - Descrição de sensores aplicáveis em estruturas com pré-esforço orgânico

Das várias soluções conhecidas para determinar ou avaliar o estado de tensão num ponto de uma estrutura, a extensometria, afigura-se presentemente como a solução técnica e economicamente mais exequível para esse fim. Efectivamente, o grande desenvolvimento desta área tecnológica não só assegura leituras com muito elevada precisão como se revela particularmente vantajosa no que respeita a custos, acessibilidade de montagem e manutenção ou mesmo substituição.

Para além disso, as vantagens dos outros sistemas de sensorização, como por exemplo, a possibilidade da medição continua de campos (bi ou tridimensionais) [D1, I2, M2, N1, S2], não constituem uma mais valia relevante no problema em questão, já que na análise longitudinal de vigas a informação pretendida pode ser exclusivamente conseguida à custa de sistemas de sensorização unidireccionais localizados pontualmente.

Existem, porém, dificuldades no uso de extensómetros na medição indirecta de tensões. Efectivamente, como é sabido, a conversão de extensões em tensões pressupõe o conhecimento das leis constitutivas dos materiais que, para além de variarem ao longo do tempo, nem sempre são uma matéria dominada com grande precisão. Há, no entanto, formas de ultrapassar as dificuldades que daí advém, conforme adiante se irá verificar.

Os primeiros extensómetros eram, essencialmente, aparelhos que amplificavam variações de comprimento em peças (ou partes de peças) com um comprimento original previamente conhecido. Desde o seu aparecimento em meados do século XIX, foram desenvolvidos várias soluções recorrendo a propriedades bem conhecidas de diferentes áreas da Física, desde a Mecânica Racional à Óptica, passando pela Hidrostática e pela Electricidade [S2, D1].

Os extensómetros de alavancas mecânicas são aparelhos que estão ligados à peça em análise em dois pontos, sendo o respectivo afastamento amplificado (como a própria designação o indica) através de um sistema de alavancas que fazem um ponteiro percorrer uma escala convenientemente graduada. Este tipo de extensómetros, para além de exibirem sensibilidades moderadas, estão sujeitos a fenómenos físicos parasitas que reduzem a sua precisão, como, por exemplo, a flexão dos braços de transmissão, o efeito da inércia dos componentes mecânicos e fenómenos de atrito nas chumaceiras.

Os extensómetros ópticos são menos condicionados por tais fenómenos parasitas, e permitem obter amplificações consideráveis através da medição da rotação de um espelho que, convenientemente montado sobre a peça em análise, reflecte sobre uma escala apropriada um feixe luminoso.

Os extensómetros pneumáticos, que podem ser de vários tipos, avaliam a deformação das peças através da altura da coluna de água de um circuito hidráulico no qual a perda de carga é função da distância entre um orifício apertado (*gigleur*) e uma placa, sendo essa distância função da variação de comprimento da peça em análise.

Os exemplos de extensómetros anteriormente referidos não são particularmente vocacionados para a aplicação presentemente proposta, já que, para além de serem muito sensíveis a variações térmicas, exibem moderados graus de precisão. Salienta-se que, a partir de meados do século XX, o aparecimento dos primeiros extensómetros eléctricos e a sua notável evolução foi crescentemente desincentivando o recurso aos primeiros, cujo domínio de aplicação se reduz actualmente a um restrito número de aplicações especiais [S2].

Mas, ainda na fase inicial do século XX, mais concretamente a partir de 1920, foram utilizados em grande escala, particularmente na Engenharia Civil, extensómetros acústicos, mais conhecidos por extensómetros de cordas vibrantes.

Este tipo de extensómetros, que medem variações de comprimento com base na variação dos sinais acústicos produzidos pela vibração de uma corda excitada por um electroímã, asseguram resultados com elevada precisão, mesmo quando sujeitos a condições ambientais desfavoráveis. Este aspecto, associado à sua estabilidade a longo prazo, promoveu notoriamente o seu uso, nomeadamente na sensorização de grandes obras como pontes e barragens [S2]. Salienta-se ainda que a grandeza dos comprimentos de referência L_0 , tipicamente próxima de 10 cm, permite filtrar eventuais perturbações nos campos de extensões devidas à reconhecida não homogeneidade do betão. Este tipo de extensómetro constitui, por isso, uma das potenciais soluções para estruturas com pré-esforço orgânico.

Os extensómetros eléctricos, dos quais existe actualmente uma enorme variedade de gamas (mais de um milhar [S2]), poderão também constituir uma solução consistente para a aplicação em causa. O seu princípio de funcionamento, que se baseia no facto da resistência dos condutores eléctricos ser função das tensões (ou extensões) a que os mesmos estão sujeitos, promoveu o desenvolvimento de uma das técnicas mais poderosas e precisas da extensometria. Os extensómetros eléctricos podem ser usados nas mais diversas condições sem interferência na estrutura ou componente em análise. Para além disso, atendendo ao facto de que a resposta deste tipo de extensómetros se traduz num sinal eléctrico, torna-se

particularmente acessível a sua conexão com circuitos de transmissão e processamento de sinais [S2].

Finalmente, nas últimas décadas tem sido desenvolvidos extensómetros piezoeléctricos e de fibras ópticas, que apesar de revelarem excelentes potencialidades, nomeadamente no que diz respeito à precisão e à sensibilidade, não constituem uma solução atractiva a curto prazo, na medida em que pressupõem custos muito elevados [R2].

No quadro que se segue é feita uma síntese das propriedades fundamentais dos vários extensómetros anteriormente descritos.

Tipo de extensómetros		Gamas de Comprimentos de Referência	Sensibilidade	Precisão	Principais Características
Extensómetros mecânicos	De alavancas mecânicas	0.75 a	0.5×10^{-5}	1×10^{-5} [D1]	Sensibilidade e precisão moderadas Possibilidade de leitura directa Grande sensibilidade a variações térmicas Susceptibilidade de desvios incontroláveis (folgas, atritos, etc.)
	Ópticos Pneumáticos	250 cm [D1]	a 1×10^{-4} [D1]		
Extensómetros de cordas vibrantes (acústicos)		7 a 10 cm [D1, S2]	0.5×10^{-6} a 4×10^{-6} [S2]	0.5×10^{-6} a 5×10^{-6} [S2]	Durabilidade Funcionalidade sob más condições ambientais Sensibilidade a variações térmicas Incapacidade de leitura para frequências muito altas
Piezoeléctricos		0.5 a 6.25 mm [D1]	4.2×10^{-6} a 5.5×10^{-5} (V/m)/(kPa) [H4]	-	Muito elevada sensibilidade Pouco sensíveis a variações térmicas Elevada resistência à fadiga Sensíveis a campos magnéticos
Extensómetros eléctricos		De 0.20 mm a 10 cm [D1]	0.02 a 0.16 V/mm [D1]	$0.005 \times \epsilon_l$ (* [D1]	Dimensões reduzidas (espessuras até 0.025 mm) Possibilidade de leitura multidireccional (extensómetros em roseta) Possibilidade de autocompensação térmica Grande variedade (conforme condições específicas do problema)
Extensómetros de fibras ópticas		De 3 cm [I1] A 1.0 m [N1]	-	0.3×10^{-6} [I1]	Muito elevada precisão Possibilidade de medir múltiplas grandezas Reduzida sensibilidade a variações térmicas Sensibilidade a muito altas frequências

Quadro V.4 - Tipos fundamentais de extensómetros e principais características

(*) ϵ_l corresponde ao valor máximo linear emitido pelo transdutor.

O processo de selecção do tipo de extensómetro a utilizar numa determinada aplicação específica consiste, fundamentalmente, em escolher uma combinação adequada de parâmetros que seja compatível com as condições físicas da aplicação, e que ao mesmo tempo satisfaça um certo número de requisitos funcionais como por exemplo a precisão, a estabilidade, a deformação máxima admissível, o período de vida, a resistência à fadiga, a simplicidade e facilidade de aplicação, etc.. Como é evidente o processo de selecção corresponde a uma solução de compromisso, já que certas opções são favoráveis em determinadas perspectivas mas desfavoráveis noutras. Por exemplo, o aumento de comprimento de referência é normalmente vantajoso no que diz respeito à independência da medição em relação a gradientes localizados, mas é limitativo no que respeita à gama de frequências perante as quais um determinado extensómetro exhibe um bom comportamento.

Em estruturas com pré-esforço orgânico, será fundamental assegurarem-se as seguintes propriedades nos extensómetros escolhidos:

- elevada durabilidade
- pouca sensibilidade perante condições ambientais adversas
- níveis de precisão compatíveis com a estratégia de controlo(*)
- insensibilidade perante frequências muito elevadas(**)
- compatibilidade com o circuito de transmissão de sinais
- elevada resistência à fadiga
- elevada fiabilidade
- insensibilidade a campos magnéticos
- independência em relação a gradientes localizados (em estruturas de betão armado)
- possibilidade de autocompensação térmica
- possibilidade de efectuar leituras continuamente

(*) O limite das amplitudes tensionais geradas nas acções de controlo podem ser condicionadas pela precisão dos sensores supostos disponíveis (ver capítulo 7).

(**) Se os sensores forem sensíveis a frequências altas (superiores a um determinado nível previamente fixo) é possível tratar o sinal através de *filtros* ou inibir os referidos sensores com um sistema de sensorização paralelo.

V.3.2 - Relação das grandezas medidas e dos parâmetros do algoritmo de controlo

Sendo a sensorização feita por medições de extensões e tendo em conta a figura seguinte, os extensómetros devem ser colocados com as extremidades do comprimento de referência nos pontos A e B equidistantes do ponto C onde se materializa a fibra de controlo, e segundo a direcção das tensões normais da secção de controlo em análise.

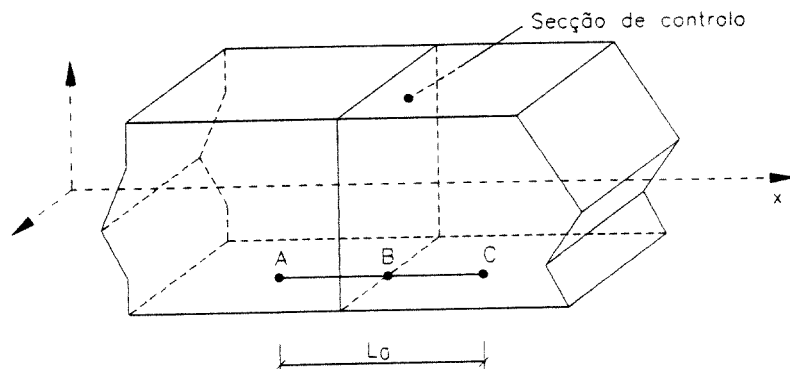


Figura V.14 - Materialização do comprimento de referência numa fibra de controlo

Se o comprimento de referência, ou seja, o comprimento original do segmento de recta AC, for L_0 , a medição de um comprimento L pode ser, obviamente, convertida numa deformação linear (ou extensão) através da relação linear dada por:

$$\varepsilon = \frac{L - L_0}{L_0} \quad (\text{V.19})$$

Note-se que a deformação medida desta forma representa a deformação média ao longo do segmento de recta AB e não a deformação linear num determinado ponto daquele segmento, a qual, por definição, corresponderá ao caso limite de $L_0 \rightarrow 0$. O erro que se comete ao considerar o comprimento finito L_0 depende do gradiente do campo das deformações e, em geral, será tanto maior quanto mais acentuado for esse gradiente e quanto maior for esse comprimento de referência^(*).

Se os extensómetros forem colocados após a aplicação do pré-esforço fixo, desprezando a variação de tensão devida às perdas diferidas, a variação de tensão na fibra de controlo σ_{ci} entre o instante da instalação t_0 e um instante qualquer de serviço t , é dada pela seguinte expressão:

(*) No que se refere às aplicações em causa, nomeadamente no caso de tabuleiros de pontes de betão armado, esse erro é desejável, na medida em que dada a não homogeneidade do material (devido à existência de inertes) tais gradientes correspondem a flutuações de tensões locais que devem ser ignoradas. O recurso a comprimentos de referência significativamente grandes permite desse modo filtrar a informação parasita.

$$\Delta\sigma_{Sci}^{f_0,f} = \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^{f_0}(Q) + \sigma_{Sci}^{f_0}(OPS) - \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^f(Q) + \sigma_{Sci}^f(OPS) \quad (V.20)$$

Ora como, por hipótese, durante a aplicação dos extensómetros não há qualquer sobrecarga ($\sigma_{Sci}^{f_0}(Q) = 0$) e, conseqüentemente, a acção dos sistemas orgânicos é nula ($\sigma_{Sci}^{f_0}(OPS) = 0$), então a mesma variação de tensão pode assumir a seguinte expressão simplificada:

$$\Delta\sigma_{Sci}^{f_0,f} = \sigma_{Sci}^f(Q) + \sigma_{Sci}^f(OPS) \quad (V.21)$$

Por outro lado, para que seja emitido um sinal de contracção num sistema orgânico controlado na secção que inclui a fibra *Sci*, a tensão nessa fibra tem que atingir a margem de compressão Δ_{ci} , ou seja:

$$\Delta\sigma_{Sci}^{f_0,f} + \sigma_{Sci}(G) \geq \Delta_{ci} \quad (V.22)$$

ou,

$$\Delta\sigma_{Sci}^{f_0,f} \geq \Delta_{ci} - \sigma_{Sci}(G) \quad (V.22)$$

Ora, admitindo o comportamento elástico, ter-se-á:

$$\Delta\sigma_{Sci}^{f_0,f} = E_c \cdot \varepsilon \quad (V.23)$$

ou, fazendo uso da expressão (V.19),

$$\Delta\sigma_{Sci}^{f_0,f} = E_c \cdot \frac{L - L_0}{L_0} \quad (V.24)$$

Pode assim determinar-se o comprimento L_C que provoca a emissão de um sinal de contracção, bastando para isso combinar as expressões (V.22) e (V.24):

$$L_C = L_0 + (\Delta_{ci} - \sigma_{Sci}(G)) \cdot \frac{L_0}{E_c} \quad (V.25)$$

De igual modo se pode determinar qual o comprimento medido L_D que provoca a emissão de um sinal de descontração no sistema de controlo sensorizado em *Sci*:

$$L_D = L_0 + (\Delta_{at} - \sigma_{Sci}(G)) \cdot \frac{L_0}{E_c} \quad (V.26)$$

Para cada sistema orgânico e para cada secção de controlo, resta dimensionar o sistema electrónico de modo a serem emitidos os correspondentes sinais sempre que forem atingidas as referidas grandezas dos comprimentos medidos(*).

V.3.2 – Sistema electrónico de controlo

O circuito electrónico que integra o sistema de controlo proposto é particularmente simples. As funções pré-destinadas podem ser asseguradas por várias soluções, das quais uma será muito sinteticamente esboçada a título de referência, e na qual pode ser melhor reconhecido o automatismo de controlo.

Para além dos sensores, dos solenóides e dos apalpadores de curso (ligados ao actuador), o circuito compreende uma série de elementos que asseguram as operações de comando: os condicionadores de sinal, um comparador de janela, um gerador de impulsos, dois elementos de memória e um detector de transições.

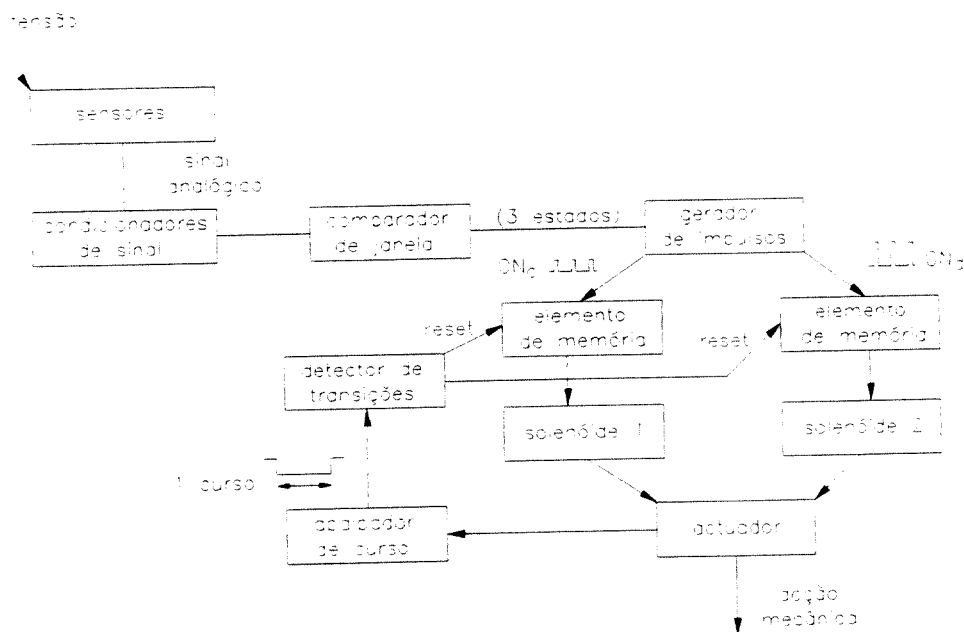


Figura V.15 – Esquema simplificado do circuito electrónico

O comparador de janela tem três saídas, uma *saída baixa*, uma *saída nula* e uma *saída alta*, que correspondem a três estados que são reconhecidos pelo gerador de impulsos. Este

(*) Note-se que, conforme anteriormente se referiu, não foram consideradas as variações de tensão devidas às perdas diferidas, o que, em termos práticos, é indiferente, já que as margens de compressão são dimensionadas para tempo infinito (ou seja, para uma fase na qual já se consumaram as perdas diferidas).

elemento, como a própria designação o indica, gera os impulsos que vão excitar os solenóides que, por sua vez, conduzem a válvula direccionada a assumir a configuração adequada. Em cada instante só é gerado um impulso, pelo que ou nenhum ou apenas um dos solenóides é accionado.

De qualquer forma, para que um impulso de actuação chegue a qualquer um dos solenóides, tal pressupõe que o elemento de memória não bloqueie a informação, o que depende do actuador estar ou não activo. Efectivamente, quando o actuador está numa posição não coincidente com um fim de curso, o que é detectado pelo apalpador de curso, o detector de transições apaga a memória (“reset”) do elemento de memória (“flip-flop”), inibindo assim qualquer acção de comando. Se, pelo contrário, o actuador estiver inactivo (numa posição de fim de curso), o circuito electrónico paralelo (constituído pelo apalpador de curso e pelo detector de transições) não interfere com o elemento de memória, pelo que o impulso de actuação (ON_c ou ON_d conforme sejam contracções ou descontrações) é transmitido ao respectivo solenóide, que promove a realização da activação adequada.

Note-se que esta opção assegura que cada ordem de actividade conduz à execução integral da respectiva activação unitária. Esta característica é o principal garante da estabilidade do sistema, uma vez que evita que, na ocorrência de variações rápidas de tensão, a acção de controlo seja dependente da informação provida da sensorização.

V.3.2.1 - Atrasos da resposta devido à leitura e ao processamento electrónico

A componente do atraso da resposta de um sistema orgânico correspondente ao período de tempo necessário para se efectivar a leitura e o processamento electrónico (ΔI_{at}), não é facilmente estimada de uma forma sistemática, já que depende de inúmeros factores. Mas, conforme se referiu anteriormente, este factor não terá um significado relevante no âmbito global das acções de controlo, na medida em que a sua grandeza será, na generalidade, muito inferior à outra componente do atraso da resposta. Isso mesmo foi aliás comprovado em aplicações experimentais levadas a cabo com sistemas de controlo activos, quer em laboratório quer à escala real, onde se verificou que a maior parte dos atrasos da resposta são devidos ao processamento “on-line” dos computadores e às acções mecânicas dos sistemas hidráulicos [S3].

Assim sendo, e atendendo à semelhança dos circuitos electrónicos dos sistemas de pré-esforço orgânico, numa primeira análise podem tomar-se como referência os valores obtidos experimentalmente em aplicações de sistemas de controlo activo na área do controlo dinâmico.

Período necessário para leitura e emissão de sinais (ΔI_{atc} e ΔI_{iad})
0.006 s [M1] a 0.012 s [S3]

Salienta-se que em processos de actividade nos quais exista uma série de activações consecutivas do mesmo sinal (o que corresponde, na generalidade, às situações críticas), os

atrasos devidos ao processamento electrónico podem ser praticamente eliminados. Para que tal aconteça, basta que o sistema electrónico seja concebido de forma a que a emissão de sinais prossiga mesmo quando os sistemas hidráulicos estão em actividade. Nesses casos, o solenóide é reactivado logo que encontra a posição de repouso.

Em aplicações a escala real será, em todo o caso, conveniente proceder a uma determinação experimental deste valor.

V.3.3 - Consideração de incertezas na sensorização e aspectos práticos da calibragem

Tendo em conta que, em última análise, as grandezas avaliadas nos processos de sensorização são tensões, podem distinguir-se dois tipos de incertezas implícitas aos processos de sensorização, dos quais uma advém dos erros de origem tecnológica e a outra resulta da existência de erros na modelação. Os primeiros resultam essencialmente da imprecisão dos extensómetros, de deficientes calibrações, de defeitos de montagem, etc., o que depende da selecção dos extensómetros e do controlo de qualidade nas fases de execução e manutenção [H4]. Os segundos prendem-se essencialmente com a diferença existente entre o módulo de elasticidade teórico (E_c) e o módulo de elasticidade efectivo (E_{ce}) que o material exhibe em serviço.

Causa das incertezas	Causa dos erros
Erros de origem técnica	<ul style="list-style-type: none"> - defeito de fabrico(*) - montagem deficiente - localização numa zona perturbada da estrutura - outros
Erros do modelo	<ul style="list-style-type: none"> - erro na conversão extensões- tensões (deficiente conhecimento das leis constitutivas) - outros

Quadro V.5 - Erros inerentes à sensorização

V.3.3.1 – Erros de origem técnica

Os erros resultantes dos defeitos de fabrico podem ser estatisticamente enquadrados em intervalos caracterizados por determinados níveis de confiança, sendo habitual os respectivos limites serem determinados pelos fabricantes. Aliás, a precisão de um instrumento

(*) Os defeitos de fabrico podem estar relacionados com falta de precisão ou com problemas de funcionamento em serviço, como, por exemplo, deficientes compensações térmicas, entre outros.

define exactamente um intervalo onde há uma muito elevada probabilidade de o erro se encontrar^(*). Então, desprezando os erros de montagem, um extensómetro com uma precisão p_ε tem a referida probabilidade de cometer erros iguais ou inferiores a $\delta\varepsilon$, de tal modo que a deformação real ε_r é relacionada com a deformação teórica ε_t pela expressão:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_t + \delta\varepsilon : \frac{\delta\varepsilon}{\varepsilon_t} \in [-p_\varepsilon, p_\varepsilon] \quad (\text{V.27})$$

ou, tendo em conta a expressão (V.19),

$$\varepsilon_r = \frac{L_C - L_0}{L_0} + \delta\varepsilon : \frac{\delta\varepsilon}{\varepsilon_t} \in [-p_\varepsilon, p_\varepsilon] \quad (\text{V.28})$$

Então, admitindo o comportamento linear, o percurso tensional real $\Delta\sigma_{Sci,r}^{t_0,t}$ que provoca a emissão de um sinal de contracção será dada por:

$$\Delta\sigma_{Sci,r}^{t_0,t} = E_c \cdot \frac{L_C - L_0}{L_0} + E_c \cdot \delta\varepsilon \quad (\text{V.29})$$

o que, em termos práticos, é equivalente a considerar que a margem de compressão real é igual à teórica deduzida de um incremento tensional:

$$\Delta_{ci,r} = \Delta_{ci} - E_c \cdot \delta\varepsilon \quad (\text{V.30})$$

Ora, como a situação condicionante corresponde, na generalidade, à margem de compressão efectiva ser menor do que a teórica, o sistema terá ainda a mesma probabilidade de ser conservativamente dimensionado se o comprimento medido correspondente à emissão do sinal for dado por^(**):

$$L_C = L_0 + (\Delta_{ci} - \sigma_{sic}(G)) \cdot \frac{L_0}{E_c} - p_\varepsilon \cdot \varepsilon_t \cdot L_0 \quad (\text{V.31})$$

(*) Note-se que o erro de fabrico é o desvio em relação à média, pelo que pode ser caracterizado estatisticamente. Numa aplicação prática, a fiabilidade do sistema é assegurada se a probabilidade que caracteriza a precisão for compatível com o sistema onde o extensómetro se insere.

(**) Note-se que existem determinadas verificações nas quais a situação condicionante corresponde à margem de compressão efectiva ser maior do que a teórica, como seja o caso da instabilidade. Nesses casos deve considerar-se uma parcela correctiva simétrica. O mesmo raciocínio pode ser feito para as margens de actividade.

Naturalmente, podem fixar-se os comprimentos correspondentes à emissão de sinais de descontracção fazendo um raciocínio análogo, obtendo-se:

$$L_D = L_0 + (\Delta_{at} - \sigma_{Sci}(G)) \cdot \frac{L_0}{E_c} + p_\varepsilon \cdot \varepsilon_c \cdot L_0 \quad (V.32)$$

É importante salientar que, dados os níveis de precisão assegurados pelos extensómetros actualmente existentes (ver quadro V.4), é possível garantir que erros perfeitamente compatíveis com os sistemas em análise (da ordem de 1 %) tenham probabilidades praticamente nulas de ser excedidos, pelo que tais erros poderão ser desprezados (no que respeita a envolventes tensionais).

No que diz respeito aos outros erros de origem técnica, nomeadamente devido a defeitos de montagem ou devido à colocação em zonas perturbadas (por exemplo próximas de um inerte de grande dimensão), a sua avaliação e respectiva compensação só podem ser efectuadas em obra, sendo conhecidas várias técnicas para o fazer [H3, H4]. Tais técnicas, independentemente do respectivo fundamento teórico, pressupõem a realização de várias séries de medições recorrendo a mais do que um instrumento. Se, porventura, for difícil proceder ao número de ensaios e processos de calibragem que asseguram os níveis de confiança pretendidos, é sempre possível recorrer a sistemas redundantes (com vários sensores em paralelo), o que no caso destes aparelhos é, em princípio, aceitável no que respeita a custos. São também conhecidas técnicas para a determinação do número mínimo de sensores necessário para se garantir a limitação dos erros com uma probabilidade previamente fixada [S3].

V.3.3.1 – Erros do modelo

No que se refere ao segundo tipo de erros considerado, a resolução do problema torna-se menos simples, já que, para além dos inevitáveis desvios de comportamento dos materiais em relação ao comportamento padrão representativo da classe na qual os mesmos se incluem, existem, como se sabe, processos reológicos que alteram o comportamento de um mesmo material ao longo do tempo. É ainda necessário ter em conta o facto de, para deformações rápidas, os materiais exibirem módulos de elasticidade superiores aos que são normalmente adoptados em cálculo estático.

Este último aspecto carece de investigação experimental, até porque na generalidade dos regulamentos e códigos não são sugeridas relações entre os valores dos módulos de elasticidade e a velocidade das deformações^(*).

(*) Na regulamentação portuguesa é sugerido que, para “deformações muito rápidas”, sejam considerados módulos de elasticidade aumentados de 25% em relação aos valores correntes [R1].

Os desvios de comportamento dos materiais poderão ser tidos em conta na calibragem inicial dos sistemas de sensorização, já que tal calibragem avalia explicitamente as propriedades reais dos materiais, nomeadamente dos respectivos módulos de elasticidade.

No caso dos betões existe uma significativa evolução dos módulos de elasticidade ao longo do tempo que deve ser tida em conta. Como referência considere-se a evolução do endurecimento do betão proposta na regulamentação Portuguesa [R1], a qual se pode converter aproximadamente na seguinte curva de evolução do módulo de elasticidade:

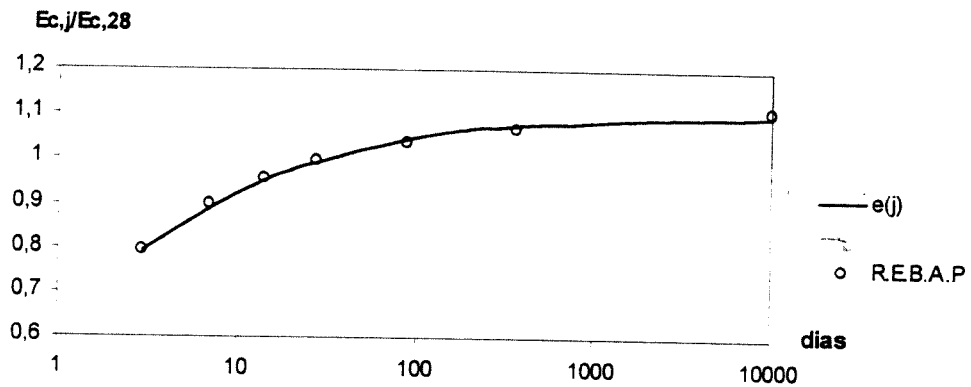


Figura V.16 - Curva típica da evolução do módulo de elasticidade do betão ao longo do tempo

É então possível estabelecer a evolução do módulo de elasticidade com base na expressão(*):

$$E_{c,j} = e(j) \times E_{c,28} \quad (V.33)$$

Esta variação do módulo de elasticidade obriga a proceder à calibragem dos sensores com uma frequência que é cada vez mais espaçada no tempo. Se for considerado aceitável um erro na conversão de extensões em tensões com um valor percentual inferior a $p_{\delta\sigma}$, então, durante a vida da obra, deverão proceder-se a n_m processos de calibragem, sendo:

(*) A curva apresentada pode ser aproximadamente obtida de uma forma simples fazendo, por exemplo, uso da expressão do mesmo regulamento $e(j) = 9.5 \cdot \sqrt[3]{f_{cm,j}}$ e avaliando o endurecimento (da tensão à compressão) através de uma expressão empírica aproximada: $\alpha(j) = 1.35 + \frac{j}{72000} - \left(\log \left(\frac{2 \times 10^4}{j} \right) \right)^{3.5} \times \frac{1}{115}$ em que, $f_{ck,j} = \alpha(j) \cdot f_{ck}$, e em que j é a idade do betão (em dias), $f_{ck,j}$ a tensão característica de rotura à compressão do betão na idade j (em MPa), e $f_{cm,j}$ o valor médio da mesma tensão (na mesma unidade). Esta última grandeza, ainda segundo o mesmo regulamento, relaciona-se com o anterior valor através da expressão ($f_{cm,j} = f_{ck,j} + 8$) (ainda nas mesmas unidades). Salienta-se que este método simplificado pode ser utilizado para fazer previsões aproximadas, mas não será indicado para fazer previsões rigorosas, já que a expressão que determina as tensões médias de rotura ($f_{cm,j}$) constitui uma expressão empírica pouco rigorosa.

$$n_m = \frac{E_{c,j0} - E_{c,j\infty}}{P_{\delta\sigma}} \quad (V.34)$$

e onde $E_{c,j0}$ e $E_{c,j\infty}$ são, respectivamente, os valores do módulo de elasticidade avaliado no dia de aplicação do sistema de pré-esforço orgânico e o mesmo valor previsto a tempo infinito.

Torna-se assim possível estabelecer uma calendarização de calibrações que poderá ser definida por uma curva de evolução previamente obtida.

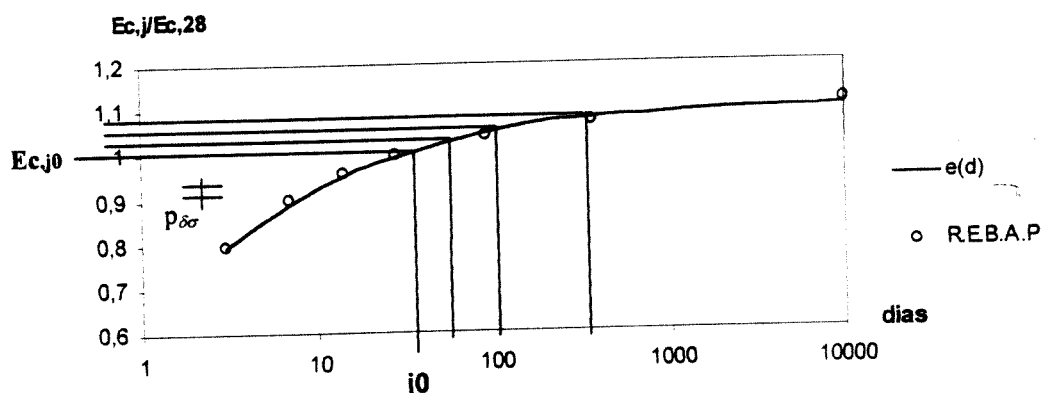


Figura V.17 - Calendarização de calibrações

Portanto, os processos de calibragem são mais frequentes na fase inicial da vida da obra podendo, a partir do fim do primeiro ano de serviço, apenas ser realizados com intervalos eventualmente superiores a um ano (que poderão coincidir com as intervenções de manutenção de rotina).

Salienta-se que um processo de calibragem poderá ser efectuado, muito simplesmente, com base numa contracção do sistema orgânico. Ou seja, sabendo-se que a variação de tensão provocada na fibra extrema da secção de controlo Sci por uma contracção de um sistema orgânico é $\Delta\bar{\sigma}_{Sci}^{OPS}$, então a extensão esperada será, obviamente:

$$\varepsilon_{ec} = \frac{\bar{\sigma}_{Sci}^{spo}}{E_c} \quad (V.35)$$

e a leitura esperada no extensómetro será consequentemente

$$L = \frac{\bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \cdot L_0}{E_c} + L_0 \quad (V.36)$$

Se a leitura real for L_r , então o módulo de elasticidade real deverá ser E_c' , de tal modo que

$$L_r = \frac{\bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \cdot L_0}{E_c^r} + L_0 \quad (V.37)$$

e a diferença entre a leitura esperada e a leitura real será

$$L - L_r = \frac{\bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \cdot L_0}{E_c} - \frac{\bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \cdot L_0}{E_c^r} \quad (V.38)$$

pelo que, sendo todas as variáveis conhecidas, é possível determinar o módulo de elasticidade actualizado:

$$E_c^r = \frac{1}{\frac{1}{E_c} - \frac{L - L_r}{\bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \cdot L_0}} \quad (V.39)$$

Finalmente, procede-se à calibragem do sistema electrónico para emitir os sinais quando forem alcançados os comprimentos

$$L_C = L_0 + (\Delta_{ci} - \sigma_{Sci}(G)) \cdot \frac{L_0}{E_c^r} \quad (V.40)$$

e

$$L_D = L_0 + (\Delta_{di} - \sigma_{Sci}(G)) \cdot \frac{L_0}{E_c^r} \quad (V.41)$$

conforme se tratem, respectivamente, de contracções ou descontrações.

Salienta-se, por fim, que em aplicações de pré-esforço orgânico dotadas de controladores será possível minimizar este segundo erro de sensorização. Para isso basta implementar um algoritmo que avalie as extensões provocadas por uma contracção isolada e que corrija automaticamente o módulo de elasticidade considerado no cálculo da conversão de extensões em tensões.

V.4 - CABOS ORGÂNICOS

Os cabos orgânicos podem ser interiores ou exteriores à estrutura base, mas têm, obviamente, que ser não aderentes. A seguir procura-se inserir as particularidades do pré-esforço orgânico no âmbito das características tecnológicas daqueles dois tipos de pré-esforço. Simultaneamente, são referenciadas as especificações correspondentes e que tem vindo, recentemente, a ser alvo de um importante trabalho de normalização [H1, J1, M3, V1].

A partir da realização das primeiras obras com pré-esforço não aderente, na terceira década do século XX [F1, S1], a utilização de tais sistemas de pré-esforço foi-se tornando cada vez mais frequente, especialmente na reabilitação e reforço de pontes. Mas os problemas de corrosão só vieram a ser controlados com o desenvolvimento de materiais lubrificantes e anti-corrosivos específicos, algumas décadas depois. Paralelamente, e mais recentemente, foram desenvolvidos sistemas de pré-esforço não aderente que permitem a substituição de cabos, o que constitui uma significativa vantagem na reabilitação de estruturas.

Os sistemas de pré-esforço não aderente (interior ou exterior) actualmente existentes têm, na generalidade, as propriedades necessárias à sua aplicação em sistemas orgânicos, requerendo apenas algumas adaptações nas cabeças das ancoragens. Em todo o caso, é preciso ter precauções especiais no que respeita à fadiga (nos cabos e nas cabeças das ancoragens) e no que respeita ao desgaste mecânico provocado pelo deslizamento dos cabos.

No ponto que se segue faz-se uma descrição das principais características dos sistemas de cabos não aderentes habitualmente adoptados, sendo avaliadas as suas principais vantagens e desvantagens. Finalmente, são identificados os aspectos fundamentais a aprofundar para efeitos da sua aplicação em sistemas de pré-esforço orgânico.

V.4.1 - Características dos cabos não aderentes

Os cabos não aderentes são usados em pós-tensão e podem ser retensionados o número de vezes que se pretenda [A2]. Durante a montagem, a ordem dos procedimentos é semelhante à dos sistemas de pré-esforço aderentes pós-tensionados, mas dadas as características específicas das cabeças das ancoragens, são necessários cuidados especiais na realização das respectivas selagens, para além da evidente diferença das caldas injectadas nas bainhas dos cabos.

Numa parte substancial das aplicações utilizam-se monocordões que são previamente, envolvidos em graxa (ou outros lubrificantes anticorrosivos) e embainhados em condutas plásticas (ou metálicas), chegando à obra já prontos para serem aplicados. O facto disto ser feito em fábrica permite evitar, ou pelo menos minorar, fenómenos de corrosão durante a fase construtiva.

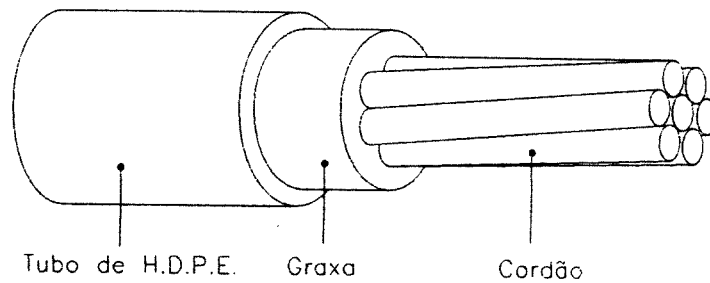


Figura V.18 - Cabos não-aderentes com monocordões [S1]

Existem outros sistemas de pré-esforço não aderente que são usados quando se pretendem introduzir forças elevadas de pré-esforço exterior e que possuem excelentes condições anti-corrosivas [J2]. Nesses sistemas o recurso a uma dupla bainhagem permite a injeção de caldas de cimento sem que com isso haja aderência entre os cabos e a estrutura envolvente.

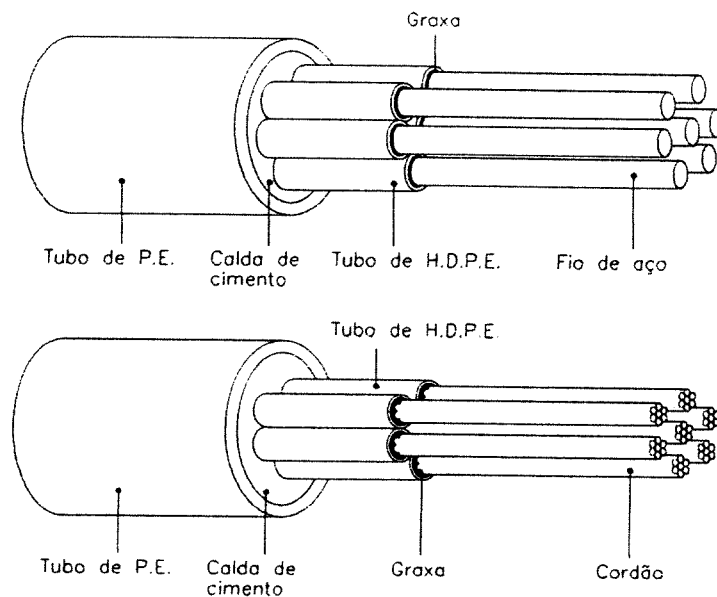


Figura V.19 - Cabos não-aderentes com fios lubrificados e com cordões lubrificados [E1, F6, V4]

Existe ainda um outro tipo de cabos não aderentes que tem vindo a ser preferencialmente usado em pré-esforço exterior. Estes cabos são semelhantes aos anteriores mas distinguem-se pelo facto da superfície de deslizamento ser localizada entre a conduta exterior e as bainhas. Esta solução, apesar de conduzir, tendencialmente, a menores coeficientes de atrito, só pode ser usada em certas aplicações específicas de pré-esforço orgânico nas quais os traçados sejam caracterizados por curvaturas constantes ao longo de todo o seu comprimento. Ou seja, só é aplicável em pré-esforço orgânico se os traçados forem

circulares ou rectos, já que o elemento deslizante é rígido e, por isso, incompatível com mudanças de curvatura.

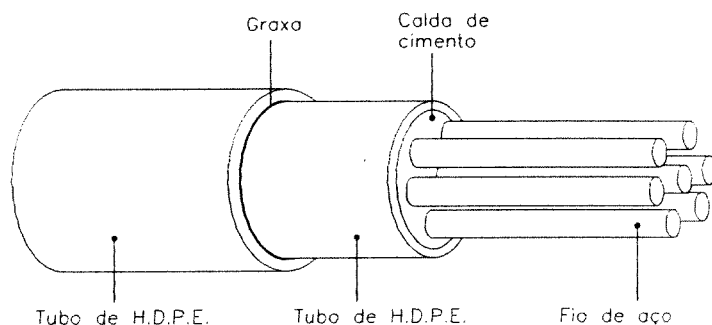


Figura V.20 - Cabos não-aderentes com bainhas lubrificadas [F6]

Os cabos não aderentes evidenciam diversas vantagens em relação aos cabos aderentes, que, dependendo da aplicação em causa, podem constituir um factor decisivo na concepção de uma estrutura pré-esforçada [A2, F1, S1, S4].

- substancial diminuição das perdas por atrito.
- viabilidade de unidades de pré-esforço mais longas e com maiores ângulos de desvio (vantagem consequente da primeira)
- distribuição uniforme das perdas independentes do atrito (ver sub-capítulo VI.4)
- maior facilidade de montagem devido à dispensa de injeção de caldas de betão (*)
- possibilidade de ajuste ou controlo das forças de pré-esforço sem interferência no serviço das obras
- possibilidade de desmontagem e substituição dos cabos
- maior facilidade de aplicação de sistemas de anticorrosão, uma vez que os cabos não estão envolvidos por betão
- redução de processos de corrosão na fase construtiva
- possibilidade de redistribuição de tensões no caso de haver uma zona fortemente solicitada

Quadro V.6 - Vantagens dos cabos não aderentes

A primeira vantagem é consequente à existência de um lubrificante durante o processo de tensionamento dos cabos(**).

Para além desta, duas outras vantagens assumem-se fundamentais: a possibilidade de ajuste ou controlo das forças de pré-esforço e a possibilidade de desmontagem e substituição dos cabos. Note-se, que são precisamente estas duas vantagens que, no fundo viabilizam a realização dos sistemas orgânicos.

(*) Apenas se verifica nos monocordões (vêr figura V.17).

(**) Tais reduções podem assumir valores superiores a 50 % (ver sub-capítulo VI.4).

Mas existem em contrapartida algumas desvantagens que no caso do pré-esforço orgânico se tornam particularmente importantes.

- subutilização da capacidade resistente do aço dos cabos em estado limite último(*)
- maior vulnerabilidade à fadiga das ancoragens
- possibilidade de existência de dano por desgaste mecânico nos cabos ("fretting fatigue")

Quadro V.7 - Desvantagens dos cabos não aderentes

A sub-utilização da capacidade resistente do aço dos cabos não aderentes em estado limite último está associada à uniformização da tensão ao longo de todo o cabo. Consequentemente, por maior que seja o valor de uma sollicitação actuante na estrutura, os acréscimos de tensões nos cabos são moderados. A quantificação destes acréscimos será devidamente tratada no capítulo seguinte.

A maior vulnerabilidade à fadiga das ancoragens é especialmente grave no caso do pré-esforço orgânico, pelo que as cabeças das ancoragens deverão ser cuidadosamente concebidas e dimensionadas para este tipo de sistemas(**). De igual modo, os cabos dos sistemas de pré-esforço orgânico são sujeitos a importantes sollicitações cíclicas pelo que os fenómenos de fadiga devem ser especialmente controlados. Quanto ao dano por desgaste mecânico, que é um problema mal dominado em termos analíticos, a sua consideração é também fundamental no caso dos sistemas orgânicos. Conforme se irá verificar posteriormente, o desgaste mecânico pode ser tratado como um fenómeno amplificador da fadiga [R4]. Todos estes problemas, dada a sua importância em sistemas orgânicos, serão tratados mais profundamente no próximo capítulo.

No que respeita à corrosão, e desde que sejam introduzidas as necessárias adaptações nas ancoragens orgânicas, os sistemas de pré-esforço orgânico poderão beneficiar do mesmo grau de confiança de qualquer sistema de pré-esforço não aderente. Tal pressupõe que, para além de se verificarem os diversos estados limites considerados relevantes, se cumprem as recomendações e especificações propostas pelas instituições acreditadas nessa matéria. Deverão ser controlados e testados os lubrificantes anti-corrosivos, os materiais constituintes das bainhas, as membranas usadas para selar as extremidades dos cabos e as ancoragens, e deverão ser ainda examinadas e, porventura, reparadas, as bainhas dos cabos em causa. Estas verificações deverão ser feitas de acordo com especificações adequadas, como por exemplo de

(*) Note-se que o pré-esforço orgânico permite fazer uso da máxima capacidade resistente dos cabos, mas conforme se irá posteriormente verificar, na generalidade justifica-se dimensionar os sistemas de tensionamento apenas para assegurarem um bom comportamento em serviço.

(**) Neste texto dispensa-se o seu aprofundamento, mas salienta-se a sua importância [F5], devendo ser ponderadas especificações adequadas ao problema em análise, nomeadamente as que constam da norma britânica BS4447 e as recomendações da FIP [B1, F2].

acordo com as recomendações da FIP [F3] ou de acordo com outros códigos internacionais [E3].

Refira-se, finalmente, que os cabos não aderentes são constituídos por aços semelhantes aos aços usados em cabos de pré-esforço aderente [A2], pelo que se dispensa aqui a sua caracterização.

V.5 – CONSIDERAÇÕES FUNDAMENTAIS SOBRE DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E ASPECTOS PRÁTICOS DE SERVIÇO

Neste ponto é apresentada uma abordagem superficial sobre os aspectos construtivos que estarão associados à implementação de sistemas de pré-esforço orgânico. Paralelamente, e com base no conhecimento dos meios técnicos disponíveis, são também referidos alguns aspectos práticos da sua utilização e manutenção em serviço.

Independentemente dos aspectos específicos relacionados com a solução em causa, é importante salientar que, como é habitual em qualquer aplicação tecnológica inovadora, na implementação de sistemas de pré-esforço orgânico é indispensável garantir um elevado controlo de qualidade na fase de execução. Conforme se poderá depreender do que é exposto neste ponto, não significa isto, que haja um maior grau de dificuldade na execução, já que as técnicas envolvidas são, na generalidade, uma combinação de técnicas bem conhecidas. Poderá, sim, inferir-se que a funcionalidade do sistema é particularmente sensível a flutuações de comportamento dos diversos componentes.

Apenas se fará uma simples referência sobre aos requisitos construtivos da estrutura base e dos cabos orgânicos, já que eles são semelhantes aos habituais, e estão tratados na bibliografia específica [A1, A3, B2, E3, F4, W1]. Em relação aos aspectos incomuns com outros sistemas de pré-esforço, o seu tratamento irá ser feito com base no conhecimento existente sobre o tipo de sistemas envolvidos, mas, tal como nos pontos anteriores, as especificações propostas ficam dependentes dos resultados e conclusões de trabalho experimental a realizar e, posteriormente, do conhecimento que advirá das primeiras aplicações práticas.

V.5.1 – Aspectos construtivos relacionados com a estrutura base e com os cabos orgânicos

Para além das especificações correntes a que já anteriormente se fêz referência, são de considerar os seguintes pontos:

- deve ser prevista a inclusão de bainhas de reserva para se poder proceder à substituição de cabos e ao eventual reforço das estruturas;
- a localização das ancoragens (e conseqüentemente o traçado dos cabos) deve ter em conta o volume dos cilindros de esticamento, nomeadamente no caso de se pretender implantar ancoragens orgânicas contíguas;
- os traçados dos cabos devem obedecer aos critérios vulgarmente adoptados, nomeadamente no que diz respeito a recobrimentos mínimos e a raios mínimos de

curvatura [V4] (podendo este último aspecto ser condicionado pelo desgaste mecânico);

- deverão ser tomadas as medidas específicas do pré-esforço não aderente, nomeadamente garantir a estanqueidade das bainhas que contêm lubrificantes e assegurar a selagem das ancoragens;
- devem ser seguidas as prescrições habituais para zonas sujeitas a cargas concentradas, tendo-se em particular consideração o efeito da fadiga.

V.5.2 – Localização dos elementos afectos às ancoragens orgânicas

Uma vez definida a estrutura base (o que no caso de tabuleiros de pontes pressupõe a escolha da secção transversal, a localização e a escolha do tipo de apoios) e feita uma primeira caracterização do pré-esforço fixo, procede-se à concepção do aparelho orgânico, ou seja, do conjunto de sistemas orgânicos que se irão implantar na estrutura base. Nesse processo não basta definir o traçado óptimo dos cabos orgânicos e dimensionar os sistemas mecânicos e electrónicos, já que é a cada passo necessário verificar a correspondência física das opções que se vão tomando. Nessa perspectiva, é fundamental viabilizar a realização das ancoragens orgânicas.

Assim, e numa primeira análise, podem considerar-se como soluções base as seguintes configurações tipo de implantação de ancoragens orgânicas em estruturas (por exemplo, em pontes rodoviárias):

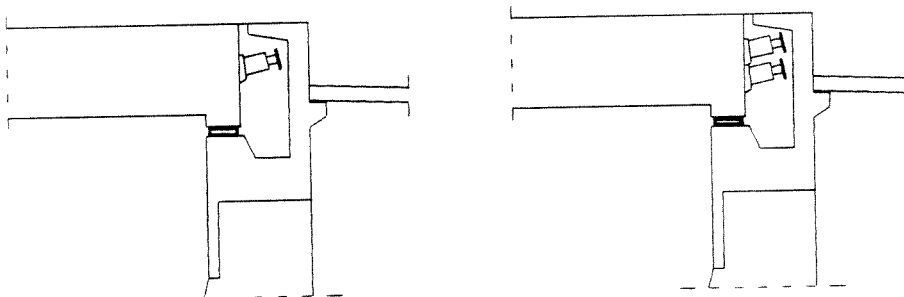


Figura V.21 - Ancoragens orgânicas em extremidades de vigas

As centrais hidráulicas poderão ficar distantes dos cilindros, o que, em certos casos, poderá ser francamente vantajoso, como, por exemplo, nas ancoragens orgânicas localizadas em zonas intermédias de vãos de tabuleiros realizados com vigas longarinas^(*).

(*) Conforme se referiu anteriormente, as perdas de carga são normalmente desprezáveis. No entanto, é prudente proceder-se à sua quantificação se as distâncias em causa forem da ordem de várias dezenas de

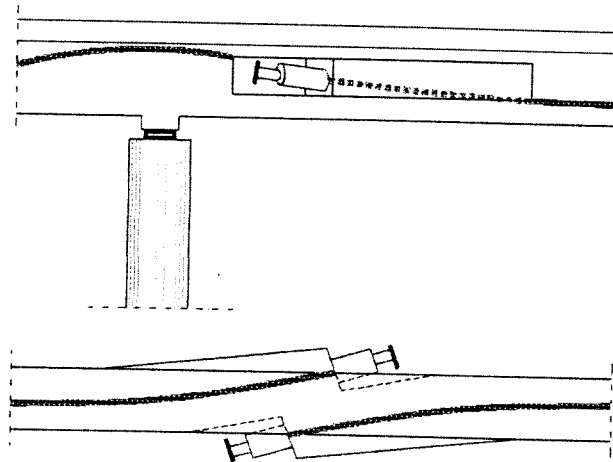


Figura V.22 - Ancoragens orgânicas em zonas intermédias de vigas

Nestes casos, os encanamentos deverão ser rígidos e deverão estar protegidos. Além disso, deverão ser dimensionados com margens de segurança elevadas de modo a não ser possível ocorrerem perdas de óleo.

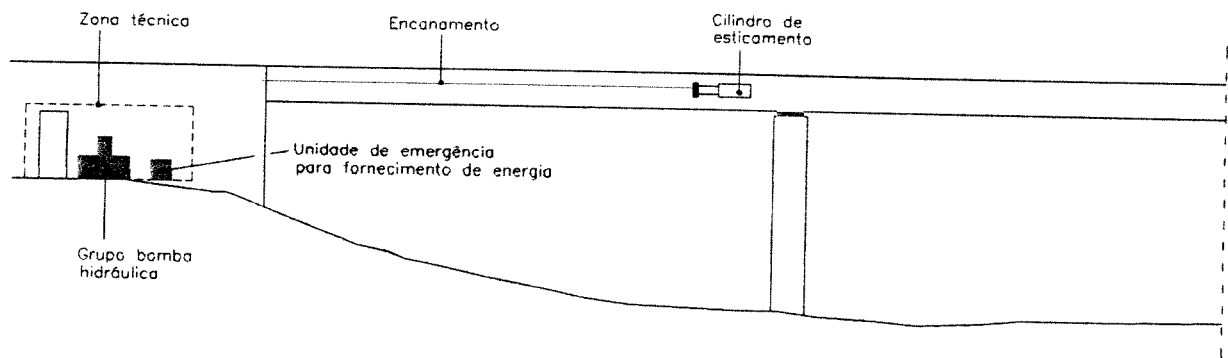


Figura V.23 - Grupo bomba hidráulica afastado do cilindro de esticamento

Em vigas caixão, o afastamento dos elementos do circuito hidráulico não é, em princípio, necessário, já que, se não houver nenhum impedimento especial, cada central hidráulica poderá ficar no interior da viga caixão, junto do respectivo cilindro de esticamento.

metros. Note-se que as perdas de pressão devidas ao facto da central hidráulica estar a uma cota inferior à do cilindro são também, em princípio, desprezáveis. Por exemplo, se a diferença de cotas entre os dois órgãos do circuito hidráulico for 10 m, isso corresponde a uma perda inferior a 1 bar (que é pouco significativo para bombas que debitam até 680 bar).

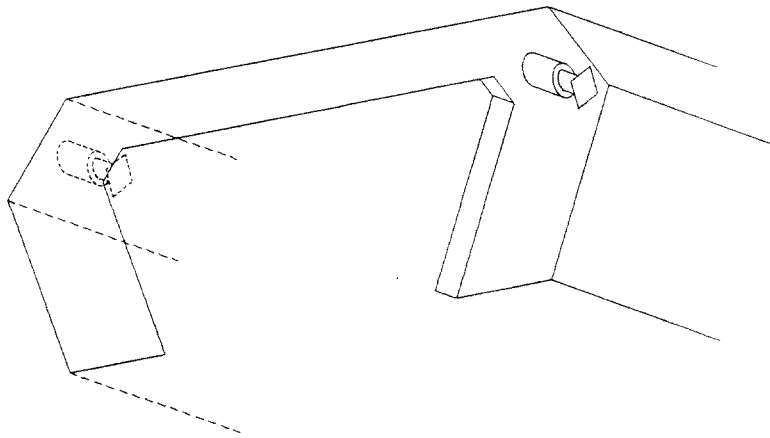


Figura V.24 - Ancoragens orgânicas em septos de vigas caixão

Em qualquer caso, a concepção e a inclusão dos sistemas orgânicos deve assegurar a acessibilidade dos órgãos que requeiram algum tipo de manutenção.

V.5.3 – Montagem de sensores e dos circuitos electrónicos

Os sensores deverão ser montados de modo a minimizar efeitos parasitas que afastam a grandeza medida da grandeza a medir. São exemplos, o excessivo afastamento do sensor em relação à superfície onde se encontra o comprimento teórico a medir, a existência de imperfeições nessa superfície que a tornam não plana, a colocação do sensor numa direcção diferente da que orienta o comprimento de referência teórico, etc.. Por isso, é fundamental que seja feita uma limpeza e eventual regularização da superfície onde se irá implantar o sensor (extensómetro), e que existam meios de conexão que assegurem não só um comportamento solidário do sensor com a estrutura base mas também que permitam reajustar a sua direcção com uma precisão elevada.

Em casos em que seja indicado recorrer a extensómetros eléctricos, é também fundamental a escolha da cola e a técnica da sua colocação, de modo a evitar bolhas entre a superfície de medição e a placa de suporte do sensor, sendo ainda importante que a cola exiba boa resistência à fadiga e se comporte bem perante acções térmicas [S2].

Em relação aos circuitos electrónicos, para além da evidente necessidade de uma correcta montagem, é conveniente recorrer as disposições que não exponham os aparelhos e os cabos a solicitações indesejáveis ou a efeitos ambientais nocivos (naturalmente este último ponto também se aplica aos sensores).

V.5.4 – Manutenção e fornecimento de energia

Um dos aspectos menos atractivos da aplicação de sistemas de controlo em estruturas de Engenharia Civil prende-se com o facto das estruturas passarem a depender do fornecimento de energia e de programas de manutenção. Para além dos custos adicionais que daí advém, tais necessidades implicam também uma dependência da fiabilidade das obras em

relação a factores variáveis. Este facto, embora não implique necessariamente uma redução da fiabilidade, é um aspecto sociologicamente sensível. No que diz respeito à vertente económica, a existência dos referidos sobrecustos também não implica uma desvantagem objectiva em termos globais, já que outras mais valias poderão compensar esses valores. Na verdade, essa análise terá de ser feita quando se dispuser de informação clara sobre os custos dos vários elementos constituintes deste tipo de soluções.

Independentemente do significado que isso tenha em termos de tomadas de decisão, será certo que a realização de uma estrutura orgânica pressupõe a ligação a fontes energéticas fiáveis e contínuas, e exige o estabelecimento de programas de manutenção dos órgãos do circuito hidráulico e do circuito electrónico.

No sistema proposto, é necessária energia eléctrica para alimentar o circuito de sensorização, para excitar o solenóide e para accionar o motor eléctrico, sendo naturalmente neste último órgão que se consome a maior quantidade de energia. Deve pois haver uma fonte energética contínua que alimente os órgãos em causa. Além disso, deve ser instalada na zona técnica uma unidade de urgência de fornecimento de energia com autonomia para um período de tempo que pode variar entre vários minutos e algumas horas, a ser determinado em função da importância da obra e da duração previsível de carregamentos frequentes(*). Refira-se, a título de informação complementar, que o custo energético previsível em estruturas orgânicas corresponde a uma parcela reduzida do custo total da obra.

No que diz respeito à manutenção, deverão ser estabelecidos programas de manutenção para todos os aparelhos susceptíveis de avarias (tal como acontece com os órgãos hidráulicos, os sensores e os aparelhos electrónicos) de forma a reduzir drasticamente as inerentes probabilidades de falha. Claro, as probabilidades de falha podem ser determinadas para os ritmos de manutenção previsíveis, sendo consequentemente possível determinar as frequências das acções de manutenção de rotina de modo a que a probabilidade de falha seja inferior a um determinado nível considerado aceitável.

Como valores de referência, refere-se que na manutenção de sistemas óleo-hidráulicos correntes a substituição de óleo pode ser efectuada ao fim de períodos que podem atingir 10000 horas de serviço (o que para sistemas orgânicos com um período médio de activação diária de 1 h, corresponderia a mais de 27 anos). Outros elementos constituintes da central hidráulica tem períodos de actividade semelhantes, tendo as válvulas direccionais capacidade para exercer valores próximos de 10^7 manobras (o que, para estradas com trânsito médio de pesados e em sistemas orgânicos dimensionados para um número máximo de contracções $n_{C_{max}} = 10$, corresponde a cerca de 4 anos) [G2].

Naturalmente, estes valores devem ser considerados apenas como valores de referência, sendo previsível, nas aplicações em estudo e conforme a importância das mesmas, um significativo aumento das frequências de manutenção normalmente adoptadas, de modo a serem garantidos os níveis de segurança pretendidos.

(*) São conhecidas soluções com fontes de energia autónoma já em serviço, como por exemplo no edifício Chofu (no Japão) referenciado no capítulo 3.

V.6 - BIBLIOGRAFIA

- A1 • A.A.S.H.T.O - Standard Specifications for Highway Bridges , 1992
- A2 • Andrew, Arthur E., “Unbonded tendons in post-tensioned construction”, Thomas Telford, 1987
- A3 • A.C.I. – A.S.C.E.C. 423 “Recomendations for concrete members prestressed with unbonded tendons”, Concrete Inst., July-83, 5,61-76, 1983
- B1 • British Standards Institution, “Specification for the performance of prestressing anchorages for post-tensioned construction” BSI, London, BS 4447, 1973
- B2 • British Standards Institution, “Structural use of concrete, Part1: code of practice for design and construction; Part2: code of practice for special circumstances” BSI, London, BS 8110, 1985
- D1 • Dally James W., Riley William F., “Experimental stress analysis”, International Student Edition, McGraw Hill, 1978
- D2 • Dywidag Systems International – “Dywidag – Multistrand Post tensioning system” (Prospecto Técnico)
- E1 • Eibl Josef, “An overview on External prestressing in Germany”, in “External Prestressing in Structures”, AFPC, France, 1993
- E2 • Enerpac – Hydraulic Technology Worldwide, “High force hydraulic Tools”, Holand, 1994
- E3 • Eurocode 2, prENV Part 1-5, “The use of unbonded and external tendons”, (Final Draft), 1993
- F1 • Falkner Horst, Huang Zhen, Teutsch Manfred, “Strengthening Bridges with Unbonded Prestressing”, Structural Engineering International, 1995
- F2 • F.I.P., “Recomendations for the acceptance and application of post-tensioning systems”, Cement & Concrete Association, Wexham Springs, 2-ed., 1981
- F3 • F.I.P., “Recomendations for the corrosion protection of unbonded tendons”, Thomas Telford, 1986
- F4 • F.I.P. “Recommendations for the Design of Post-Tensioned Slabs and Foundation Rafts” (1995), aguarda publicação
- F5 • Fouré, B., Hoang L. H., “Fatigue tests on anchorages for external prestressing ”, in “External Prestressing in Structures”, Eric Conti & Bernard Foure, A.F.P.C, France, 1993
- F6 • Freyssinet International – “Systemes de Precontrainte Exterieur”, France
- G1 • Gustavo Cudell, LDA, “Óleo-hidráulica: circuitos e aplicações”, 1979
- G2 • Gustavo Cudell, LDA, “Orgãos óleo-hidráulicos”, 1979
- G3 • Gustavo Cudell, LDA, “O futuro da óleo-hidráulica – o futuro da tecnologia das junções tubulares”, 1986
- H1 • Hampejs G., Mockford P. B., “Prestressing Steels – state of art and Standardization”, FIP Symposium on Post- Tensioned Concrete Structures, London, págs. 7 – 13, 1996
- H2 • Hawe Hidraulik, “Type R Hidraulic pumps”, Heilmeier & Weinlein, Munchen, 1993

- H3 • Hoffmann Karl, "An introduction to measurements using strain gages", Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt/Alsbach, 1989
- H4 • Holman J. P., "Experimental Methods for Engineers", McGraw Hill, 1994
- I1 • Inaudi D., Elamari A., Pflug L., Gisin N. Breguet J., "Low coherence deformation sensors for the monitoring of civil engineering structures", 1993
- I2 • Inaudi D., Elamari A., Vurpillot S., "Low coherence interferometry for the monitoring of civil engineering structures", in proceedings of "Second European Conference on Smart Structures and Materials", Glasgow, 1994
- J1 • Jungwirth D., Hochreither H., "Corrosion Protection Systems for external Prestressing", in "External Prestressing in Structures", AFPC, France, 1993
- J2 • Jungwirth D., Hochreither H., "Corrosion Protection for Prestressing Steels", in FIP Symposium on Post-Tensioned Concrete Structures, London, págs. 13 - 23, 1996
- M1 • Martín-Sánchez J., Rodellar J., "Adaptative Predictive Control - From the concepts to plant optimization", Prentice Hall, Barcelona, Espanha, 1995
- M2 • Melle Serge M., "Today's Sensors for Tomorrow's Structures", in "Phototonics Spectra", April, 1994
- M3 • Muller H. R., "Revue of work of comission 2 - Prestressing materials and systems", FIP Symposium on Post-Tensioned Concrete Structures, London, págs. 1 - 7, 1996
- N1 • Nellen P. M., Bronnimann R., Senhauser U., Askins C.G., Putnam M.A., "Strain Measurements on concrete beam and carbon fiber cable with distributed optical fiber Bragg grating sensors", in "Optical Engineering", Vol. 35 No. 9, págs. 2570-2577, September, 1996
- R1 • R.E.B.A.P., Regulamento para Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado, Porto Editora, 1993
- R2 • Raush Harward, "Fiber Optic Sensors: Rx for the infrastructures", in "Phototonics Spectra", March, 1995
- R3 • Rexroth, "Basic Principles and Components of fluid technology", The hydraulic trainer, Volume 1, Schleunungdruck GmbH, 1991
- R4 • Ryals K., Wollmann G.p., Breen J. E., Kreger M. E., "Fretting Fatigue of External Tendons in Segmental Bridge Deviators", in "External Prestressing in Structures", AFPC, 1993
- S1 • Setra - Services Études Techniques des Routes et Autoroutes - "Precontrainte Exterieur", 1990
- S2 • Silva Gomes, J. F., "Análise Experimental de Tensões", Sebenta da disciplina de Análise Experimental de Tensões, FEUP, DEMEGI, 1990
- S3 • Soong T. T., Reinhorn A. M., Wang Y. P., Lin R.C., "Full Scale Implementation of Active Control. I: Design and Simulation", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 117, Nº 11, págs. 3516- 3537, 1991
- S4 • Straininger Walter, Wicke Manfred, (Univ. of Innsbruck, Austria), "Bridge Strengthening with Additional Prestressing", Structural Engineering International, 1995
- S5 • Stronghold, "Sistema de pretensado Stronghold", Catálogo II (Prospecto Técnico)
- V1 • Virlogeux Michel, "Some elements for a codification of external prestressing and of precast segments", AFPC, France, págs. 449-466, 1993

- V2 • VSL – “Post- Tensioning”, Technical Data, Prequipe Pré-esforço equipamento e montagens, VSL International – prospecto técnico-comercial
- V3 • VSL International – Systemes de précontrainte – prospecto técnico – VSL France
- V4 • VSL International, “Post Tensioneng – Design Considerations VSL External Tendons Examples from Practice”, 1- VSL Report Series, VSL International Ltd, Berne, 1990.
- W1 • Winkler Niklaus, “Construction details of external cables with parallel wires”, in “External Prestressing in Structures”, AFPC, France, 1993

Capítulo 6

Cálculo de estruturas com pré-esforço orgânico

ÍNDICE

CAPÍTULO 6 – CÁLCULO DE ESTRUTURAS COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

VI.1 - CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS	1
VI.2 - QUANTIFICAÇÃO DE ACCÕES EVOLUTIVAS	3
VI.2.1 - ACCÕES VERTICAIS EM PONTES RODOVIÁRIAS	3
VI.2.1.1 - <i>Carregamentos evolutivos em pontes rodoviárias constituídos por sobrecargas distribuídas e por uma sobrecarga transversal linear</i>	5
VI.2.1.2 - <i>Carregamentos evolutivos com veículos tipo</i>	12
VI.2.2- CONSIDERAÇÕES SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	13
PERANTE OUTROS TIPOS DE ACCÕES	13
VI.2.2.1 - <i>Acção térmica e retracção</i>	13
VI.2.2.2 - <i>Acção do vento</i>	14
VI.2.2.3 - <i>Acção sísmica</i>	15
VI.3 - PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO - AVALIAÇÃO DE PERDAS E DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS	16
VI.3.1 - AVALIAÇÃO DAS PERDAS DE PRÉ-ESFORÇO	16
VI.3.1.1 - <i>Perdas de pré-esforço nos cabos de pré-esforço fixo</i>	18
VI.3.1.1.1 - <i>Perdas instantâneas</i>	19
VI.3.1.1.1.1 - <i>Perdas por atrito</i>	20
VI.3.1.1.1.1.1 - <i>Perdas por atrito ao longo do cabo, com interacção contínua</i>	20
VI.3.1.1.1.1.2 - <i>Perdas por atrito ao longo do cabo, com interacção localizada</i>	22
VI.3.1.1.1.2 - <i>Perdas por deformação elástica do betão</i>	23
VI.3.1.1.1.3 - <i>Perdas por entrada das cunhas nos dispositivos de amarração</i>	24
VI.3.1.1.2 - <i>Perdas transitórias</i>	26
VI.3.1.1.2.1 - <i>Perdas elásticas transitórias</i>	26
VI.3.1.1.3 - <i>Perdas diferidas</i>	28
VI.3.1.1.3.1 - <i>Perdas por retracção do betão</i>	28
VI.3.1.1.3.2 - <i>Perdas por fluência do betão</i>	29
VI.3.1.1.3.3 - <i>Perdas por relaxação do aço</i>	30
VI.3.1.1.3.4 - <i>Interacção entre perdas diferidas</i>	31
VI.3.1.2 - <i>Perdas de pré-esforço nos cabos de pré-esforço orgânico</i>	36
VI.3.1.2.1 - <i>Perdas de tensão na componente fixa dos cabos de pré-esforço orgânico</i>	37
VI.3.1.2.1.1 - <i>Perdas instantâneas</i>	37
VI.3.1.2.1.2 - <i>Perdas transitórias</i>	38
VI.3.1.2.1.3 - <i>Perdas diferidas</i>	38
VI.3.1.2.2 - <i>Perdas de pré-esforço na componente variável dos cabos de pré-esforço orgânico</i>	39
VI.3.1.2.2.1 - <i>Perdas instantâneas</i>	39
VI.3.1.3 - <i>Organigrama do cálculo de perdas de pré-esforço em estruturas com pré-esforço orgânico</i> ..	39
VI.3.2 - DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS PROVOCADOS PELA ACCÃO DO PRÉ-ESFORÇO	40
VI.3.1.4.1 - <i>Método dos coeficientes de influência</i>	42
VI.3.1.4.1.1 - <i>Determinação dos coeficientes de influência</i>	43
VI.4 - ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO	47
VI.4.1 - <i>Comportamento dinâmico de vigas simplesmente apoiadas</i>	49

VI.4.1.1 - Resposta dinâmica perante solicitações constituídas exclusivamente por acções de controlo.....	51
VI.4.1.2 - Resposta dinâmica perante solicitações constituídas por carregamentos	57
distribuídos e pela acção de controlo	57
VI.4.1.3 - Resposta dinâmica associada a solicitações constituídas por cargas rolantes e pela acção de controlo	60
VI.4.1.3.1 - Avaliação da amplificação dinâmica	64
VI.4.1.4 - Resposta dinâmica associada a solicitações oscilatórias de elevada frequência	70
VI.4.2 - <i>Comportamento dinâmico de vigas contínuas</i>	70
VI.4.2.1 - Resposta dinâmica associada aos vários tipos de solicitações	73
VI.4.3 - <i>Efeito da amplificação dinâmica nos fenómenos indesejáveis na acção de controlo</i>	74
VI.4.3.1 - Condições de estabilidade dos sistemas orgânicos.....	74
VI.4.3.2 - Condições de interactividade dos sistemas orgânicos	76
VI.5 - VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	78
VI.5.1 - ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	78
VI.5.1.1 - <i>Fendilhação</i>	78
VI.5.1.1.1 - Estados limites de fendilhação a considerar	79
VI.5.1.2 - <i>Deformação</i>	81
VI.5.1.2.1 - Estados limites de deformação a considerar	81
VI.5.1.3 - <i>Vibrações</i>	82
VI.5.1.3.1 - Estados limites de vibrações a considerar	82
VI.5.1.3.1.1 - Verificação suplementar em estruturas com pré-esforço orgânico	86
VI.5.2 - ESTADO LIMITE ÚLTIMO (FLEXÃO E ESFORÇO TRANSVERSO).....	87
VI.5.2.1 - <i>Análise em estado limite último à flexão composta</i>	87
VI.5.2.1.1 - Determinação de esforços actuantes de cálculo	87
VI.5.2.1.2 - Determinação de esforços resistentes de cálculo	90
VI.5.2.1.2.1 - Cálculo de incrementos tensionais provocados pelas deformações	93
VI.5.2.1.2.2 - Efeitos de segunda ordem em cabos de pré-esforço exterior	96
VI.5.2.2 - <i>Análise em estado limite último ao esforço transversal</i>	97
VI.5.2.3 - <i>Análise em estado limite último de zonas sujeitas a cargas concentradas</i>	99
VI.5.3 - ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE RESISTÊNCIA À FADIGA	99
VI.5.3.1 - <i>Efeitos da fadiga nos diversos materiais</i>	99
VI.5.3.2 - <i>Pressupostos de cálculo</i>	101
VI.5.3.3 - <i>Métodos de verificação da resistência à fadiga</i>	102
VI.5.3.3.1 - Método simplificado de verificação da resistência à fadiga.....	102
VI.5.3.3.2 - Verificação da resistência à fadiga considerando um nível de carga.....	103
VI.5.3.3.3 - Verificação da resistência à fadiga por avaliação do dano produzido por um veículo tipo de fadiga	104
VI.5.3.3.4 - Verificação da resistência à fadiga por avaliação do dano determinado com base num espectro de níveis de carga	105
VI.5.3.4 - <i>Determinação de amplitudes tensionais em cabos de pré-esforço orgânico</i>	108
VI.5.3.4.1 - Amplitudes tensionais máximas para as combinações de acções definidas	109
VI.5.3.4.2 - Amplitudes tensionais máximas devido à passagem de veículos tipo de fadiga	109
VI.5.3.5 - <i>Considerações sobre o desgaste mecânico nos cabos orgânicos</i>	110
VI.6 - DESCRIÇÃO DE UM PROGRAMA PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	112
VI.6.1 - INTRODUÇÃO DE DADOS	114
VI.6.2 - CÁLCULO DE PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS E CÁLCULO DE ESFORÇOS	115
VI.6.3 - CÁLCULO DAS CARACTERÍSTICAS RELEVANTES DOS SISTEMAS MECÂNICOS	115
VI.6.4 - CÁLCULO DE ESFORÇOS E DE TENSÕES DEVIDOS AO PRÉ-ESFORÇO FIXO	115
VI.6.5 - CÁLCULO DE ESFORÇOS E TENSÕES DEVIDOS AO PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	116
VI.6.6 - SIMULAÇÃO DE CARREGAMENTOS EVOLUTIVOS E CÁLCULO DE ENVOLVENTES TOTAIS DE	116

TENSÕES PARA OS VÁRIOS CENÁRIOS CONSIDERADOS	116
VI.6.7 - VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	116
VI.6.8 - VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS À FLEXÃO E AO ESFORÇO TRANSVERSO	117
VI.6.9 - VERIFICAÇÃO DO ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS DE FADIGA	117
VI.6.8 - ORGANIZAÇÃO DO RELATÓRIO DE CÁLCULO.....	117
VI.6.9 - POSSIBILIDADE DE ACOPLAMENTO DE OUTROS MÓDULOS.....	118
VI.7 - BIBLIOGRAFIA.....	119

VI.1 - CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

Com vista à realização de ensaios numéricos que possam revelar quantitativamente as potencialidades do pré-esforço orgânico, é fundamental estabelecer critérios de cálculo que permitam, de uma forma objectiva, modelar e avaliar os fenómenos envolvidos, nomeadamente no que diz respeito à verificação da segurança de estruturas com pré-esforço orgânico. Para isso, neste capítulo são estabelecidos critérios que complementam as metodologias clássicas do cálculo longitudinal de tabuleiros de pontes rodoviárias de betão armado pré-esforçado.

Conforme se depreende do exposto nos capítulos anteriores, existe uma enorme semelhança entre os comportamentos de estruturas com pré-esforço orgânico e de estruturas com pré-esforço convencional – tratam-se, em ambos os casos, de estruturas pré-esforçadas. Então, é natural que as formas de abordagem e as metodologias propostas sejam baseadas nos procedimentos habituais. Claro, para isto contribuiu o facto de se ter tido o propósito de desenvolver o modelo proposto recorrendo, na medida do possível, a soluções tecnológicas já existentes.

Dado que não se conhece qualquer caracterização de carregamentos evolutivos, e na impossibilidade de se proceder a um estudo dessa matéria, desenvolvem-se procedimentos expeditos para fixar parâmetros que permitam efectuar as simulações numéricas pretendidas, obviamente com critérios que tenham a máxima objectividade possível no estado actual dos conhecimentos.

No que respeita à quantificação das acções de pré-esforço, são usados os procedimentos correntes com algumas ligeiras adaptações que reflectem os aspectos particulares da técnica em causa. A determinação de esforços é feita de uma forma em tudo análoga à de qualquer estrutura pré-esforçada por pós-tensão, mas é seleccionada e apresentada uma metodologia que se entende ser mais simples para as estruturas em questão.

A validade do cálculo estático recursivo proposto no capítulo 4 depende, conforme se irá estabelecer, da verificação de determinadas condições limitativas da grandeza dos efeitos dinâmicos. Apesar de tal verificação ser normalmente dispensável em estruturas homólogas com apenas pré-esforço convencional, nomeadamente em tabuleiros de betão armado pré-esforçado de pontes rodoviárias, em estruturas com pré-esforço orgânico poderão haver situações em que esses pressupostos perdem validade. Mas essas situações podem ser definidas objectivamente, de modo a ser possível reconhecer previamente a validade da análise estática evolutiva.

Uma vez caracterizadas as formas de abordar e analisar integralmente o comportamento dos modelos, faz-se a adaptação dos procedimentos correntes de verificação da segurança. Os aspectos fundamentais relacionam-se com a inclusão, de uma forma consistente, dos estados de actividade na definição dos estados limites e com o estabelecimento de determinados estados limites que reflectem exigências da solução proposta.

No quadro seguinte são indicadas as principais particularidades do cálculo de estruturas com pré-esforço orgânico; tendo como referência os passos fundamentais de um processo de cálculo corrente.

Fases do cálculo	Particularidades do cálculo de estruturas com pré-esforço orgânico
Quantificação de acções evolutivas	<ul style="list-style-type: none"> - formulação específica - adopção de valores para parâmetros não utilizados correntemente
Quantificação da acção do pré-esforço – cálculo das perdas de pré-esforço	<ul style="list-style-type: none"> - consideração de outro tipo de perdas - redução de perdas
Cálculo da acção dos cabos na estrutura	<ul style="list-style-type: none"> - métodos adequados de forma a minimizar o volume de cálculo
Cálculo estático da estrutura <ul style="list-style-type: none"> - cálculo de esforços e tensões - cálculo de deslocamentos e deformações 	<ul style="list-style-type: none"> - cálculo elástico recursivo (capítulo 4)
Análise dinâmica	<ul style="list-style-type: none"> - métodos expeditos para validação da análise estática
Verificação da segurança	<ul style="list-style-type: none"> - consideração de estados limites específicos - consideração da acção de controlo na determinação das grandezas a avaliar

Quadro VI.1 - Particularidades do cálculo de estruturas com pré-esforço orgânico

Nos sub-capítulos que se seguem são tratados os vários aspectos de cálculo que, de acordo com o quadro VI.1, merecem um tratamento especial em estruturas com pré-esforço orgânico. Posteriormente, é apresentado um programa de cálculo que, recorrendo aos critérios e opções metodológicas apresentadas, permite efectuar a modelação numérica de estruturas com pré-esforço orgânico. Esse programa foi utilizado nos exemplos numéricos apresentados no capítulo 8, e noutros trabalhos [P1, P2, P3].

VI.2 – QUANTIFICAÇÃO DE ACÇÕES EVOLUTIVAS

Admite-se neste texto que as cargas das acções evolutivas a considerar no cálculo de estruturas orgânicas são caracterizadas por valores idênticos aos das acções consideradas no cálculo de estruturas convencionais. Isso é aceitável desde que a grandeza dos efeitos dinâmicos seja semelhante nos dois casos, o que pode ser verificado de acordo com os procedimentos propostos no ponto VI.4. Mas, dada a não linearidade do cálculo estático evolutivo, não é admissível a sobreposição de efeitos, pelo que não é indiferente a forma como ocorrem esses carregamentos.

Neste ponto são propostos critérios para a caracterização da forma como ocorrem esses carregamentos em pontes rodoviárias, de modo a ser possível efectuar simulações quantificadas do modelo proposto. Naturalmente, a sua aplicação em casos concretos carece de verificação experimental, o que dependerá de posteriores trabalhos de investigação. Como é evidente, as cargas permanentes são por definição carregamentos não evolutivos, pelo que a sua consideração pode ser integralmente feita com base na regulamentação existente.

Seguidamente, após ser feita a caracterização dos carregamentos evolutivos em termos de acções verticais, tecem-se considerações sobre o comportamento de estruturas orgânicas quando sujeitas a outro tipo de acções.

VI.2.1 - Acções verticais em pontes rodoviárias

As acções verticais a considerar em pontes rodoviárias são as seguintes^(*):

Acções verticais em pontes rodoviárias		
	Acções não evolutivas	Acções evolutivas
Cargas Permanentes	- peso próprio - revestimentos	
Cargas Variáveis	- sobrecarga em passeios ^(**)	- sobrecargas nas faixas de rodagem (sobrecarga distribuída + sobrecarga transversal linear) - veículo tipo

Quadro VI.2 - Acções verticais, evolutivas e não evolutivas, em pontes rodoviárias

(*) Dada a natureza específica do fenómeno da fadiga, a quantificação de acções destinada ao seu estudo é apresentada no ponto VI.5.5, juntamente com os respectivos procedimentos de verificação da segurança.

(**) Se os sistemas orgânicos forem dimensionados para reagir eficientemente perante a acção dos carregamentos mais rápidos (existentes nas faixas de rodagem), os carregamentos mais lentos poderão ser considerados não evolutivos.

De modo a simplificar a apresentação desta matéria, neste capítulo e nos capítulos subsequentes apenas se consideram pontes rodoviárias com uma faixa de rodagem. A consideração de dois sentidos de circulação implica essencialmente um aumento do volume de cálculo(*).

As combinações de acções devem ser definidas em correspondência com os estados limites que são apresentados no ponto VI.5, as quais são na generalidade semelhantes às preconizadas para estruturas pré-esforçadas correntes. No entanto, salienta-se que poderá ser pertinente considerar outras acções base. Por outro lado, é fundamental ter em conta que a determinação dos esforços não pode ser efectuada com base na sobreposição de efeitos. Este último aspecto implica um substancial aumento dos casos de carga a considerar.

Acção de base	Casos de carga por combinação
Sobrecarga distribuída mais sobrecarga transversal linear	- ($2^{mv} \times nk$) casos de carga por combinação (em que 2^{mv} é o número de combinações possíveis de carregamentos distribuídos nos mv vãos, e nk é o número de posições que a sobrecarga transversal linear pode percorrer)(**).
Veículo tipo	- (nk) casos de carga por combinação (correspondentes às nk fases dos carregamentos evolutivos relativos a cada combinação)
Despiste do veículo tipo(***)	- (nv) casos de carga (correspondentes ao despiste com saída da ponte, do veículo tipo nas zonas de cada vão onde a presença do veículo tipo mobiliza o maior número de contracções).

Quadro VI.3 – Casos de carga a considerar no cálculo de pontes rodoviárias, com pré-esforço orgânico, sujeitas a acções verticais evolutivas

Os valores reduzidos a usar poderão, na generalidade, ser os mesmos que são propostos na regulamentação existente [R1, R2]. Em certos casos particulares, e atendendo às condições específicas relativas a cada estado limite, poderão ser propostos outros valores reduzidos, conforme se irá verificar no ponto VI.5.

(*) Em aplicações práticas, mesmo em pontes com apenas um único sentido de circulação, pode ser conveniente serem tomadas medidas que assegurem a possibilidade de poderem ser usados dois sentidos de circulação em fases provisórias, nomeadamente na fase construtiva e em períodos de manutenção.

(**) Na metodologia proposta, a consideração da sobrecarga transversal linear é feita após os carregamentos evolutivos com cargas distribuídas atingirem o seu valor final (valor reduzido da combinação em causa). Apesar da efectivação deste carregamento constituir, em si, um carregamento evolutivo, na generalidade, essa fase não é condicionante, pelo que o seu cálculo visa, simplesmente, determinar o estado de actividade dos sistemas de controlo antes da passagem da sobrecarga transversal linear.

(***) Em estruturas com pré-esforço orgânico, se o carregamento deixar de actuar repentinamente os sistemas orgânicos continuam activados durante um determinado período de tempo pelo que podem provocar esforços excessivos.

VI.2.1.1 - Carregamentos evolutivos em pontes rodoviárias constituídos por sobrecargas distribuídas e por uma sobrecarga transversal linear

Este tipo de carregamentos evolutivos foi abordado no ponto IV.4.8 e deve, pelos motivos aí expostos, ser tratado com leis de evolução independentes para as cargas distribuídas e para a sobrecarga transversal linear^(*).

A velocidade com que se efectiva o carregamento distribuído é, por motivos evidentes, um parâmetro omissos nos vários regulamentos e normas consultadas, pelo que neste texto se propõe uma forma expedita para a sua quantificação. Salienta-se que, também de acordo com o que já se referiu, este parâmetro não é particularmente importante na medida em que, por mais gravosos que sejam os cenários considerados, a efectivação de tais carregamentos ocorre em períodos de tempo suficientemente longos para que o atraso da resposta não tenha uma influência decisiva nos processos^(**).

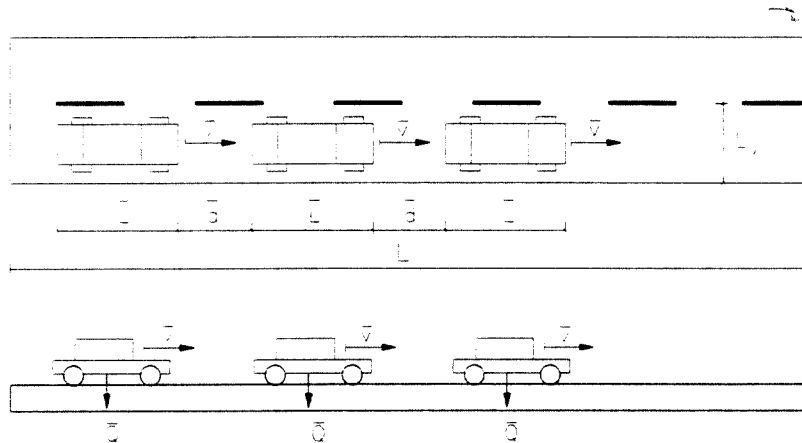


Figura VI.1 - Esquema para quantificação de caudais de carga

Defina-se *caudal de carga* \bar{Q}_α como a quantidade de carga que passa sobre uma determinada secção α por unidade de tempo.

$$\bar{Q}_\alpha = \frac{Q}{\Delta t} \quad (VI.1)$$

Tendo em conta os parâmetros definidos na figura VI.1, pode-se determinar o período necessário para passarem n veículos de carga \bar{Q} com uma velocidade constante v numa determinada secção:

(*) Note-se que, como é evidente, no âmbito da análise longitudinal de pontes rodoviárias as sobrecargas transversais lineares podem ser tratadas como cargas concentradas.

(**) Isso é justificado pelo facto dos sistemas orgânicos serem dimensionados para reagirem em tempo útil a acções constituídas por cargas rolantes, que, conforme se irá verificar, são carregamentos muito mais rápidos.

$$\Delta t = \frac{n \cdot (\bar{L} + \bar{d})}{v} \quad (\text{VI.2})$$

pelo que o caudal médio nesse período de tempo e numa qualquer secção onde passe o comboio de cargas definido será dado por:

$$\bar{Q}_a = \frac{\bar{Q} \cdot v}{(\bar{L} + \bar{d})} \quad (\text{VI.3})$$

Irá verificar-se que uma forma de quantificar a velocidade de ocorrência de um carregamento distribuído pode ser conseguida através da determinação de caudais de carga. Com efeito, se se avaliar a diferença entre o caudal de carga \bar{Q}_e que entra numa área $L_v \times L$ correspondente a um troço de uma via de uma faixa de rodagem, e o caudal de carga \bar{Q}_s que sai da mesma num mesmo intervalo de tempo Δt , pode determinar-se a evolução média do carregamento distribuído $q(t)$ nessa área e nesse período usando a seguinte expressão:

$$q(t) = \frac{(\bar{Q}_e - \bar{Q}_s) \cdot \Delta t}{L_v \times L} \quad (\text{VI.4})$$

É evidente que a situação mais desfavorável corresponde ao valor máximo de entrada e ao valor mínimo de saída. Por exemplo, o valor nulo do caudal de saída pode ser devido à obstrução da faixa de rodagem provocada por um acidente. Nesse caso, fazendo uso da expressão (VI.3), ter-se-á:

$$q(t) = \frac{\bar{Q} \cdot v \cdot \Delta t}{L_v \cdot L \cdot (\bar{L} + \bar{d})}, \quad (\text{VI.5})$$

sendo esta expressão válida em qualquer sistema de unidades coerente. Se, por exemplo se pretender rescrever a mesma expressão de forma a que sejam todas as medidas geométricas em (m), o período de tempo em (s), a velocidade considerada em (km/h) e as cargas concentradas em (kN), então ter-se-á:

$$q(t) = \frac{\bar{Q} \cdot v \cdot \Delta t}{3.6 \cdot L_v \cdot L \cdot (\bar{L} + \bar{d})} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (\text{VI.6})$$

Para proceder à atribuição de valores às variáveis envolvidas que não são conhecidas (\bar{Q} , \bar{L} e \bar{d}), admitiram-se duas hipóteses base: o carregamento distribuído produzido pelo tráfego rodoviário pode ser simulado exclusivamente à custa de três veículos representativos

que a seguir se definem; e, existe uma relação entre a velocidade média e o afastamento médio de comboios de veículos em trânsito.

Os veículos representativos considerados assumem as características de um veículo ligeiro carregado, de um veículo comercial carregado e, por fim, de um veículo de carga carregado(*).

Veículo	\bar{Q} (kN)	\bar{L} (m)
A	15	4,5
B	40	5
C	160	9

Quadro VI.4 - Veículos representativos adoptados para caracterização de carregamentos distribuídos

Através de observação expedita, estimaram-se pares de valores de velocidades médias e afastamentos médios em vários cenários de trânsito, tendo-se fixado os valores correspondentes a 5 cenários particularmente desfavoráveis.

Cenário	Velocidade média (km/h)	Afastamento médio (m)
1	20	0.5
2	50	2
3	80	5
4	120	10
5	150	15

Quadro VI.5 – Pares de valores de afastamentos médios e velocidades médias estimados em cenários de trânsito desfavoráveis

Tendo em conta esses valores, aproximou-se uma curva parabólica do tipo:

$$\bar{d} = a \cdot \bar{v}^2 + b \cdot \bar{v} + c \quad (\text{VI.7})$$

na qual \bar{d} está expresso em (m), \bar{v} em (km/h) e a , b e c são constantes. Com base no método dos mínimos quadrados, determinaram-se os valores das constantes:

Constante	Valor proposto
a	5.77×10^{-4}
b	1.35×10^{-2}
c	0

Quadro VI.6 - Constantes da curva de relação velocidades médias - afastamentos médios

(*) Note-se que o efeito de carregamentos de veículos mais pesados é tido em conta através da consideração de veículos tipo.

Na figura VI.2 podem observar-se os valores observados e a curva aproximada fazendo uso das constantes apresentadas no quadro VI.6.

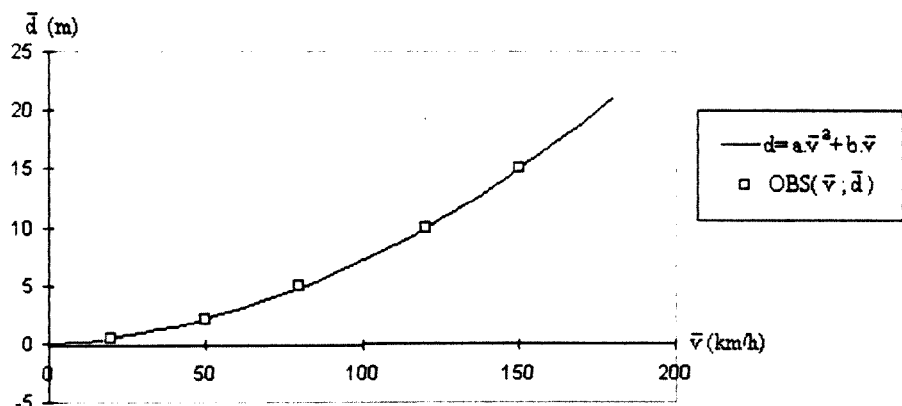


Figura VI.2 – Configuração da curva de aproximação aos pares de valores estimados (\bar{v}, \bar{d})

Fazendo uso das referidas constantes, substituindo a expressão (VI.7) na expressão (VI.6), e considerando que o instante inicial corresponde à entrada na ponte da primeira carga, obtém-se uma nova expressão da lei de carregamento que se torna independente do afastamento médio entre veículos:

$$q(t) = \frac{\bar{Q} \cdot \bar{v} \cdot t}{3.6 \cdot \left(\bar{L} + (5.77 \times 10^{-4} \times \bar{v}^2 + 1.35 \times 10^{-2} \times \bar{v}) \right) \cdot L_v \cdot L} \quad (kN/m^2) \quad (VI.8)$$

como de acordo com a expressão (IV.66),

$$T = \frac{q}{\bar{q}} \quad (VI.9)$$

e, de acordo com a expressão (IV.65),

$$\bar{q} = \frac{q(t)}{t} \quad (VI.10)$$

onde q é um valor indicado no código utilizado, pode determinar-se o período de tempo ($T=T_p$) necessário para se efectivar a totalidade de um carregamento q para qualquer cenário no qual se fixem a velocidade média de entrada \bar{v} e os valores de \bar{Q} e \bar{L} correspondentes a cada veículo tipo considerado.

$$T_p = 3.6 \cdot \frac{\left(\bar{L} + (5.77 \times 10^{-4} \times \bar{v}^2 + 1.35 \times 10^{-2} \times \bar{v}) \right) \cdot L_v \cdot L \cdot q}{\bar{Q} \cdot \bar{v}} \quad (s) \quad (VI.11)$$

Note-se que os valores dos tempos de efectivação dos carregamentos evolutivos são expressos em função da área em planta de cada faixa do vão em análise ($L \times L_v$) e do valor final q do carregamento evolutivo, o que são parâmetros dependentes de cada aplicação prática.

Na última expressão podem ser identificadas as seguintes constantes:

$$k_1 = 3.6 \cdot \frac{\bar{L}}{\bar{Q}} \quad (\text{VI.12})$$

$$k_2 = 3.6 \cdot \frac{5.77 \times 10^{-4}}{\bar{Q}} \quad (\text{VI.13})$$

$$k_3 = 3.6 \cdot \frac{1.35 \times 10^{-2}}{\bar{Q}} \quad (\text{VI.14})$$

pelo que se pode escrever a expressão (VI.9) de forma a que os parâmetros característicos de cada ponte fiquem no mesmo membro do período de carregamento:

$$\frac{T_p}{L_v \cdot L \cdot q} = k_1 \cdot \frac{1}{\bar{v}} + k_2 \cdot \bar{v} + k_3 \quad (\text{VI.15})$$

passando-se a designar *factor de carregamento distribuído* T_{pq} ao membro esquerdo desta equação. Note-se que, de acordo com a formulação apresentada no ponto IV.4.8.2, o parâmetro T_p , juntamente com o valor característico da carga distribuída q , caracterizam completamente o carregamento evolutivo em causa.

Ora, para cada tipo de veículo considerado, existe uma velocidade média crítica de circulação que corresponde ao mínimo período de carregamento, pelo que podem ser determinadas tais velocidades críticas igualando a zero a derivada do factor de carregamento distribuído em ordem à velocidade. Ora,

$$T'_{pq} = -k_1 \cdot \frac{1}{\bar{v}^2} + k_2 \quad (\text{VI.16})$$

pelo que, igualando a zero, se determina a expressão que define a velocidade crítica:

$$\bar{v}_c = \sqrt{\frac{k_1}{k_2}} \quad (\text{VI.17})$$

ou tendo em conta as expressões (VI.12) e (VI.13),

$$\bar{v}_c = 41.6 \cdot \sqrt{L} \quad (\text{VI.18})$$

Fazendo uso desta expressão e da expressão (VI.15), podem determinar-se as velocidades críticas e os factores de carregamento distribuído associados a cada tipo de veículo considerado no quadro VI.4, e determinar as expressões que determinam os períodos de efectivação dos carregamentos distribuídos em cada caso;

Veículo	\bar{v}_c (km/h)	T_{pq} (s/kN)	Tp (s)
A	90	0.0277	$0.0277 \times (L \times L_v \times q)$
B	95	0.0109	$0.0109 \times (L \times L_v \times q)$
C	120(*)	0.0035	$0.0035 \times (L \times L_v \times q)$

Quadro VI.7 – Velocidades médias críticas e factores de carregamento distribuído críticos e períodos de efectivação dos carregamentos para os veículos considerados

A figura VI.3 relaciona os factores de carregamento distribuído com as velocidades médias de circulação, sendo indicadas as velocidades críticas, que correspondem aos menores períodos de carregamento.

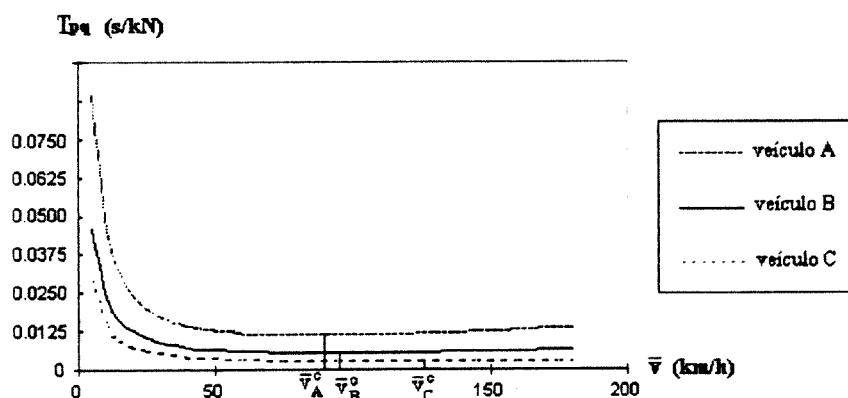


Figura VI.3 - Variação dos factores de carregamento distribuído com as velocidades médias dos veículos tipo propostos

Adoptam-se os seguintes valores para a contribuição de cada veículo representativo para os carregamentos distribuídos em cada classe de ponte.:

(*) Limitaram-se os valores a 120 km/h de forma a atender a limites de velocidade.

Veículo	Classe I p _c (%)	Classe II p _c (%)
A	60	80
B	30	15
C	10	5

Quadro VI.8 - Percentagens da contribuição de cada veículo representativo para a definição dos carregamentos característicos associados a cada classe

Tendo em conta estes valores e os valores apresentados no quadro VI.7 podem quantificar-se os parâmetros que definem os carregamentos evolutivos característicos para cada classe de pontes proposta no R.S.A.. Eles são determinados através da ponderação dos períodos de efectivação dos carregamentos associados a cada tipo de veículo T_p :

$$T_p = \sum_i p_c^i \cdot T_p^i \quad (VI.19)$$

obtendo-se os valores do seguinte quadro:

Classe	q (kN/m ²)	T _p (s)
I	4	0.081 x L x L _v
II	3	0.072 x L x L _v

Quadro VI.9 - Valores caracterizadores dos carregamentos distribuídos evolutivos característicos de cada classe de ponte rodoviária

A caracterização da sobrecarga transversal linear passa pura e simplesmente pela atribuição de uma velocidade de deslocação linear dessa carga (que em termos de cálculo longitudinal é uma carga concentrada). Na ausência de um critério melhor, admite-se que a carga percorre a estrutura com a velocidade do veículo tipo (que é obtida conforme exposto em VI.2.1.2).

Classe	F (kN/m)	v (m/s)
I	50	13.89
II	30	25.00

Quadro VI.10 - Valores dos carregamentos lineares evolutivos característicos de cada classe de ponte rodoviária

Salienta-se que, de acordo com o referido no ponto anterior e independentemente da velocidade com que esta carga é considerada a mover-se ao longo de cada carregamento evolutivo, ela deve ser considerada a actuar, em cada uma das secções da estrutura, simultaneamente com a acção mais desfavorável da carga distribuída.

VI.2.1.2 - Carregamentos evolutivos com veículos tipo

Na definição dos carregamentos evolutivos com veículos tipo admitem-se também as configurações de carregamento e os valores das cargas propostos no R.S.A. Para que fique completa a definição dos carregamentos evolutivos, resta então definir as velocidades de circulação dos veículos em causa.

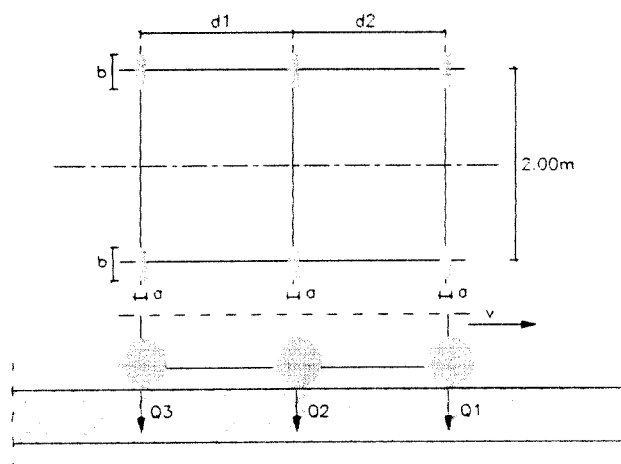


Figura VI.4 - Veículo tipo proposto no R.S.A.

Como é evidente, quanto maior for a velocidade de circulação dos veículos tipo mais gravosa será a solicitação, na medida em que, conforme se verificou no ponto IV.4.9, o efeito do atraso da resposta depende da referida grandeza. Assim sendo, será aceitável que os valores característicos das velocidades de circulação dos veículos tipo sejam iguais aos limites legais de circulação. No caso dos veículos pesados normais em estradas secundárias esse limite é 90 km/h, e no caso dos veículos pesados militares, embora dependa das condições específicas de cada caso, não deverá exceder os 50 km/h.

Convertendo os valores das velocidades em (m/s) e considerando os dados propostos no R.S.A referentes a cada classe de pontes, pode organizar-se um quadro que caracteriza integralmente os carregamentos evolutivos com veículos tipo em pontes rodoviárias.

	a (m)	b (m)	Q1 (kN)	Q2 (kN)	Q3 (kN)	d1 (m)	d2 (m)	v (m/s)
Classe I	0.20	0.60	200	200	200	1.50	1.50	13.89
Classe II	0.20	0.40	100	100	100	1.50	1.50	25.00

Quadro VI.11 - Caracterização de carregamentos evolutivos com os veículos tipo preconizados no R.S.A. em pontes rodoviárias

VI.2.2– Considerações sobre o comportamento de estruturas com pré-esforço orgânico perante outros tipos de acções

Na generalidade, o comportamento de sistemas de pré-esforço orgânico perante outro tipo de acções, nomeadamente a retracção, a acção térmica e as acções do vento e sismo^(*), é semelhante ao comportamento de sistemas de pré-esforço convencionais. Efectivamente, não sendo tais sistemas concebidos para contrariar os efeitos dessas acções, na generalidade, os mesmos apenas se revelam úteis enquanto elementos que contribuem para a ductilidade das peças que os incluem.

Porém, dadas as características da estratégia de controlo proposta, em determinadas circunstâncias, verifica-se que os sistemas orgânicos poderão ser activados na ocorrência de acções diferentes da sobrecarga, pois como é obvio, os sistemas não reconhecem a natureza das acções actuantes.

Essas acções de controlo podem ser indesejáveis em certos casos. Isso justifica-se por um lado, pelo facto dos conjuntos de fibras de igual tendência existentes na ocorrência destas acções assumirem configurações substancialmente diferentes, por outro lado, devido aos atrasos da resposta poderem tornar as acções de controlo contraproducentes na ocorrência de acções de natureza dinâmica. Note-se, no entanto, que o facto das estruturas dotadas de pré-esforço orgânico poderem ser mais leves e mais esbeltas pode melhorar o seu comportamento, tanto perante a acção do vento como perante a acção sísmica.

Nos pontos que se seguem, não é feita qualquer referência à quantificação das acções em causa, já que, esse tipo de procedimentos são indiferentes à existência de sistemas orgânicos.

VI.2.2.1 – Acção térmica e retracção

Em princípio, os sistemas orgânicos não são dimensionados para reagir a acção térmica ou à retracção, uma vez que os esforços que os mesmos podem produzir não se aproximam dos esforços simétricos daqueles que são consequentes dessas acções. É no entanto necessário assegurar determinadas condições para que na ocorrência de estados de tensão provocados por essas acções não sejam promovidas *acções de controlo parasitas*.

Para evitar esse tipo de acções de controlo, na ocorrência de acções térmicas uniformes, basta que os sensores sejam termicamente autocompensados. Essa propriedade é, de resto, um dos requisitos indicados para a selecção desses aparelhos (ver ponto V.3.1).

No que respeita à acção térmica diferencial em vigas contínuas, se os aparelhos orgânicos forem constituídos por pares de cabos orgânicos de acção complementar (de acordo com a metodologia proposta no capítulo 4), não haverá qualquer acção de controlo, já que,

^(*) A acção da neve não é considerada uma vez que pode ser tratada como as sobrecargas de utilização. No que diz respeito às acções horizontais promovidas por veículos, como a frenagem, não se irão tecer quaisquer considerações porque os sistemas orgânicos são, no caso geral, indiferentes à sua ocorrência.

não é possível ocorrerem, simultaneamente, tracções em quaisquer dois pares de fibras de controlo afectas a um sistema orgânico.

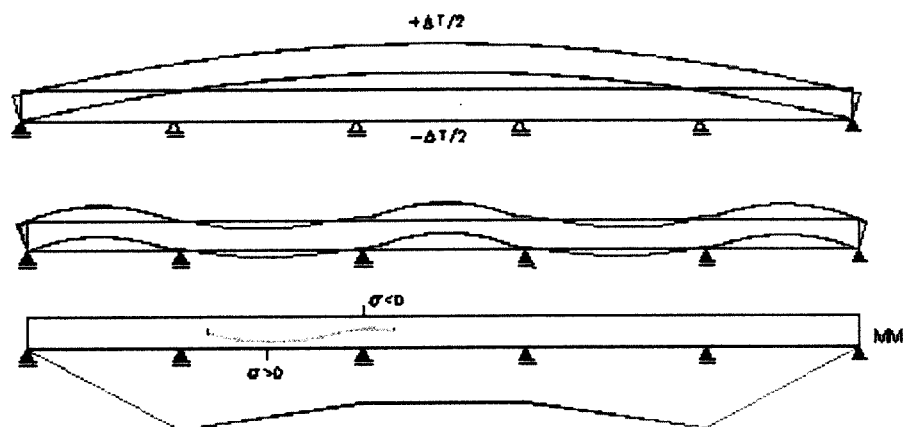


Figura VI.5 - Deformada e diagrama de momentos típicos numa viga contínua sujeita a uma variação diferencial de temperatura

No que se refere a retracção, para evitar a ocorrência de acções de controlo parasitas, é necessário proceder a processos de calibragem dos sensores de forma a anular deformações permanentes instaladas nos mesmos. A calendarização desses processos pode ser estudada seguindo um raciocínio semelhante ao proposto no ponto V.3.3.1, mas tendo como base curvas de retracção indicadas para o betão utilizado.

Refira-se, finalmente, que as acções consideradas neste ponto poderão ter importâncias desprezáveis se forem tomadas medidas nesse sentido na concepção da estrutura base: inserção de juntas, realização de apoios deslizantes etc.. Nesses casos, o problema das acções de controlo parasitas poderá não ser levantado.

VI.2.2.2 – Acção do vento

O efeito da componente horizontal da acção do vento em tabuleiros de pontes de betão armado é normalmente desprezável. Não tem, por isso, qualquer expressão no cálculo longitudinal nem é previsível que esse efeito provoque qualquer reacção nos sistemas orgânicos.

O mesmo já não se poderá considerar em relação à componente vertical da acção do vento. Embora não seja normalmente condicionante, pode provocar esforços suficientes para mobilizar a acção dos sistemas orgânicos. Se a acção for descendente, que é caso mais desfavorável, os sistemas orgânicos irão reagir exactamente como se fosse uma sobrecarga distribuída de igual valor, mas perante uma acção ascendente, os sistemas orgânicos só reagem se estiverem num estado de actividade diferente do repouso. Em ambos os casos, e supondo a acção do vento quasi-estática, o efeito dos sistemas orgânicos será favorável.

Em casos em que isso se revele pertinente (nomeadamente em pontes muito esbeltas), é conveniente proceder a uma análise dinâmica, já que, dependendo da frequência da solicitação e da frequência da estrutura, a acção dos sistemas orgânicos poderá ser menos eficiente ou mesmo contraproducente. No entanto, geralmente não haverá lugar a este tipo de considerações pois as frequências da acção do vento (< 0.5 Hz) [G3] são sistematicamente inferiores às frequências próprias do tipo de estruturas em causa (> 1 Hz) [P6], correspondendo as primeiras, a períodos (> 2 s) muito superiores aos atrasos da resposta dos sistemas orgânicos (< 0.1 s - ver capítulo 8).

VI.2.2.3 – Acção sísmica

A componente sísmica longitudinal provoca momentos flectores com algum significado em pontes porticadas, mas, considerando a configuração típica dos momentos flectores correspondentes, não é previsível a existência de reacções dos sistemas orgânicos.

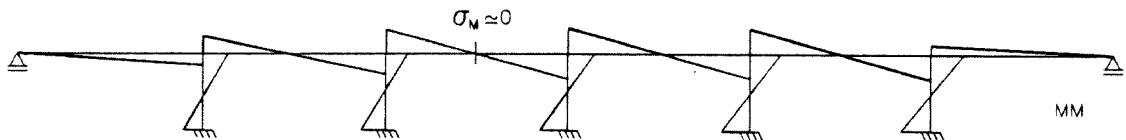


Figura VI.6 - Diagrama de momentos típico devido à acção sísmica

Em relação a componente sísmica vertical, passa-se algo semelhante ao que foi referido para a componente vertical da acção do vento. Neste caso, porém, uma vez que se tratam de frequências muito superiores, a acção de controlo poderá não ser eficaz. Por outro lado, por motivos de fiabilidade, é questionável recorrer à acção dos sistemas orgânicos para minimizar os efeitos da acção sísmica. Efectivamente, é típico surgirem danos de vária ordem na ocorrência de sismos, o que no caso em questão, ao interferir com os encanamentos do óleo, ou com as fontes de energia, seria suficiente para tornar inoperantes os sistemas orgânicos.

Esses aspectos justificam a instalação de um sistema de sensorização paralelo que iniba a acção dos sistemas orgânicos, na ocorrência de acções sísmicas com uma componente vertical significativa.

Note-se que, isso implica que as estruturas orgânicas devem ser dimensionadas de forma a verificarem a segurança em estado limite último (para acções sísmicas) sem a contribuição dos sistemas orgânicos. Este aspecto será mais detalhadamente tratado no ponto VI.5.

VI.3 – PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO - AVALIAÇÃO DE PERDAS E DETERMINAÇÃO DE ESFORÇOS

Neste sub-capítulo são apresentados os procedimentos adoptados nesta tese para a quantificação das perdas de pré-esforço em estruturas dotadas de qualquer sistema de pré-esforço - fixo ou orgânico e aderente ou não aderente (interior ou exterior). Trata-se apenas de uma generalização dos procedimentos habituais na quantificação de perdas. Posteriormente é apresentado um método para determinação dos esforços provocados pela acção do pré-esforço, o qual se revela particularmente adequado para o cálculo de estruturas com pré-esforço orgânico.

VI.3.1 - Avaliação das perdas de pré-esforço

Na aplicação do pré-esforço, existe sempre uma diferença entre a força manométrica produzida pelo aparelho de esticamento (produto da tensão manométrica pela área interna do cilindro de esticamento) e a força efectivamente instalada numa secção genérica de um cabo de pré-esforço no instante genérico t .

No pré-esforço convencional, é comum dividirem-se essas perdas em *perdas instantâneas* e *perdas diferidas*. Esta classificação é extensiva ao *pré-esforço exterior* e ao *pré-esforço não aderente*, apesar das especificidades de cada caso.

Como anteriormente se concluiu, o pré-esforço orgânico pressupõe uma componente de tensionamento permanente que se passa a designar *componente fixa do pré-esforço orgânico*. Em contrapartida, passa a designar-se por *componente variável do pré-esforço orgânico* ao tensionamento a aplicar de acordo com a estratégia de controlo anteriormente exposta.

Há assim que distinguir duas situações no que respeita às perdas de pré-esforço orgânico. A primeira, da componente fixa do pré-esforço orgânico, pode ser tratada de uma forma basicamente semelhante ao pré-esforço fixo, não obstante alguns aspectos particulares que posteriormente serão expostos. A segunda, da componente variável do pré-esforço orgânico, é significativamente distinta da anterior na medida em que são nulas grande parte das perdas, nomeadamente as perdas diferidas.

Efectivamente, uma vez que a ordem de grandeza dos períodos de actuação dos cabos de pré-esforço orgânico (segundos ou minutos) é desprezável quando comparada com a ordem de grandeza dos períodos em que ocorrem os fenómenos diferidos (dias, meses ou anos), as perdas diferidas existentes nos períodos de actividade não têm significado.

Paralelamente, é importante salientar que as componentes do pré-esforço orgânico têm que ser tratadas atendendo à não aderência dos cabos. Conforme se irá verificar, este aspecto é também relevante no que respeita à quantificação de perdas.

Em estruturas com uma solução mista de pré-esforço fixo e pré-esforço orgânico, as perdas são quantificadas através da soma das perdas relativas a cada tipo de pré-esforço, tendo

ainda em conta uma outra, que resulta do facto da acção dos cabos de pré-esforço orgânico afrouxar os remanescentes cabos coexistentes em troços comuns. Esta perda passa a designar-se *perda elástica transitória*.

O estudo genérico de perdas de tensão em estruturas com pré-esforço orgânico pode fazer-se exclusivamente para estruturas com soluções mistas, podendo os casos de pré-esforço orgânico puro e de pré-esforço convencional serem tratados, respectivamente, como casos pontuais nos quais o pré-esforço fixo ou o pré-esforço orgânico assumem valores nulos.

A quantificação de perdas, a seguir apresentada, visa exclusivamente a realização de ensaios numéricos, pelo que não são tratadas as perdas compensáveis^(*). No entanto, a determinação destas últimas, que será necessária em ensaios experimentais e em aplicações reais, pode ser feita, na generalidade, com base nos mesmos métodos usados para a quantificação das perdas não compensáveis, presentemente tratadas.

Num determinado instante t , o pré-esforço efectivo $P(x, t, Q)$ numa secção genérica x de uma estrutura com uma solução mista de pré-esforço sujeita a um carregamento Q , é dado pela expressão:

$$P(x, t, Q) = P^f(x, t, P^{spo}, Q) + P^{fo}(x, t, P^{spo}, Q) + P^{spo}(x, Q) \quad (VI.20)$$

onde a primeira parcela representa o pré-esforço devido ao sistema de pré-esforço fixo e é dada por:

$$P^f(x, t, P^{spo}, Q) = P_0'^f(x) - \Delta P_i^f(x) - \Delta P_d^f(x, t) - \Delta P_t^f(x, P^{spo}, Q) \quad (VI.21)$$

a segunda parcela corresponde à componente fixa do pré-esforço instalado nos cabos orgânicos e é dada por:

$$P^{fo}(x, t, P^{spo}, Q) = P_0'^{fo}(x) - \Delta P_i^{fo}(x) - \Delta P_d^{fo}(x, t) + \Delta P_t^{fo}(x, P^{spo}, Q) \quad (VI.22)$$

e, finalmente, a terceira parcela quantifica a componente variável do pré-esforço instalado nos cabos orgânicos que é mobilizada na sequência da acção do carregamento Q :

$$P^{spo}(x, Q) = P_0'^{spo}(x, Q) - \Delta P_i^{spo}(x, Q) \quad (VI.23)$$

em que:

(*) Como é sabido, existem algumas perdas de pré-esforço que podem ser anuladas durante a aplicação do pré-esforço. Em pré-esforço orgânico, como os macacos ficam permanentemente instalados, é possível recorrer a acréscimos de esticamento devidamente controlados durante toda a vida da obra, pelo que existem várias perdas compensáveis.

- $P_0'^f(x)$ e $P_0'^{fo}(x)$ - são os valores das forças de esticamento iniciais nos cabos de pré-esforço fixo e orgânico, respectivamente;
- $P_0'^{spo}(x, Q)$ - é o valor da força de esticamento realizada pelo sistema de pré-esforço orgânico em resposta à acção da carga Q;
- $\Delta P_i'^f(x)$ e $\Delta P_i'^{fo}(x)$ - são as perdas instantâneas em cada um dos sistemas no instante da instalação;
- $\Delta P_i'^{spo}(x, Q)$ - são as perdas instantâneas no sistema de pré-esforço orgânico na efectivação das contracções mobilizadas perante a acção do carregamento Q;
- $\Delta P_d'^f(x, t)$ e $\Delta P_d'^{fo}(x, t)$ - são as perdas diferidas nos dois sistemas até ao instante t em análise;
- $\Delta P_i'^f(x, P^{spo})$ e $\Delta P_i'^{fo}(x, P^{spo})$ - são as perdas elásticas transitórias nas componentes fixas dos dois sistemas.

Como é evidente, nos casos em que os valores relativos ao pré-esforço orgânico se anularem, a expressão (VI.21), transforma-se na expressão de cálculo do pré-esforço habitual [A1, C6, E3, E6, R1, ...].

$$P(x, t) = P_0'^f(x) - \Delta P_i'^f(x) - \Delta P_d'^f(x, t) \quad (\text{VI.24})$$

Admite-se que as tensões de esticamento admissíveis no pré-esforço orgânico são idênticas às que são habitualmente propostas para pré-esforço convencional.

VI.3.1.1 - Perdas de pré-esforço nos cabos de pré-esforço fixo

Na generalidade, as expressões de quantificação das perdas anteriormente identificadas são semelhantes às expressões normalmente adoptadas no cálculo de pré-esforço convencional. Neste ponto, e nos seguintes, é feito o seu estabelecimento salientando-se as especificidades próprias do pré-esforço orgânico. As respectivas deduções são dispensadas no caso de se tratarem de expressões formalmente equivalentes às preconizadas na bibliografia especializada.

Classificando as perdas em função da duração do tempo de ocorrência, podem considerar-se três tipos de perdas de tensão nos cabos de pré-esforço fixo: perdas instantâneas, perdas transitórias e perdas diferidas. Dentro de cada um destes grupos há lugar a uma distinção de vários casos conforme a causa ou a origem. No quadro VI.13 é organizada essa classificação em função do tempo e da causa.

Classificação de perdas de pré-esforço fixo	
Em função do tempo	Em função da causa
Instantâneas	<ul style="list-style-type: none"> - <i>Perdas por atrito</i> (produzidas pelo atrito do cabo com os elementos que lhe são adjacentes) - <i>Perdas por deformação elástica do betão</i> (por deformação elástica do betão devido à acção do pré-esforço) - <i>Perdas nos dispositivos de amarração</i> (devidas ao escorregamento da armadura e á deformação ou deslocamento desses dispositivos)
Transitórias	<ul style="list-style-type: none"> - <i>Perdas elásticas transitórias</i> (por deformação elástica do betão devido à acção de sistemas orgânicos)
Diferidas	<ul style="list-style-type: none"> - <i>Perdas devidas à retracção</i> (devido ao encurtamento das peças por retracção) - <i>Perdas devidas à fluência</i> (devido à deformação das peças por fluência) - <i>Perdas devidas à relaxação das armaduras</i> (devido ao auto-abaixamento da tensão instalada nas armaduras activas)

Quadro VI.13 - Classificação das perdas de pré-esforço nos cabos fixos

VI.3.1.1.1 - Perdas instantâneas

As perdas instantâneas nos cabos de pré-esforço fixo ocorrem no instante da sua aplicação. O valor de cálculo do pré-esforço instalado inicial (P_0^f) é obtido pela dedução do valor das perdas em questão ao valor do da força de esticamento $P_0'^f$ [R1]:

$$P_0^f = P_0'^f - \Delta P_i^f \quad (\text{VI.25})$$

De acordo com o quadro VI.13, as perdas instantâneas resultam da contribuição de três parcelas:

$$\Delta P_i^f = \Delta P_a^f + \Delta P_e^f + \Delta P_c^f \quad (\text{VI.26})$$

onde ΔP_a^f , ΔP_e^f e ΔP_c^f são, respectivamente, as perdas por atrito, as perdas elásticas e as perdas por penetração das cunhas.

VI.3.1.1.1.1 - Perdas por atrito

As perdas por atrito, são geradas nos macacos de pré-esforço, nos dispositivos de amarração e ao longo dos cabos (continuamente ou em zonas localizadas), devido ao contacto dos cabos com as respectivas bainhas.

As perdas por atrito nos macacos explicam a diferença entre o produto da pressão manométrica pela área do cilindro de esticamento e a força actuante nos cabos na secção imediatamente a jusante dos macacos, no instante de tensionamento, e são determinadas experimentalmente. As perdas por atrito nos dispositivos de amarração surgem devido a mudanças de direcção dos cabos nas placas de ancoragem e são também determinadas experimentalmente. A quantificação destes dois tipos de perdas é normalmente feita em conjunto, sendo frequente a respectiva soma rondar 5% da tensão de esticamento [L1], embora já se tenham verificado casos em que essas perdas não atingiram os 3% [R1]. Normalmente essas perdas são obviadas no esticamento ao aplicar-se uma força majorada naquela percentagem.

O valor das perdas por atrito ao longo dos cabos depende do tipo de pré-esforço por pós-tensão, nomeadamente pré-esforço exterior^(*), pré-esforço não aderente interior e pré-esforço aderente interior, e resultam de dois factores: interacção entre os cabos e os elementos adjacentes (bainhas) e tipo de ligação dos cabos à estrutura.

A interacção entre os cabos e os elementos adjacentes depende da solução específica adoptada em cada caso (nomeadamente dos materiais utilizados), sendo certo que as soluções com pré-esforço não aderente (interior ou exterior) conduzem a menores coeficientes de atrito do que as soluções com recurso a pré-esforço aderente interior [A5, C5, E4, F1, S1, S5 ...].

Em soluções com pré-esforço exterior, a ligação dos cabos à estrutura é efectuada em zonas pontuais (em cabos de pré-esforço exterior só há atrito nas ancoragens e nas zonas de amarração intermédias - *pontos de sela*), pelo que as perdas por atrito ao longo do cabo podem ser expressas por funções discretas, enquanto nas duas outras modalidades referidas essas funções são contínuas.

VI.3.1.1.1.1.1 - Perdas por atrito ao longo do cabo, com interacção contínua

Estas perdas por atrito são muito diferentes nos pré-esforços aderente e não aderente, já que o meio onde deslizam os cabos e o tipo de bainhas são de naturezas diferentes. De qualquer modo, a dedução das expressões que a seguir é feita, é válida para ambos os casos, havendo apenas diferença nos valores dos coeficientes.

A expressão que determina as perdas por atrito ao longo do cabo é dada pela fórmula de Cooley que é proposta pela generalidade dos regulamentos e cuja dedução pode ser efectuada através da integração ao longo da peça das forças actuantes num elemento infinitesimal [L1].

^(*) Embora o pré-esforço exterior possa ser aderente ou não aderente, apenas se irá considerar o segundo caso, uma vez que este tem vindo a ter uma aplicabilidade crescente.

$$\Delta P_a^f(x) = (1 - e^{-\mu(\beta+k \cdot x)}) \cdot P_o^f \tag{VI.27}$$

onde μ representa o coeficiente de atrito entre a armadura de pré-esforço e a conduta, k representa o desvio angular parasita por unidade de comprimento e β corresponde ao ângulo de desvio entre os pontos de abcissa 0 e x .

Apesar de haver uma evidente convergência na metodologia analítica indicada na generalidade dos regulamentos, há uma significativa dispersão nos valores sugeridos para os coeficientes de cálculo a usar nas diversas modalidades de pré-esforço. No quadro que se segue apresentam-se os valores preconizados no R.E.B.A.P., no Eurocode 2 e no A.C.I [A2, E4, R1].

Modalidade de pré-esforço	Tipo de Bainhas	Tipo de Cabos	REBAP		Eurocode 2		ACI	
			μ	k (rad/m)	μ	k (rad/m)	μ	k (rad/m)
Pré-esforço interior aderente	Aço	Fios	0.25	0.01	0.17	0.005 a 0.01	0.15 a 0.25	0.0033 a 0.0049
		Cordões (Strands)	0.30	0.01	0.19	0.005 a 0.01	0.15 a 0.25	0.0016 a 0.0066
		Varões deformados	-	-	0.65	0.005 a 0.01	-	-
		Varões circulares lisos	-	-	0.33	0.005 a 0.01	0.08 a 0.30	0.0003 a 0.0020
Pré-esforço interior não-aderente	Aço	Monostrands	-	-	0.05	0.008	-	-
		Cordões	-	-	-	-	0.05 a 0.15	0.0010 a 0.0066

Quadro VI.14 - Valores do coeficiente de atrito e do desvio angular parasita preconizados no R.E.B.A.P., no Eurocode 2 e no A.C.I. em cabos de pré-esforço interior

Os valores sugeridos pelos diversos regulamentos e autores devem ser corrigidos por factores intrínsecos a cada caso, podendo haver significativas flutuações nos valores propostos, conforme as condições específicas de cada um [C1, S3].

VI.3.1.1.1.2 - Perdas por atrito ao longo do cabo, com interacção localizada

Este tipo de perdas ocorre nos cabos de pré-esforço exterior. Na expressão VI.27, o produto $\mu \cdot k \cdot x$ é nulo^(*), mas nas zonas de desvio devem ser considerados desvios angulares adicionais $\bar{\beta}$ devido a defeitos geométricos na colocação das condutas, pelo que as perdas por atrito poderão ser quantificadas em cada ponto de conexão x_i pela seguinte expressão [C10]:

$$\Delta P_a^f(x_i) = (1 - e^{-\mu(\beta + \bar{\beta})}) \cdot P_o'^f \quad (\text{VI.28})$$

ou por uma expressão simplificada dada por^(**):

$$\Delta P_a^f(x_i) = (1 - e^{-\bar{\mu}\beta}) \cdot P_o'^f \quad (\text{VI.29})$$

em que

$$\bar{\mu} = \mu \cdot \left(1 + \frac{\bar{\beta}}{\beta}\right) \quad (\text{VI.30})$$

Embora de uma forma mais moderada, existe uma significativa dispersão nos valores propostos para os coeficientes de atrito dos cabos de pré-esforço exterior. Paralelamente, alguns trabalhos experimentais revelaram que este valor é por vezes sub-avaliado [R3].

			ACI	EC2	SETRA	VSL
Pré-Esforço Exterior	Aço	cordões secos	0.25	0.25	-	0.25-0.30
		cordões lubrificados	0.05-0.15	0.18	0.20	0.20-0.25
	Plástico	cordões secos	-	0.14	0.12	0.12-0.15
		cordões lubrificados	0.05-0.15	0.12	0.12	0.05-0.07

Quadro VI.15 - Valores do coeficiente de atrito preconizados pelo A.C.I., pelo Eurocode 2, pelo SETRA e pela V.S.L. para cabos de pré-esforço exterior

(*) Esta hipótese não se aplica em certos casos particulares em que os cabos estão inseridos em duas bainhas, das quais, a exterior é injectada com caldas de cimento antes da operação de tensionamento [S1].

(**) Chama-se à atenção de que, apesar de em grande parte da bibliografia específica não ser objectivada qualquer referência sobre esse aspecto, o uso da expressão (VI.29) requer a consideração de coeficientes de atrito $\bar{\mu}$ previamente corrigidos de acordo com a expressão (VI.30). Essa particularidade é, no entanto, devidamente salientada por alguns autores [C1, S1].

No quadro VI.15 são apresentados valores propostos por dois dos regulamentos anteriormente citados, por uma instituição cujas publicações nesta matéria tem sido particularmente importantes e por uma empresa de produção e comercialização de sistemas de pré-esforço [A2, E4, S1, V4].

VI.3.1.1.1.2 - Perdas por deformação elástica do betão

Durante o processo de esticamento de um cabo, a perda de tensão resultante da deformação elástica do betão é eliminada se o cilindro de esticamento percorrer um acréscimo de curso igual à grandeza da referida deformação.

Contudo, havendo mais do que um cabo e não sendo todos esticados simultaneamente (que é o caso geral), os cabos tracionados, com excepção do último, sofrem uma perda de tensão não compensada.

Numa estrutura pré-esforçada com n cabos, a perda de pré-esforço no cabo equivalente devido ao esticamento dos $n-1$ últimos cabos é dada por [L1]:

$$\Delta P_e^f(x) = \frac{1}{2} \cdot \frac{(n-1)}{n} \frac{E_p}{E_{c,j}} \cdot A_p \cdot \sigma_c(x) \quad (\text{VI.31})$$

onde:

$E_p, E_{c,j}$ são os módulos de elasticidade do aço dos cabos de pré-esforço e do betão (no dia j após a betonagem), respectivamente,

A_p é área do cabo equivalente, e

$\sigma_c(x)$ é a tensão produzida no betão ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço, na secção x , devido à acção do pré-esforço e a outras acções permanentes.

Em cabos de pré-esforço fixo não aderentes, a determinação das perdas elásticas é efectuada de uma forma semelhante, mas a extensão ε_{pf} na armadura em causa é constante ao longo da peça e idêntica à extensão média no betão $\bar{\varepsilon}_c$ ao nível do centro mecânico da armadura. Isto é,

$$\varepsilon_{pf} = \bar{\varepsilon}_c = \frac{\int_{L_c} \frac{\sigma_c(x)}{E_{c,j} \cdot \cos(\alpha(x))} \cdot dx}{\int_{L_c} \frac{dx}{\cos(\alpha(x))}} \quad (\text{VI.32})$$

onde L_c é o comprimento em planta do cabo em análise e $\alpha(x)$ é o ângulo que o cabo faz com a horizontal na secção de abcissa x , e

$$\Delta P_e^f(x) = \frac{1}{2} \cdot \frac{(n-1)}{n} \cdot E_p \cdot A_p \cdot \varepsilon_{pf} \quad (\text{VI.33})$$

Note-se que se admite ser desprezável a influência do atrito no deslizamento existente entre os cabos e a estrutura base durante o processo de deformação elástica do betão.

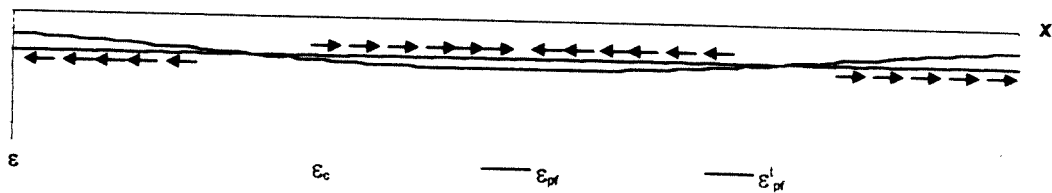


Figura VI.7 - Esquema da interacção entre o betão e um cabo de pré-esforço não aderente num processo de deformação numa viga simplesmente apoiada(*)

VI.3.1.1.1.3 - Perdas por entrada das cunhas nos dispositivos de amarração

Em pós-tensão, depois do processo de tensionamento de um cabo de pré-esforço dá-se uma perda de tensão devido ao assentamentos dos apoios das extremidades do cabo nas ancoragens activas. Este fenómeno resulta da penetração dos cones macho (cunhas) nos cones fêmea da ancoragem, quando o macaco é desactivado.

Esta perda pode ser quantificada igualando o valor total desses assentamentos (Δl_c) ao integral da deformação resultante do assentamento de apoio, tendo em conta que, devido ao atrito, essa deformação diminui com a distância às ancoragens activas onde os mesmos ocorrem.

Em cabos com perdas por atrito moderadas admite-se que o valor destas perdas varia linearmente ao longo do cabo [R1]. No caso de haver apenas uma ancoragem activa, a variação linear ΔP_a^f pode ser facilmente determinada usando, por exemplo, a perda por atrito na secção de abcissa L (que pode ser quantificada através da expressão (VI.27)), obtendo-se assim:

$$\Delta P_a^f(x) = (1 - e^{-\mu(\beta+k \cdot L)}) \cdot \frac{P_o^f}{L} \quad (\text{VI.34})$$

(*) ε_{pf}^t representa a extensão teórica do cabo fixo não aderente.

Admitindo que o ponto até ao qual se faz sentir o efeito da entrada das cunhas é localizado a uma distância W da ancoragem activa em questão, e admitindo também que todas as secções do cabo nesse percurso têm uma mesma curvatura, pode determinar-se essa distância pela seguinte expressão [L1]:

$$W = \sqrt{\frac{\Delta l c \cdot E_p}{\frac{\Delta \sigma_{pL}}{L}}} \quad (\text{VI.35})$$

onde,

$$\frac{\Delta \sigma_{pL}}{L} = \frac{\Delta P_a^f}{A_p} \quad (\text{VI.36})$$

sendo as grandezas ainda desconhecidas definidas no diagrama seguinte:

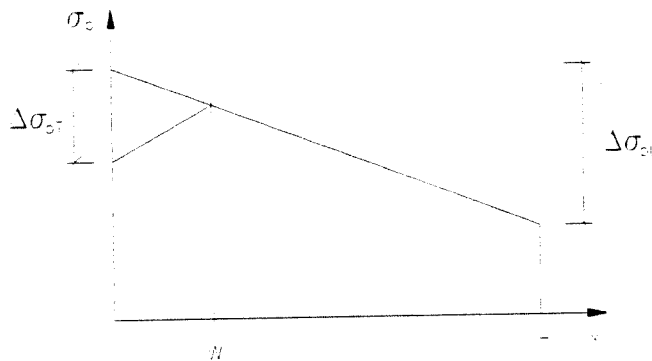


Figura VI.8 - Diagrama de tensões simplificado devido à entrada das cunhas nos dispositivos de amarração

As perdas resultantes devido à entrada das cunhas, são então:

$$\begin{cases} \Delta P_c^f(x) = 2 \cdot \Delta P_a^f \cdot W \cdot \left(1 - \frac{x}{W}\right) & \Leftrightarrow x \leq W \\ \Delta P_c^f(x) = 0 & \Leftrightarrow x > W \end{cases} \quad (\text{VI.37})$$

No caso dos cabos de pré-esforço fixo serem interiores e não aderentes, o procedimento para determinação das perdas em questão é precisamente o mesmo. Poder-se-á, no entanto, proceder a uma nova simplificação no caso do efeito do atrito ser muito reduzido, o que se verifica se, por exemplo, os cabos tiverem curvaturas pouco significativas.

$$\Delta P_c^f(x) = \frac{\Delta l_c \cdot E_p}{L \cdot A_p} \quad (\text{VI.38})$$

Isto justifica-se na medida em que a extensão ε é aproximadamente constante ao longo de todo o cabo ($\varepsilon = \Delta l_c / L$), pelo que a variação de tensão e a variação da força total instalada também o serão(*).

Finalmente, no caso de os cabos de pré-esforço fixo serem exteriores e não aderentes, poderá ser feito um raciocínio análogo, se bem que, se os coeficientes de atrito tiverem valores elevados, as perdas em causa apenas serão constantes ao longo de cada troço que medeia duas selas consecutivas.

VI.3.1.1.2 - Perdas transitórias

As perdas transitórias ocorrem em serviço devido à acção dos sistemas de pré-esforço orgânico, e resumem-se exclusivamente a perdas elásticas.

VI.3.1.1.2.1 - Perdas elásticas transitórias

As perdas elásticas transitórias, resultam da deformação do betão devido à acção da componente variável do pré-esforço orgânico. Uma vez atingidas as margens de compressão nas secções de controlo afectas a cada sistema orgânico, verifica-se que as deformações por flexão existentes em serviço são reduzidas, pelo que, mesmo que os cabos de pré-esforço fixo sejam aderentes, os mesmos não irão sofrer substanciais variações tensionais devido aos carregamentos produzidos por acções exteriores. Assim sendo, ao longo de um carregamento, a acção conjunta da solicitação exterior e dos sistemas orgânicos provoca essencialmente encurtamento axial das estruturas base, o que se traduz numa perda de tensão nas remanescentes armaduras de pré-esforço.

A tensão produzida numa secção de abcissa x por uma contracção do sistema orgânico j é então, aproximadamente:

$$\sigma_c(x) = \frac{\Delta \bar{P}_0^{j\text{spoj}}(x)}{A(x)} \quad (\text{VI.39})$$

onde $\Delta \bar{P}_0^{j\text{spoj}}(x)$ é a força mobilizada pelo cabo orgânico em causa na secção de abcissa x desprezando a totalidade das perdas e, $A(x)$ é a área da estrutura base na mesma secção. Nessas circunstâncias o encurtamento correspondente é:

(*) Neste caso o valor de W é superior ao comprimento do cabo em planta.

$$\varepsilon_c(x) = \frac{\Delta \bar{P}_0^{'spoj}(x)}{A(x) \cdot E_c} \quad (\text{VI.40})$$

no caso da armadura do pré-esforço ser aderente, as deformações são contíguas nos dois materiais,

$$\varepsilon_{pf}(x) = \frac{\Delta \bar{P}_0^{'spoj}(x)}{A(x) \cdot E_c} \quad (\text{VI.41})$$

pelo que a respectiva perda de tensão é:

$$\Delta \bar{\sigma}_{t,j}^f(x) = \frac{\Delta \bar{P}_0^{'spoj}(x) \cdot E_p}{A(x) \cdot E_c} \quad (\text{VI.42})$$

sendo a perda de pré-esforço, obviamente, dada por:

$$\Delta \bar{P}_{t,j}^f(x) = \frac{\Delta \bar{P}_0^{'spoj}(x) \cdot E_p \cdot A_p}{A(x) \cdot E_c} \quad (\text{VI.43})$$

Como este valor corresponde a uma contracção unitária, num instante k de um carregamento evolutivo, a acção do sistema orgânico j , provoca uma perda total que é função do respectivo estado de actividade (e indirectamente do carregamento Q):

$$\Delta P_{t,j}^f(x, Q) = nc_j^k \cdot \frac{\Delta \bar{P}_0^{'spoj}(x) \cdot E_p \cdot A_p}{A(x) \cdot E_c} \quad (\text{VI.44})$$

Pelo que a acção de um aparelho orgânico provoca, finalmente na mesma fase, a seguinte perda de pré-esforço:

$$\Delta P_t^f(x, Q) = \sum_{j=\bar{j}}^{j+1} nc_j^k \cdot \frac{\Delta \bar{P}_0^{'spoj}(x) \cdot E_p \cdot A_p}{A(x) \cdot E_c} \quad (\text{VI.45})$$

onde \bar{j} é o primeiro cabo orgânico coexistente com a secção x (*).

O efeito das perdas elásticas transitórias pode ser melhor compreendido interpretando a seguinte figura:

(*) Note-se que, de acordo com a metodologia proposta, apenas dois sistemas orgânicos provocam perdas elásticas secundárias em cada secção de um cabo de pré-esforço fixo.

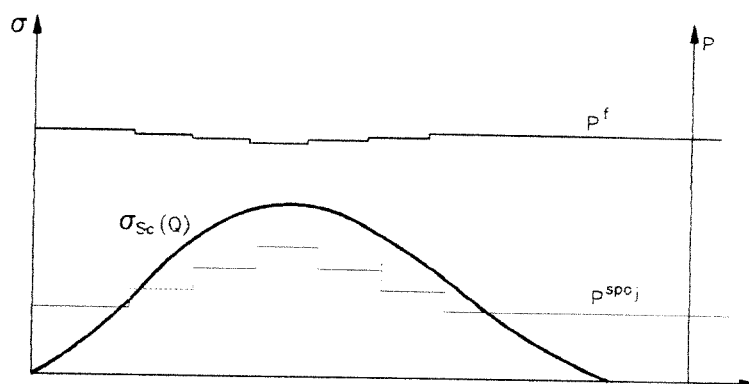


Figura VI.9 - Perdas elásticas transitórias numa secção de um cabo de pré-esforço fixo, devidas às contracções produzidas por um sistema de pré-esforço orgânico *j*

No que diz respeito a cabos de pré-esforço fixo não aderentes, a determinação da correspondente perda é muito semelhante, distinguindo-se da anterior, mais uma vez, pelo facto da perda ser constante ao longo de toda a estrutura, pelo que é determinada em função da extensão média ao longo da peça (de acordo com a expressão (VI.32)).

Salienta-se por fim, que esta perda será desprezável no caso de se constatar que o seu valor percentual é muito reduzido (<1%), situação essa, que é relativamente comum.

VI.3.1.1.3 - Perdas diferidas

As perdas de pré-esforço diferidas são dadas por:

$$\Delta P_d^f(x, t) = \Delta \sigma_{p,s+c+r}(x, t) \cdot A_p \quad (\text{VI.46})$$

onde $\Delta \sigma_{p,s+c+r}(x, t)$ representa a perda de tensão total tendo em conta a interacção entre as perdas diferidas consideradas (retracção, fluência e relaxação).

VI.3.1.1.3.1 - Perdas por retracção do betão

Como é sabido, depois do betão ganhar presa, o mesmo está sujeito a um processo de evaporação da água usada na sua confecção, pelo que retrai, provocando encurtamento. No caso do pré-esforço aderente, o aço acompanha essa deformação, ficando por isso sujeito a perdas de tensão. No caso do pré-esforço não aderente, como anteriormente se referiu, apesar do aço não acompanhar directamente a deformação do betão, este sofre também um encurtamento devido à aproximação das ancoragens, o que de igual modo se traduz em perdas de tensão.

Todavia, como a deformação devida à retracção é constante ao longo da peça não há, em nenhum dos casos, movimentos relativos entre os dois materiais, pelo que as extensões existentes podem, em ambos, ser calculadas da mesma forma.

De acordo com a regulamentação portuguesa, a extensão devida à retracção, que se verifica entre as idades t_1 e t_0 do betão, é determinada pela expressão [R1]:

$$\varepsilon_{cs}(t_1, t_0) = \varepsilon_{cs0} \cdot [\beta_s(t_1) - \beta(t_0)] \quad (\text{VI.47})$$

em que:

ε_{cs0} - é o valor de referência da extensão, e depende das condições higrotérmicas, do ambiente, da consistência do betão fresco e da espessura fictícia do elemento;

$\beta_s(t_1), \beta(t_0)$ - são valores particulares da função $\beta_s(t)$ que exprime a variação do valor da retracção com a idade do betão, e que depende da espessura fictícia do elemento.

Uma vez conhecido o valor ε_{cs} , pode determinar-se a respectiva perda de tensão na armadura de pré-esforço recorrendo à seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{p,t_1-t_0,s} = \varepsilon_{cs} \cdot E_p \quad (\text{VI.48})$$

Será relevante salientar que o valor da extensão proposto não tem em consideração a presença de armaduras aderentes nas peças de betão pré-esforçado, o que pressupõe uma sobre-avaliação da extensão em causa.

VI.3.1.1.3.2 - Perdas por fluência do betão

A fluência pode definir-se como a deformação que uma peça de betão sofre ao longo do tempo quando está submetida a uma tensão constante. Será pois, um processo de natureza plástica já que o mesmo evidencia um re-arranjo micro-estrutural definitivo do material.

Ao contrário do que acontece com a retracção, este fenómeno pressupõe deformações variáveis ao longo da peça, pelo que se é conduzido a admitir que no caso de cabos de pré-esforço não aderente, o valor das perdas não seja rigorosamente igual ao que se obtém procedendo de uma forma análoga à do ponto anterior. Isso justifica-se pelo facto da diferença de deformações entre os dois materiais provocar uma interacção tangencial entre os mesmos (ver Figura VI.7).

De qualquer modo, conforme anteriormente se admitiu, tendo em conta que o valor relativo dessa variação das perdas é normalmente moderado, poder-se-á sem grande erro, admitir a formulação que advém da referida hipótese simplificativa. Assim, a perda de tensão devido à fluência em cabos de pré-esforço não aderente é determinada considerando o valor médio da correspondente deformação ao nível do centro mecânico das armaduras [C10].

No caso de pré-esforço aderente, admitindo que o betão está submetido a uma tensão constante, este fenómeno provoca que a armadura de pré-esforço que acompanha a deformação do betão, sofra uma perda de tensão que poderá ser quantificada por [R1]:

$$\Delta\sigma_{p,t-t_0,c}(x) = \frac{E_p}{E'_{c,28}} \cdot \Phi_c \cdot \sigma_c(x) \quad (\text{VI.49})$$

em que Φ_c é o coeficiente de fluência, $E'_{c,28}$ é o módulo de elasticidade inicial do betão aos 28 dias (com o seu valor corrigido) e $\sigma_c(x)$ é determinado em função das tensões $\sigma_{c,g}(x)$ e $\sigma_{c,p0}(x)$, que correspondem respectivamente, às tensões ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço na secção x , devidas às acções permanentes e devidas à acção do pré-esforço:

$$\sigma_c(x) = \sigma_{c,g}(x) + \sigma_{c,p0}(x) \quad (\text{VI.50})$$

Em pré-esforço não aderente, essa perda de tensão é constante ao longo da peça, e dada por:

$$\Delta\sigma_{p,t-t_0,c} = \bar{\epsilon}_{cc} \cdot E_p \quad (\text{VI.51})$$

onde $\bar{\epsilon}_{cc}$ é a extensão média do betão devido à fluência e é determinado por:

$$\bar{\epsilon}_{cc} = \frac{\int_{L_c} \frac{\Phi_c \cdot \sigma_c(x)}{E'_{c,28} \cdot \cos(\alpha(x))} dx}{\int_{L_c} \frac{dx}{\cos(\alpha(x))}} \quad (\text{VI.52})$$

VI.3.1.1.3.3 - Perdas por relaxação do aço

A relaxação é “matematicamente” definida por alguns autores como a variação de tensão existente numa peça durante um período de tempo no qual a mesma não sofre qualquer deformação [L1].

Ao contrário do que é habitual na Resistência dos Materiais, esta definição está mais vocacionada para simplificar a quantificação do fenómeno em causa, do que para explicar o significado físico que lhe é implícito. Efectivamente, sugere-se mais coerente com a habitual linguagem desta disciplina, interpretar a relaxação como um fenómeno plástico semelhante à fluência, no qual a existência de tensões permanentes implica a ocorrência de deformações diferidas. Naturalmente, se a relaxação ocorrer em peças integradas em sistemas hiperstáticos,

pode ter como consequência fazer variar a tensão instalada sem que haja qualquer deformação. Mas, se pelo contrário, a relaxação ocorrer em peças integradas em sistemas isostáticos, é evidentemente impossível provocar variações de tensão.

Voltando ao estudo de perdas de tensão, e usando a terminologia convencional, estabelece-se que se não houver variação de comprimento do cabo de pré-esforço, a perda designa-se por relaxação pura. Contudo, ao longo do tempo, o betão diminui de comprimento devido à fluência e à retracção, pelo que a perda real por relaxação é inferior à perda por relaxação pura, designando-se assim, perda por relaxação relativa. As perdas por relaxação pura são medidas em laboratório, enquanto as perdas por relaxação relativa são estimadas por processos aproximados.

Um artifício usualmente empregue para obviar a ausência de dados experimentais consiste em traduzir o efeito da variação de comprimento do cabo de pré-esforço através de uma diminuição da tensão nele instalada. É desta forma que na regulamentação portuguesa se tem em consideração esse efeito, propondo-se para tensão instalada no cabo o seguinte valor [R1]:

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0+g}(x) - 0.3 \cdot \Delta\sigma_{p,s+c+r}(x) \quad (\text{VI.53})$$

onde $\sigma_{p0+g}(x)$ é a tensão na armadura devido ao pré-esforço e às outras acções permanentes. Calculam-se assim as perdas por relaxação pura, mas para uma tensão inferior à tensão inicialmente instalada.

Uma vez calculada a tensão instalada, pode ser determinada a variação de tensão com base num diagrama linear que é definido pela seguinte expressão [R1]:

$$\Delta\sigma_{p,r}(x) = \frac{\sigma_p(x) - 0.5 \cdot f_{puk}}{0.2 \cdot f_{puk}} \cdot \Delta\sigma_{0,7}^* \quad (\text{VI.54})$$

em que $\Delta\sigma_{0,7}^*$ é um valor que depende das características de relaxação do aço(*) e f_{puk} é o valor característico da tensão de rotura do aço de pré-esforço(**).

VI.3.1.1.3.4 - Interação entre perdas diferidas

Como é sabido, as três perdas diferidas anteriormente apresentadas não devem, na realidade, ser consideradas como independentes, uma vez que se influenciam mutuamente. Por um lado, e como já se viu, o facto do betão sofrer fluência e retracção implica deformações, o

(*) O valor de $\Delta\sigma_{0,7}^*$ pode variar de 2.5% a 15% conforme o grau de relaxação do aço [R2, E3, V4].

(**) Salienta-se que existem outros critérios sugeridos para a consideração da evolução das diferentes perdas diferidas, como por exemplo, considerar que a perda por relaxação é apenas 83% do seu valor virtual [T1], ou mesmo 100%, o que significa desprezar essa evolução [C5].

que reduz a perda por relaxação nas armaduras. Por outro lado, essas deformações, dando origem a perdas de tensão nas armaduras de pré-esforço, implicam um menor encurtamento da peça do que o originalmente admitido, uma vez que a tensão efectivamente instalada é menor do que a originalmente admitida.

Torna-se assim conveniente considerar o efeito conjunto destes três fenómenos, o que permite uma avaliação mais realista das perdas de tensão diferidas. Mais uma vez tomando como referência a regulamentação portuguesa, esse efeito pode ser avaliado fazendo uso da seguinte expressão [R1]:

$$\Delta\sigma_{p,s+c+r}(x) = -\frac{\varepsilon_{cs}(t,t_0) \cdot E_p + \alpha \cdot (\sigma_{c,g}(x) + \sigma_{c,p0}(x)) \cdot \Phi_c(t,t_0) - \Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)}{1 - \alpha \cdot \frac{\sigma_{c,p0}(x)}{\sigma_{p0}(x)} \cdot \left(1 + \frac{\Phi_c(t,t_0)}{2}\right)} \quad (\text{VI.55})$$

onde α é a relação entre os módulos de elasticidade do aço de pré-esforço e do betão, $\sigma_{p0}(x)$ é a tensão inicial na armadura de pré-esforço fixo na secção x e $\sigma_{c,p0}(x)$ é a tensão inicial no betão provocada pela acção do mesmo pré-esforço, na mesma secção.

Salienta-se que numa estrutura com pré-esforço orgânico, o valor da tensão inicial no betão em cada secção x deve compreender a contribuição dos dois sistemas de pré-esforço (fixo e orgânico):

$$\sigma_{c,p0}(x) = \sigma_{c,p0}^f(x) + \sigma_{c,p0}^{f0}(x) \quad (\text{VI.56})$$

onde $\sigma_{c,p0}^f(x)$ e $\sigma_{c,p0}^{f0}(x)$ são, respectivamente, as tensões iniciais no betão ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço fixo na secção x , devido à acção deste, e devido à acção da componente fixa do pré-esforço orgânico.

No que diz respeito a interacção de perdas diferidas em cabos não aderentes é conveniente, conforme anteriormente se referiu, ter em conta os aspectos específicos da técnica em questão. Assim sendo, e tendo em conta a dedução conhecida para armaduras aderentes [L1], estabelece-se seguidamente a dedução correspondente para armaduras não aderentes.

Na ausência de solicitações exteriores, a variação das forças instaladas nos três materiais constituintes de uma peça de betão armado pré-esforçado tem que ser nula em qualquer secção x . Pelo que apesar dos fenómenos em análise provocarem redistribuições de tensões nos materiais em questão, ter-se-á em qualquer instante que:

$$\Delta F_c(x) = \Delta F_s(x) + \Delta F_p(x) \quad (\text{VI.57})$$

onde $\Delta F_c(x)$ é a variação da força instalada no betão na secção x e $\Delta F_s(x)$ e $\Delta F_p(x)$ são as variações de forças instaladas na mesma secção nas armaduras passiva e activa, respectivamente. Desprezando o efeito da armadura passiva ter-se há:

$$\Delta F_c(x) = \Delta F_p(x) \quad (\text{VI.58})$$

Por outro lado, desprezando o atrito associado a pequenas deformações, ao nível do centro mecânico do cabo, a variação de extensão na armadura de pré-esforço é igual à variação de extensão média no betão^(*).

$$\Delta \varepsilon_p(x) = \Delta \bar{\varepsilon}_c \quad (\text{VI.59})$$

Ora na armadura de pré-esforço a variação de extensão tem o seguinte valor:

$$\Delta \varepsilon_p(x) = \frac{\Delta \sigma_p(x) - \Delta \sigma_{p,t-t_0,r}(x)}{E_p} \quad (\text{VI.60})$$

uma vez que a relaxação é uma variação de tensão sob extensão constante, é possível deduzir a perda por relaxação à variação total de tensão na armadura do pré-esforço.

No betão a extensão assume o valor correspondente à soma algébrica das seguintes parcelas:

- devido à fluência

$$\varepsilon_{cc}(x) = \varepsilon_{cc}(t, t_0) \quad (\text{VI.61})$$

- devido à retracção

$$\varepsilon_{cs}(x) = \varepsilon_{cs}(t, t_0) \quad (\text{VI.62})$$

- e devido à recuperação de extensão por efeito das perdas de tensão na armadura activa será obtido através do quociente entre a variação de tensão devida a esse efeito e o módulo de elasticidade $\bar{E}(t, t_0)$ ajustado à idade^(**):

(*) O estabelecimento dessa expressão pressupõe que as armaduras activas se encontrem suficientemente próximas para que possam ser assimiladas a uma única armadura.

(**) O valor do módulo equivalente $\bar{E}_c(t, t_0) = E_c(t_0)/(1 + \chi \cdot \Phi_c(t, t_0))$ é usado em cálculos com tensão variável, podendo no caso de processo diferidos ser determinado para o valor $\chi = 0.5$ [G1].

$$\Delta\varepsilon_{ci}(x) = \frac{\Delta\sigma_{c,i}(x)}{\bar{E}_c(t,t_0)} = \frac{\frac{\Delta F_c(x)}{A_c(x)} + \frac{\Delta F_c(x) \cdot e(x) + \bar{M}_{\Delta F_c}(x)}{I(x)} \cdot e(x)}{\frac{E_c(t_0)}{1 + \chi \cdot \Phi_c(t,t_0)}} \quad (\text{VI.63})$$

onde $A_c(x)$, $I(x)$ são respectivamente a área e a inércia da estrutura de betão na secção x , $e(x)$ é a excentricidade do cabo na mesma secção e $\bar{M}_{\Delta F_c}(x)$ é o momento hiperstático nessa secção, devido à acção do pré-esforço fixo. Ou seja,

$$\Delta\varepsilon_c = -\varepsilon_{cc}(t,t_0) - \varepsilon_{cs}(t,t_0) + \frac{\frac{\Delta F_c(x)}{A_c(x)} + \frac{\Delta F_c(x) \cdot e(x) + \bar{M}_{\Delta F_c}(x)}{I(x)} \cdot e(x)}{\frac{E_c(t_0)}{1 + 0.5 \cdot \Phi_c(t,t_0)}} \quad (\text{VI.64})$$

Como em qualquer secção, $\Delta F_p = A_p \cdot \Delta\sigma_p$ (em que A_p é a área da armadura de pré-esforço fixo), tendo em conta a expressão (VI.58), tem-se que:

$$\Delta F_c(x) = A_p \cdot \Delta\sigma_p(x) \quad (\text{VI.65})$$

pelo que o nominador do 3º termo da expressão (VI.103) pode ser rescrito com a seguinte forma:

$$\frac{\Delta F_c(x)}{A_c(x)} + \frac{\Delta F_c(x) \cdot e(x) + \bar{M}_{\Delta F_c}(x)}{I(x)} \cdot e(x) = \frac{A_p \cdot \Delta\sigma_p(x)}{A_c(x)} + \frac{A_p \cdot \Delta\sigma_p(x) \cdot e(x) + \bar{M}_{\Delta F_c}(x)}{I(x)} \cdot e(x) \quad (\text{VI.66})$$

por outro lado, admitindo-se o comportamento elástico, o momento hiperstático é função linear do pré-esforço aplicado,

$$\bar{M}_{\Delta F_c}(x) = \Delta F_c \cdot \bar{M}_u(x) \quad (\text{VI.67})$$

onde $\bar{M}_u(x)$ é o momento hiperstático unitário para o traçado em causa. Tem-se então que o mesmo termo pode assumir a forma:

$$\frac{A_p \cdot \Delta\sigma_p(x)}{A_c(x)} + \frac{A_p \cdot \Delta\sigma_p(x) \cdot e(x) + A_p \cdot \Delta\sigma_p(x) \cdot \bar{M}_u(x)}{I(x)} \cdot e(x)$$

ou ainda,

$$\Delta\sigma_p(x) \cdot \left(\frac{A_p}{A_c(x)} + \frac{A_p \cdot e(x) + A_p \cdot \bar{M}_u(x)}{I(x)} \cdot e(x) \right)$$

Verifica-se por outro lado, que a tensão inicial instalada no betão é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{c,po}(x) = \frac{P_0(x)}{A_c(x)} + \frac{P_0(x) \cdot e(x) + P_0(x) \cdot \bar{M}_u(x)}{I(x)} \cdot e(x) \quad (\text{VI.68})$$

sendo no mesmo instante a tensão na armadura activa dada por,

$$\sigma_{po}(x) = \frac{P_0(x)}{A_p} \quad (\text{VI.69})$$

pelo que, a relação entre as referidas tensões iniciais é:

$$\frac{\sigma_{c,po}(x)}{\sigma_{po}(x)} = \frac{A_p}{A_c(x)} + \frac{A_p \cdot e(x) + A_p \cdot \bar{M}_u(x)}{I(x)} \cdot e(x) \quad (\text{VI.70})$$

o que não é mais do que o segundo factor do 3º termo anteriormente analisado. Assim, substituindo o termo em causa na expressão (VI.64) ter-se-á:

$$\Delta\varepsilon_c = -\varepsilon_{cc}(t, t_0) - \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \frac{\frac{\Delta\sigma_{c,po}(x)}{\sigma_{po}(x)} \cdot \Delta\sigma_p(x)}{E_c(t_0)}}{1 + 0.5 \cdot \Phi_c(t, t_0)} \quad (\text{VI.71})$$

substituindo (VI.60) e (VI.64) em (VI.59) ter-se-á:

$$\frac{\Delta\sigma_p(x) - \Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)}{E_p} = -\varepsilon_{cc}(t, t_0) - \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \frac{\frac{\Delta\sigma_{c,po}(x)}{\sigma_{po}(x)} \cdot \Delta\sigma_p(x)}{E_c(t_0)}}{1 + 0.5 \cdot \Phi_c(t, t_0)} \quad (\text{VI.72})$$

que é equivalente a

$$\Delta\sigma_p(x) = -\varepsilon_{cc}(t, t_0) \cdot E_p - \varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + \frac{\frac{\Delta\sigma_{c,p0}(x)}{\sigma_{p0}(x)} \cdot \Delta\sigma_p(x)}{E_c(t_0)}}{1 + 0.5 \cdot \Phi_c(t, t_0)} \cdot E_p + \Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x) \quad (\text{VI.73})$$

ou, finalmente,

$$\Delta\sigma_{p,s+c+r}(x) = -\frac{\varepsilon_{cc}(t, t_0) \cdot E_p + \varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \Delta\sigma_{p,t-t_0,r}(x)}{1 - \alpha \cdot \frac{\sigma_{c,p0}}{\sigma_{p0}} \cdot \left(1 + \frac{\Phi_c(t, t_0)}{2}\right)} \quad (\text{VI.74})$$

que, de uma forma aproximada quantifica a perda diferida total efectiva tendo em conta com a interacção entre os fenómenos diferidos considerados, em armaduras de pré-esforço não aderente. Esta expressão é de resto muito semelhante à que é proposta na regulamentação portuguesa para armaduras aderentes (VI.55).

Salienta-se finalmente que, tal como se indicou para o cálculo isolado das perdas por fluência, as tensões iniciais actuantes no betão devem ser consideradas incluindo a acção da componente fixa do pré-esforço orgânico de acordo com a expressão (VI.56).

VI.3.1.2 - Perdas de pré-esforço nos cabos de pré-esforço orgânico

De acordo com o que foi inicialmente exposto, a avaliação das perdas de tensão nos cabos de pré-esforço orgânico é, para ambas as componentes (fixa e orgânica), um processo semelhante ao que se descreveu no ponto anterior deste sub-capítulo. Distingue-se desse, no entanto, por duas causas fundamentais: os macacos hidráulicos ficam instalados na estrutura, e uma parte do pré-esforço só é aplicada em limitados períodos de tempo.

A primeira causa, permite que sejam eliminadas todas as perdas instantâneas independentes do atrito. Note-se que, as perdas por entrada das cunhas são inexistentes desde que o tensionamento inicial assegure a penetração total das mesmas (o que se verifica necessariamente desde que a componente fixa seja superior as tensões mínimas indicadas pelas patentes). Por outro lado, as perdas diferidas (apenas existentes na componente fixa) também podem ser parcialmente compensadas em operações que poderão estar relacionadas com as operações de manutenção de rotina. Naturalmente, neste último caso, não é razoável prever a compensação total, uma vez que por motivos logísticos é previsível o interesse em espaçar a cadência das referidas operações^(*).

Assim sendo, em termos práticos, apenas se torna necessário quantificar as perdas por atrito, as perdas elásticas por acção indirecta de outros sistemas orgânicos (perdas

(*) Em sistemas orgânicos dotados de controladores é possível obviar totalmente as perdas diferidas, uma vez que o acerto da posição do anel de bloqueio pode ser realizado automaticamente.

transitórias), e as perdas diferidas existentes entre duas operações consecutivas de afinação da posição do anel de bloqueio.

A segunda causa mencionada no primeiro parágrafo deste ponto implica que a componente variável do pré-esforço orgânico não envolva qualquer tipo de perdas diferidas, uma vez que os períodos de actuação são, como já se referiu, de duração desprezável quando comparada com os períodos de tempo nos quais ocorrem os fenómenos diferidos.

No quadro seguinte apresentam-se as perdas de pré-esforço existentes nos cabos orgânicos:

	Componente fixa	Componente variável
Instantâneas	<i>Perdas por atrito</i>	<i>Perdas por atrito</i>
Transitórias	<i>Perdas elásticas</i>	-
Diferidas	<i>Perdas devidas à retracção</i>	-
	<i>Perdas devidas à fluência</i>	-
	<i>Perdas devidas à relaxação das armaduras</i>	-

Quadro VI.16 - Perdas de pré-esforço nos cabos orgânicos

VI.3.1.2.1 - Perdas de tensão na componente fixa dos cabos de pré-esforço orgânico

A determinação das perdas de tensão da componente fixa dos cabos de pré-esforço orgânico é feita de uma forma análoga à determinação das perdas de tensão nos cabos fixos, bastando para isso substituir os valores das tensões de esticamento de uma forma criteriosa, e tendo em conta que, neste caso, os cabos são não aderentes.

VI.3.1.2.1.1 - Perdas instantâneas

De acordo com o exposto no quadro anterior, estas perdas resumem-se às perdas por atrito ao longo do cabo, e podem ser determinadas de acordo com as expressões (VI.27) ou (VI.29), substituindo nestas o valor da tensão de esticamento do pré-esforço fixo, pelo valor de esticamento da componente fixa do pré-esforço orgânico:

$$\Delta P_a^{fo}(x) = (1 - e^{-\mu(\beta+k \cdot x)}) \cdot P_0^{fo} \tag{VI.75}$$

e

$$\Delta P_a^{fo}(x_i) = (1 - e^{-\mu \cdot \beta}) \cdot P_0^{fo} \tag{VI.76}$$

conforme se trate de pré-esforço interior ou pré-esforço exterior.

Naturalmente, é necessário ter em conta os parâmetros (μ e k ou $\bar{\mu}$) são referentes a pré-esforço não aderente.

VI.3.1.2.1.2 - Perdas transitórias

As perdas elásticas devido à acção interactiva (de outros sistemas orgânicos) é normalmente muito pouco significativa, uma vez que de acordo com a metodologia proposta cada cabo orgânico apenas tem uma sobreposição parcial com os cabos adjacentes. Para além disso, sabendo-se que o valor relativo das perdas elásticas em sistemas de pré-esforço convencional é um valor normalmente reduzido, é razoável prever que, correspondendo as acções dos sistemas orgânicos a fracções do pré-esforço total aplicado, as perdas resultantes sejam, efectivamente, pouco significativas.

Em todo o caso, as extensões ε_{pv} existentes nos cabos de pré-esforço orgânico são iguais à extensão média $\bar{\varepsilon}_c$ no betão (ao nível do centro mecânico dos referidos cabos) resultante das deformações no troço \bar{L}_{cj} que é comum ao cabo em análise e a cada cabo j em actividade:

$$\varepsilon_{pv} = \bar{\varepsilon}_c = \frac{\sum_{j=1}^{nso} nc_j^k \cdot \int_{L_{cj}} \frac{\bar{\sigma}_c^{spoj}(x)}{E_c \cdot \cos(\alpha(x))} \cdot dx}{\int_{L_c} \frac{dx}{\cos(\alpha(x))}} \quad (VI.77)$$

pelo que a perda em análise é dada pela seguinte expressão:

$$\Delta P_i^{fo}(x, Q) = \varepsilon_{pv} \cdot E_p \cdot A_p \quad (VI.78)$$

Normalmente esta perda assume valores reduzidos.

VI.3.1.2.1.3 - Perdas diferidas

As perdas diferidas na componente fixa dos cabos orgânicos são determinadas da mesma forma que as perdas homólogas em cabos fixos não aderentes, ou seja fazendo uso da expressão (VI.74).

Salienta-se, no entanto, que os intervalos de tempo (t_i, t_{i+1}) a considerar para a quantificação dos fenómenos diferidos poderão ser muito menores, já que, como os macacos hidráulicos estão permanentemente instalados, é possível eliminar as perdas com a frequência que se pretenda.

Uma vez determinada a perda de tensão fazendo uso da referida expressão, torna-se directa a quantificação da perda de pré-esforço correspondente:

$$\Delta P_d^{fo}(x,t) = \Delta \sigma_{p,s+c+r}(x,t) \cdot A_p \quad (VI.79)$$

Note-se, que as tensões consideradas na expressão (VI.74) devem ser obtidas considerando a acção simultânea do sistema de pré-esforço fixo e da componente fixa do sistema de pré-esforço orgânico, de acordo com a expressão (VI.56).

VI.3.1.2.2 - Perdas de pré-esforço na componente variável dos cabos de pré-esforço orgânico

A componente variável do pré-esforço orgânico está isenta de grande parte das perdas de tensão a que estão sujeitos os sistemas convencionais de pré-esforço, o que constitui aliás, e conforme se irá verificar, um dos aspectos potenciadores do pré-esforço orgânico. Para além disso, as únicas perdas que não podem ser, conceptualmente compensadas – as perdas por atrito - assumem valores moderados, já que, o pré-esforço orgânico é não aderente.

VI.3.1.2.2.1 - Perdas instantâneas

As perdas instantâneas na componente variável do pré-esforço orgânico, resumem-se às perdas por atrito. As perdas por atrito nas contracções dos sistemas orgânicos, ou seja, as perdas por atrito da componente variável do pré-esforço orgânico são, em termos tensionais, idênticas às perdas homólogas nas componentes fixas que lhes estão associadas. Assim, conforme se trate de pré-esforço interior, ou pré-esforço exterior, a respectiva quantificação pode ser efectuada por:

$$\Delta P_i^{spo}(x,Q) = nc_k \cdot (1 - e^{-\mu(\beta+k \cdot x)}) \cdot \Delta \bar{P}_o^{spo} \quad (VI.80)$$

ou

$$\Delta P_i^{spo}(x,Q) = nc_k \cdot (1 - e^{-\bar{\mu} \cdot \beta}) \cdot \Delta \bar{P}_o^{spo} \quad (VI.81)$$

VI.3.1.3 – Organigrama do cálculo de perdas de pré-esforço em estruturas com pré-esforço orgânico

È seguidamente apresentado um organigrama no qual se ordena os procedimentos necessários ao cálculo das perdas de pré-esforço numa estrutura com pré-esforço orgânico e pré-esforço fixo, sendo nele discriminadas as expressões de cálculo indicadas para as diversas perdas de pré-esforço.

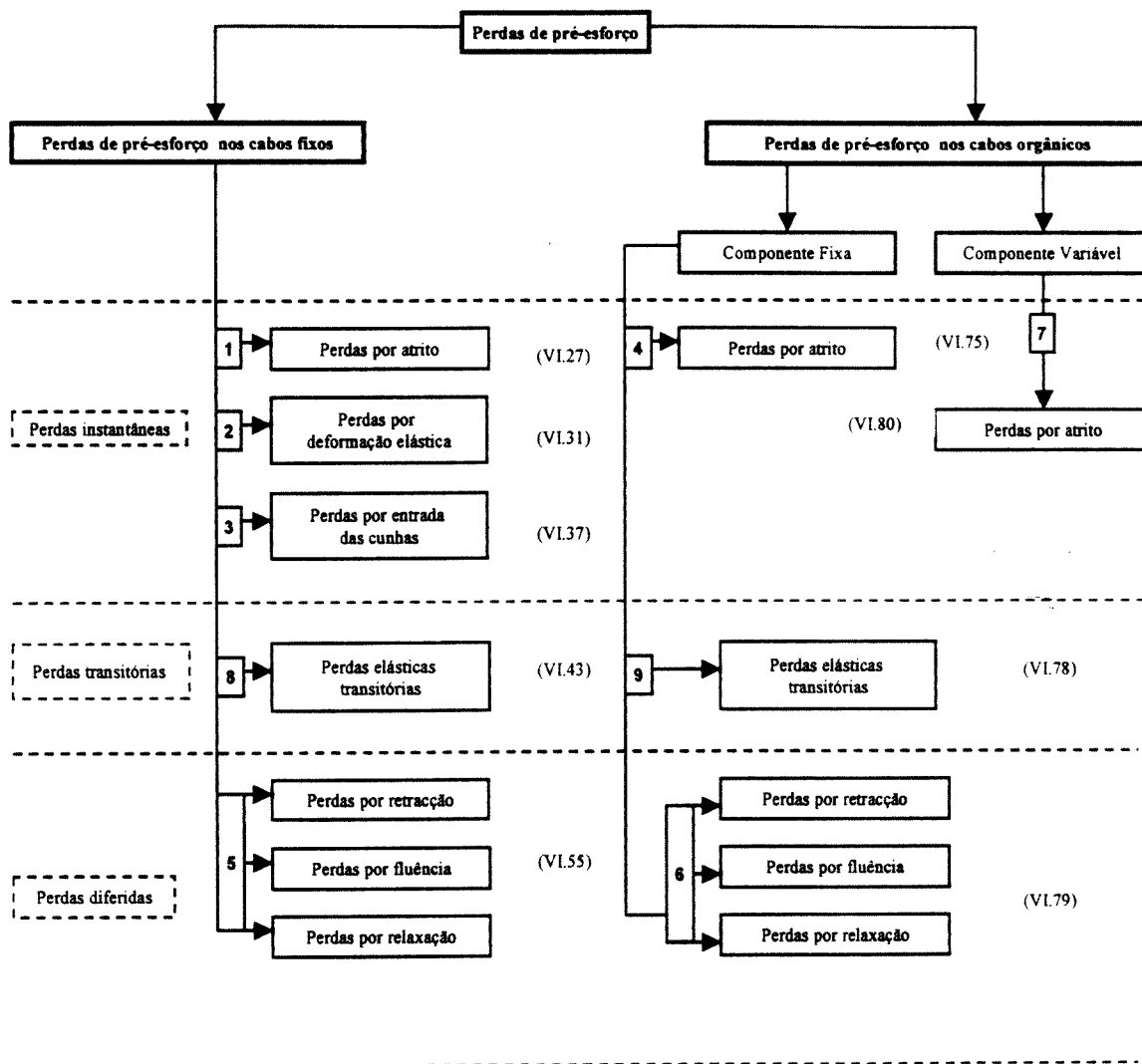


Figura VI.10 – Organograma do cálculo de perdas de pré-esforço em estruturas com cabos fixos e cabos orgânicos(*)

VI.3.2 – Determinação dos esforços provocados pela acção do pré-esforço

A escolha do método mais adequado para determinação dos esforços provocados pela acção do pré-esforço depende de vários factores de natureza objectiva e, em última análise, depende também de outros de carácter subjectivo, nomeadamente da sensibilidade do projectista. Independentemente dos factores de ordem subjectiva, será sempre vantajoso procurar reduzir o esforço de cálculo inerente a esse processo.

Conforme já se referiu anteriormente, na análise de estruturas dotadas de pré-esforço orgânico existe um substancial acréscimo no volume de cálculo, o que, no que respeita à determinação dos esforços produzidos pelo pré-esforço, resulta da consideração de dois

(*) As expressões indicadas no diagrama referem-se à solução típica com pré-esforço fixo interior e aderente, e pré-esforço orgânico interior e não aderente. Para proceder ao cálculo de outras soluções basta fazer uso das expressões correspondentes apresentadas ao longo do texto.

sistemas de pré-esforço (fixo e orgânico), da necessidade de quantificar as variáveis afectas ao sistema mecânico, da necessidade da definição das variáveis de controlo e, por fim, da consideração de carregamentos evolutivos. Paralelamente e também, consequentemente, o dimensionamento deste tipo de estruturas exige à partida um maior número de tentativas no processo de dimensionamento.

Por isso, em pré-esforço orgânico é particularmente importante adoptar um método de determinação dos esforços provocados pelo pré-esforço que permita uma abordagem simples a qualquer tipo de estruturas (de inércia constante ou variável) com qualquer tipo de traçados.

Ora, verifica-se que alguns dos métodos mais usualmente utilizados implicam o re-cálculo da estrutura sempre que seja alterado o traçado de um dos cabos. São os casos do Método das cargas equivalentes e do Método de Cross composto proposto por Leonhard [L1, L2]. Esta limitação destes métodos torna-se mais relevante conforme aumenta o número de tentativas necessárias no processo de dimensionamento.

Verifica-se que os esforços resultantes da acção do pré-esforço, nomeadamente os momentos isostáticos e os momentos hiperstáticos, podem ser determinados única e exclusivamente à custa da excentricidade dos cabos, das forças aplicadas e de informação que caracterize a estrutura em causa, pelo que se esta informação for devidamente identificada e tratada, torna-se dispensável proceder ao re-cálculo das estruturas se as mesmas não forem alteradas.

O método dos coeficientes de influência, é um método particularmente simples, que fazendo uso desse tipo de informação, permite otimizar o processo de cálculo de uma estrutura pré-esforçada qualquer. Em termos processuais, isso pode ser compreendido no esquema que a seguir se apresenta:

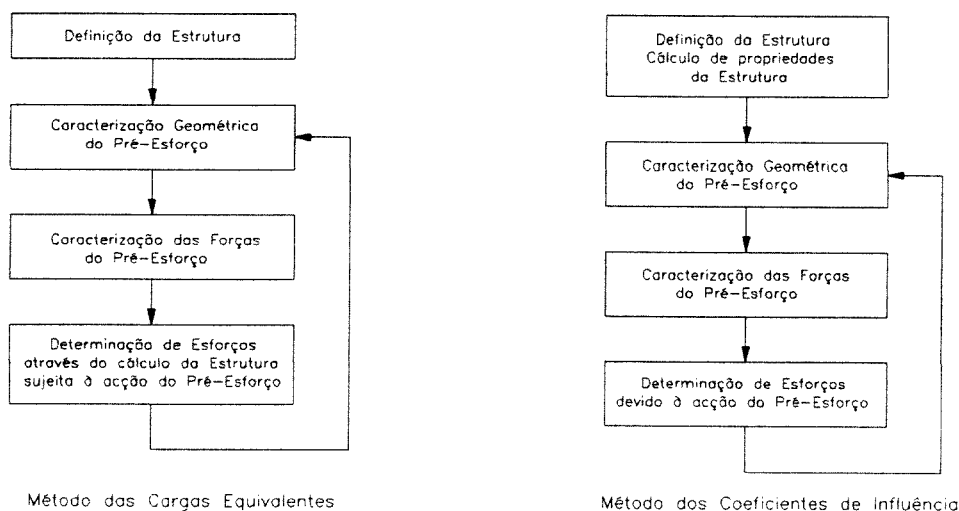


Figura VI.11 – Procedimentos típicos de determinação de esforços devido à acção do pré-esforço

Como é sabido, o diagrama de momentos totais provocados pelo pré-esforço numa estrutura pode ser decomposto em dois diagramas. O primeiro, diagrama de momentos isostáticos, é apenas dependente das forças aplicadas e do traçado, enquanto o segundo,

diagrama de momentos hiperstáticos, para além desse factores, depende das condições fronteira e da distribuição de rigidez da estrutura.

$$M_p(x) = P(x) \cdot e(x) + \bar{M}_p(x) \quad (\text{VI.82})$$

Então, uma vez definido um traçado $e(x)$ e calculadas as forças efectivas instaladas $P(x)$ (tendo em conta as perdas definidas nos pontos anteriores), a determinação dos momentos totais actuantes passa exclusivamente pelo cálculo do diagrama de momentos hiperstáticos $\bar{M}_p(x)$.

VI.3.1.4.1 – Método dos coeficientes de influência

O método dos coeficientes de influência permite determinar a componente hiperstática dos momentos flectores provocados pela acção do pré-esforço numa estrutura [G2]. Trata-se, no fundo, de um método que identifica e organiza a informação (intrínseca à estrutura) que caracteriza o seu comportamento quando sujeita a acções genéricas de pré-esforço^(*). Como a própria designação o exprime, essa informação é condensada nos designados coeficientes de influência.

Define-se coeficiente de influência $\eta\bar{M}_{p,i}(x)$ como sendo o momento flector hiperstático existente na secção i , devido à acção de uma força de pré-esforço unitária ($P = 1$) com uma excentricidade unitária ($e = 1$) ao longo de um elemento de comprimento unitário ($l = 1$) que está localizado na abcissa x . Pelo que, o momento hiperstático $\bar{M}_{p,i}(x)$ existente em i devido à acção de uma força de pré-esforço P que actua com uma excentricidade e num elemento de comprimento dx na secção x é obviamente dado por:

$$\bar{M}_{p,i}(x) = P \cdot e \cdot \eta\bar{M}_{p,i}(x) \cdot dx \quad (\text{VI.83})$$

E, conseqüentemente, o momento hiperstático total $\bar{M}_{p,i}$, existente em i devido à acção de um cabo de pré-esforço caracterizado por uma força $P(x)$ e pelo traçado $e(x)$, pode ser determinado integrando a expressão anterior ao longo do comprimento total L da estrutura em análise:

$$\bar{M}_{p,i} = \int_0^L P(x) \cdot e(x) \cdot \eta\bar{M}_{p,i}(x) \cdot dx \quad (\text{VI.84})$$

(*) O método dos coeficientes de influência também pode ser utilizado para calcular estruturas sujeitas a outro tipo de acções [G4].

A expressão (VI.84) torna claro que os coeficientes de influência são independentes do perfil do cabo e da força de pré-esforço, dependendo apenas da geometria e das características da estrutura.

Note-se que, em termos processuais, para determinar o diagrama de momentos totais gerado pela acção de um cabo de pré-esforço, basta determinar os valores dos momentos hiperstáticos nos apoios com continuidade da estrutura. Isso justifica-se, já que, esses valores determinam o diagrama (multi-linear) de momentos hiperstáticos que somado ao diagrama de momentos isostáticos (dado por $P(x) \cdot e(x)$) conduz ao diagrama final pretendido.

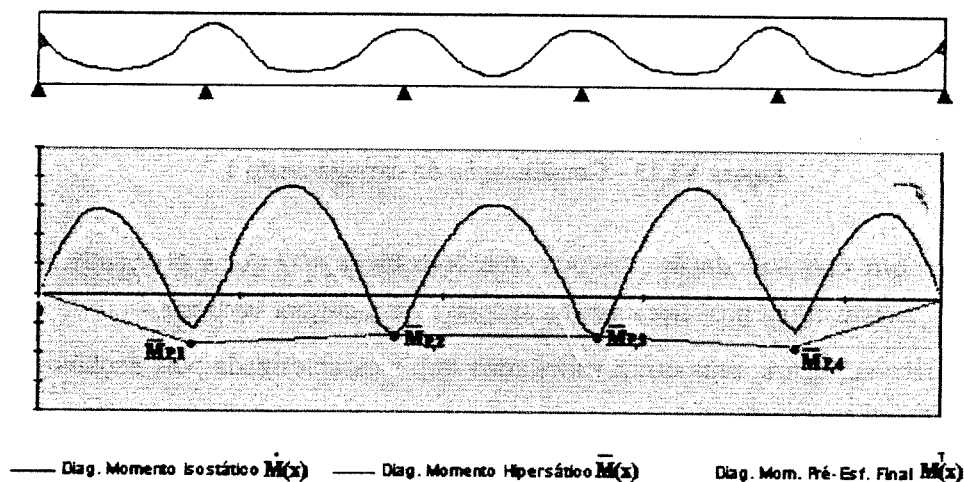


Figura VI.12 - Pontos fundamentais para cálculo do diagrama de momentos hiperstáticos

Para além do que já foi referido, a aplicação deste método a estruturas de inércia variável é feita de uma forma muito simplificada, ao contrário do que acontece com outros métodos, nomeadamente com o método das cargas equivalentes. Com efeito, uma vez que a consideração desse aspecto é feita na determinação dos coeficientes de influência, a existência de variações de inércia não implica qualquer sobrecusto processual na determinação dos esforços.

VI.3.1.4.1.1 – Determinação dos coeficientes de influência

A determinação dos coeficientes de influência $\eta \bar{M}_{p,i}(x)$ pode ser feita tendo em consideração o conceito de linhas de influência de momentos flectores devido a cargas verticais.

Considere-se uma estrutura sujeita à acção de duas solicitações independentes. No primeiro, a estrutura está sujeita a um par de momentos que provoca uma rotação unitária na secção i :

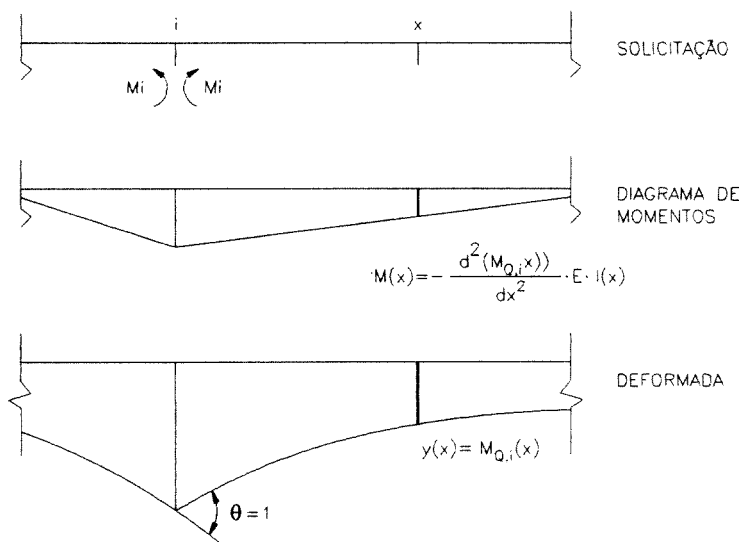


Figura VI.13 - Consideração do carregamento 1

Note-se que essa solicitação provoca uma deformada $y(x)$ que é precisamente a linha de influência $M_{Q,i}(x)$ de momentos flectores na secção i para cargas verticais.

Considere-se, agora, uma outra solicitação que é caracterizada pela acção de um par de momentos unitários na secção x :

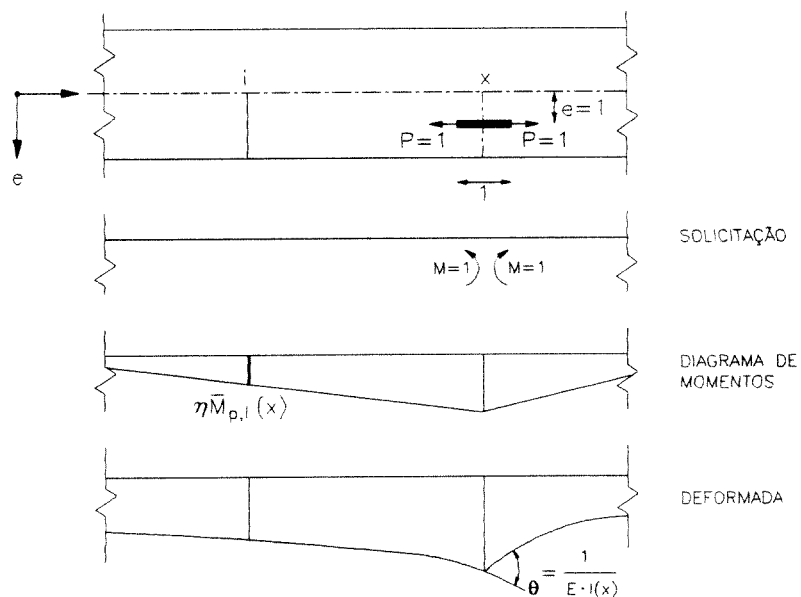


Figura VI.14 - Consideração do carregamento 2

Note-se que esta segunda solicitação é equivalente à acção de um cabo de pré-esforço localizado em x , com intensidade, comprimento e excentricidade unitários.

Ora, fazendo uso Teorema de Betti pode estabelecer-se a seguinte equação:

$$\left(-\frac{d^2(M_{Q,i}(x))}{dx^2} \cdot E \cdot I(x) \right) \times \left(\frac{1}{E \cdot I(x)} \right) = (\eta \bar{M}_{p,i}(x)) \times (1) \quad (VI.85)$$

que é, obviamente, equivalente a

$$\eta \bar{M}_{p,i}(x) = -\frac{d^2(M_{Q,i}(x))}{dx^2} \quad (VI.86)$$

ou seja, o coeficiente de influência de uma secção x numa secção i em análise, é igual ao valor na secção x da segunda derivada da linha de influência de momentos flectores na secção i devido a cargas verticais.

Como a segunda derivada da linha de influência em causa está directamente relacionada com o respectivo diagrama de momentos através do factor $E \cdot I(x)$ (ver figura VI.13) a determinação dos coeficientes de influência pode ser feita com base desse mesmo diagrama, o qual é facilmente obtido através de informação necessariamente resultante do cálculo estático da estrutura.

Por exemplo, suponha-se conhecida a rigidez à rotação à esquerda e à direita (K_e^A e K_d^A) numa determinada secção A , e admita-se que é igualmente conhecido o diagrama de momentos $M^A(x)$ devido à aplicação na mesma secção de um momento unitário. Nesse caso, pode facilmente obter-se o diagrama pretendido relativo a essa secção, através de duas homotetias simples.

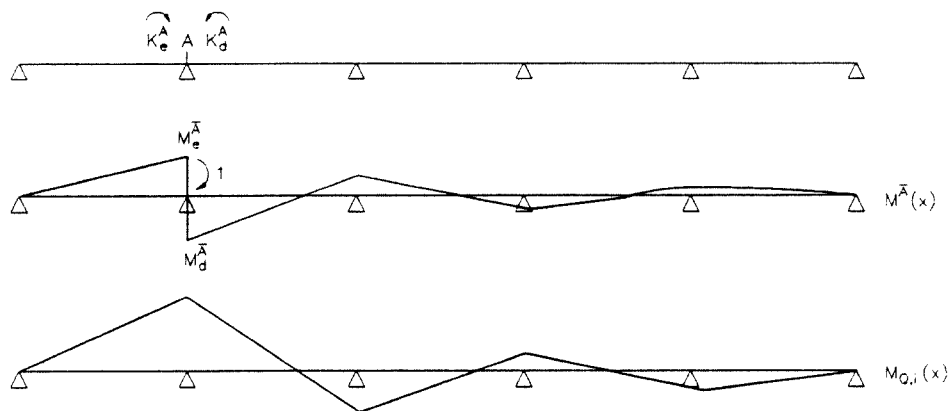


Figura VI.15 - Obtenção da segunda derivada da linha de influência

$$\begin{cases} x \leq x_A \Rightarrow M_{Q,i}(x) = \frac{M^A(x)}{M_e^A} \cdot \frac{K_e^A \cdot K_d^A}{K_e^A + K_d^A} \\ x > x_A \Rightarrow M_{Q,i}(x) = \frac{M^A(x)}{M_d^A} \cdot \frac{K_e^A \cdot K_d^A}{K_e^A + K_d^A} \end{cases} \quad (VI.87)$$

Naturalmente, mantendo o pressuposto de que o cálculo da estrutura é feito anteriormente à determinação dos coeficientes de influência, existem várias outras formas, eventualmente tão simples como a proposta, que permitem através de operações básicas da Teoria das Estruturas, determinar o diagrama pretendido.

VI.4 – ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO

Apesar da metodologia presentemente proposta ser vocacionada para o controlo estático de estruturas, não pode deixar de ser compreendido o comportamento dinâmico das mesmas quando sujeitas à acção conjugada de solicitações exteriores e das consequentes acções de controlo. Aliás, conforme se irá seguidamente verificar, isso pode tornar-se preponderante em determinadas situações.

Por um lado, é conveniente delimitar as situações em que uma abordagem de carácter estático traduz de uma forma aceitável o comportamento real (dinâmico) das estruturas. Por outro lado, é fundamental fixarem-se critérios que garantam que, em nenhum caso, os sistemas de controlo podem promover a existência de fenómenos dinâmicos indesejáveis, como seja o caso da ressonância, ou a existência de fenómenos em que os próprios sistemas de controlo incorrem em processos igualmente nefastos, como os que se referiram no capítulo 4. A abordagem que a seguir se apresenta é mais uma vez centrada no caso específico das pontes rodoviárias, sendo facilmente generalizável a sua aplicação a outro tipo de estruturas.

Como é sabido, segundo a generalidade dos regulamentos, o cálculo de pontes rodoviárias de betão armado pré-esforçado, pode ser feito recorrendo exclusivamente à análise estática, sendo os efeitos dinâmicos intrinsecamente considerados nas acções estáticas propostas (como é o caso do regulamento português [R1]). Noutros regulamentos esses efeitos são considerados através de coeficientes de amplificação dinâmica (que a partir de agora se designam por CAD) que majoram as grandezas igualmente obtidas através do cálculo estático [A3, O1, S2 ...].

Apesar desta última metodologia reflectir a importância da variação das frequências fundamentais das estruturas (já que a quantificação de tais coeficientes é função desse parâmetro [C6, O1, P6 ...]), na avaliação do CAD proposta pelos diversos códigos, não são explicitamente considerados inúmeros factores cuja importância pode, em certos casos, ser considerável:

- a frequência das solicitações
- a rugosidade dos pisos
- as características dos solos de fundação
- a qualidade das juntas de dilatação
- as características de amortecimento das pontes
- etc.

Apesar de no actual estado de conhecimento esta matéria ainda estar longe ser dominada [C3, P5], esta dificuldade é ultrapassada no dimensionamento de pontes rodoviárias, já que são propostos valores que, de uma forma geral, cobrem os valores das diversas influências. Para além disso, verifica-se que a importância das amplificações dinâmicas decresce com a intensidade dos carregamentos. Este último aspecto assume-se decisivo, pois, como é evidente, os processos de dimensionamento são condicionados pelos carregamentos de maior intensidade.

As pontes rodoviárias dotadas de pré-esforço orgânico são basicamente semelhantes às homólogas pontes com pré-esforço convencional. Então, numa primeira análise, é previsível que as respectivas amplificações dinâmicas não se afastem muito das que são características destas últimas. No entanto, é conveniente ter em consideração determinados aspectos que podem, porventura, alterar esse pressuposto. Torna-se assim necessário:

- avaliar a resposta dinâmica perante activações isoladas dos sistemas orgânicos
- avaliar a resposta dinâmica perante os vários tipos de acções globais com controlo
- verificar se a evolução de actividade prevista na análise estática evolutiva é realista
- analisar a influência do efeito dinâmico nos fenómenos indesejáveis na acção de controlo (interactividade e hiperactividade)

Se, numa aplicação prática, se verificar que estes aspectos não afastam o comportamento dinâmico de pontes rodoviárias com pré-esforço orgânico, do comportamento de pontes do mesmo tipo com pré-esforço convencional, é então justificável considerar o efeito dinâmico na sua análise da mesma forma que é habitualmente considerado. No caso da regulamentação portuguesa, conforme anteriormente se referiu, tal resume-se a proceder a uma análise estática com base em acções que “são suficientes para terem em conta eventuais efeitos dinâmicos” [R1] (*).

Os aspectos anteriormente referidos e cuja consideração é necessária, podem ser avaliados com base em métodos expeditos que recorrem às características fundamentais das estruturas, ou quando muito, com base em análises dinâmicas simplificadas dos principais modos de vibração. Tais metodologias serão a seguir apresentadas.

(*) Salienta-se que não havendo razões para se crer que os remanescentes factores que afectam a amplificação dinâmica (rugosidade dos pisos, qualidade das juntas, etc.) serão diferentes em pontes rodoviárias com pré-esforço orgânico e em pontes rodoviárias com pré-esforço convencional, admite-se que as componentes de amplificação dinâmica que lhes são afectas serão presumivelmente as mesmas em ambos os casos.

Se, no que diz respeito a essa matéria, forem previstos efeitos dinâmicos muito importantes, o recurso exclusivo a esses processos expeditos deixa de ser aceitável, pelo que se torna necessário recorrer a métodos de análise dinâmica mais completos. Tais casos não são, porém, presentemente tratados, já que a estratégia proposta não é vocacionada para o controlo dinâmico.

Seguidamente, é feita uma abordagem do comportamento dinâmico de vigas simplesmente apoiadas com pré-esforço orgânico perante a acção dos vários tipos de solicitações consideradas, sendo em cada caso propostos critérios que aferem a validade da análise estática. Posteriormente, é generalizada a mesma abordagem para vigas contínuas com pré-esforço orgânico. Finalmente, são relacionados os efeitos dinâmicos com os fenómenos indesejáveis nas acções de controlo, sendo convenientemente adaptados os critérios propostos no capítulo 4 para evitar a sua ocorrência.

VI.4.1 – Comportamento dinâmico de vigas simplesmente apoiadas

O comportamento dinâmico de uma viga simplesmente apoiada pode ser analisado com suficiente rigor recorrendo a um modelo com um grau de liberdade no qual as suas propriedades características (massa - m , amortecimento - c e rigidez k) são determinadas a partir das homólogas propriedades ao longo da viga por unidade de comprimento ($m(x)$, $c(x)$ e $EI(x)$) e com o recurso a adequadas funções de forma $\psi(x)^{(*)}$ [C8]. Ou seja,

$$m = \int_0^L m(x) \cdot [\psi(x)]^2 \cdot dx \quad (\text{VI.88})$$

$$c = \int_0^L c(x) \cdot [\psi(x)]^2 \cdot dx \quad (\text{VI.89})$$

e desprezando a contribuição dos esforços axiais,

$$k = \int_0^L EI(x) \cdot [\psi''(x)]^2 \cdot dx \quad (\text{VI.90})$$

Sendo conhecida uma qualquer solicitação composta por cargas distribuídas $p(x,t)$ e por cargas concentradas $p_i(t)$, pode, de igual modo, e com recurso às mesmas funções de forma, determinar-se a acção equivalente reportada ao grau de liberdade em causa.

(*) No caso de vigas de inércia constante é frequente recorrerem-se a funções de forma do tipo $\psi(x) = \text{sen}(\pi x / L)$.

$$p(t) = \int_0^L p(x, t) \cdot \psi(x) \cdot dx + \sum p_i(t) \cdot \psi_i \quad (\text{VI.91})$$

em que $\psi_i = \psi(x_i)$.

Então o comportamento da viga em questão, quando sujeita a uma acção previamente conhecida, pode ser caracterizado através da equação de movimento que recorre aos parâmetros anteriormente definidos:

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = p(t) \quad (\text{VI.92})$$

onde $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ e $u(t)$ são a aceleração, a velocidade e o deslocamento do ponto representativo do sistema dinâmico ao longo do tempo, e que neste caso é precisamente o centro de gravidade da secção de controlo da estrutura em causa.

Sendo a função $p(t)$ conhecida, pode resolver-se a equação diferencial recorrendo ao integral de Duhamel que, como se sabe, é dado pela seguinte expressão:

$$u(t) = \frac{1}{m \cdot \omega_a} \cdot \int_0^t p(\tau) \cdot \text{sen}[\omega_a(t - \tau)] \cdot e^{-\xi \cdot \omega(t - \tau)} \cdot d\tau \quad (\text{VI.93})$$

onde a frequência angular do sistema dinâmico com um amortecimento caracterizado pelo coeficiente ξ é:

$$\omega_a = 2 \cdot \pi \cdot f \cdot \sqrt{1 - \xi^2} = \omega \cdot \sqrt{1 - \xi^2} \quad \ll \quad (\text{VI.94})$$

sendo ω a frequência angular sem amortecimento e f a frequência própria da estrutura [D1].

O comportamento dinâmico de uma viga simplesmente apoiada dotada de um sistema de pré-esforço orgânico sujeita a uma qualquer acção exterior $q(t)$ poderá ser caracterizado (de uma forma semelhante a qualquer viga simplesmente apoiada) pela equação de movimento (VI.92), bastando para isso que a acção global $p(t)$ inclua não só a acção exterior, mas também a acção de controlo $spo(t)$.

$$p(t) = q(t) + spo(t) \quad (\text{VI.95})$$

Naturalmente as acções $q(t)$ e $spo(t)$ devem ser determinadas tendo em conta as funções de forma previamente consideradas, ou seja, de acordo com a expressão (VI.91)(*). Note-se que, em sistemas orgânicos realizados com bombas de elevada pressão, a lei de

(*) A acção do sistema orgânico pode ser determinada por exemplo pelo método das cargas equivalentes.

variação da força de pré-esforço (ver pontos V.2.1.1 e V.2.2.1) aproxima-se de uma lei de variação linear, pelo que a sua expressão analítica assume uma expressão muito simples.

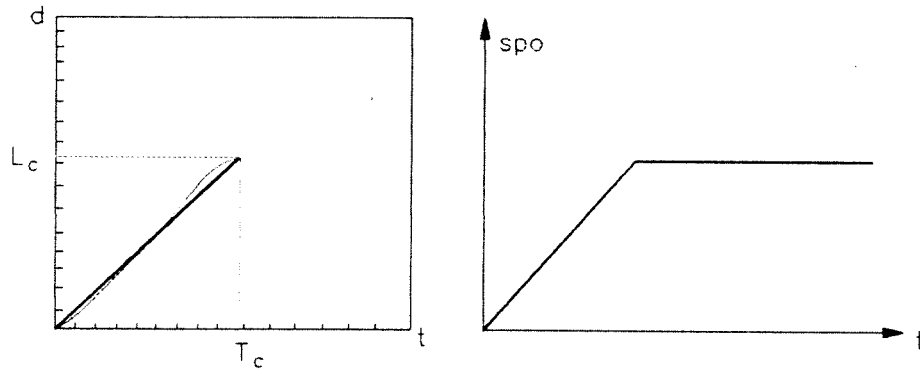


Figura VI.16 – Aproximação da lei de variação da força de controlo a uma lei de variação bi-linear(*)

Aplicando esta metodologia aproximada torna-se possível, de uma forma expedita e suficientemente rigorosa, compreender e analisar o comportamento dinâmico de vigas simplesmente apoiadas dotadas de sistemas de pré-esforço orgânico.

VI.4.1.1 – Resposta dinâmica perante solicitações constituídas exclusivamente por acções de controlo

Considere-se, numa primeira fase, uma viga simplesmente apoiada sujeita à acção isolada de uma contracção do sistema orgânico que a integra. Este cenário, que corresponde a uma situação limite (a existência de uma perturbação quando a tensão de controlo se encontra na vizinhança da margem de compressão) está associado a uma resposta dinâmica com a configuração típica de uma resposta a um impulso de curta duração.

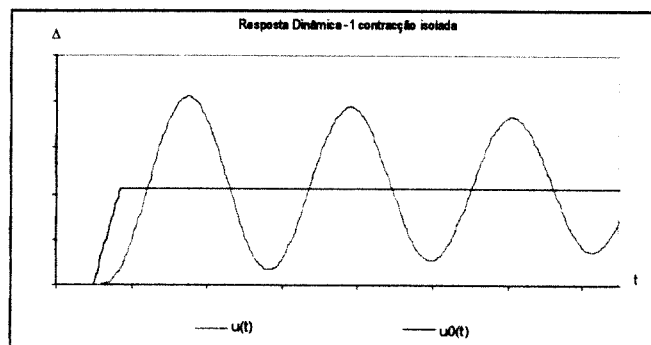


Figura VI.17 – Resposta típica associada a uma contracção isolada

(*) Uma vez que os períodos de descontração são sempre iguais ou superiores aos períodos de contracção, com vista à simplificação da exposição, irá apenas considerar-se o caso mais gravoso admitindo igualmente uma lei de variação linear.

Naturalmente, a relação entre o máximo deslocamento dinâmico na secção de controlo e o correspondente deslocamento estático devido a uma contracção, ou seja, o coeficiente de amplificação dinâmica ($C.A.D. = \text{Max}[u(t)]/\text{Max}[u_0(t)]$), depende do período de contracção T_C .

Desprezando o amortecimento, verifica-se que a resposta de estruturas com um grau de liberdade, a impulsos com leis de aplicação homotéticas, é apenas dependente do período de duração do impulso T_C e do período de vibração da estrutura T .

Assim, cada configuração do impulso pode ser caracterizada por uma curva que relaciona os valores de CAD com a relação existente entre os referidos períodos [C8]. São, aliás, bem conhecidas as curvas associadas a impulsos rectangulares, triangulares decrescentes e semi-sinusoidais (esta última será apresentada posteriormente).

O impulso com a configuração apresentada na figura VI.17 está também associado a uma curva característica igualmente independente da intensidade da força, e cuja configuração é a seguinte:

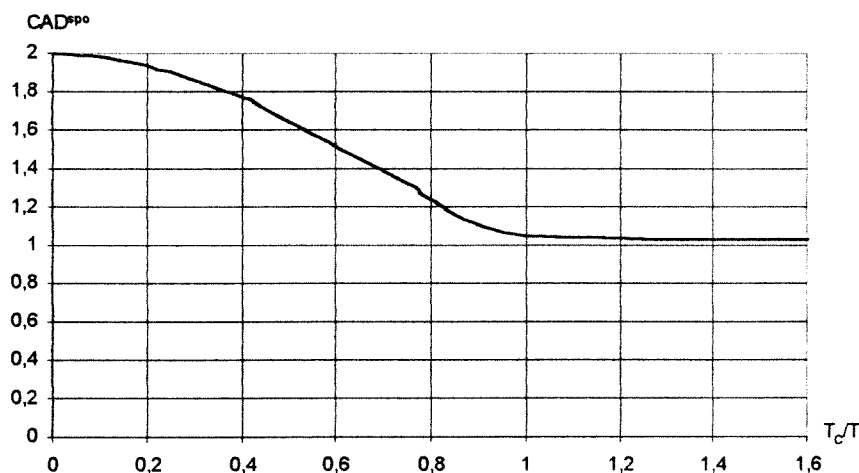


Figura VI.18 – Influência da relação entre o tempo de contracção T_C e o período de vibração T no coeficiente de amplificação dinâmica CAD^{spo}

A interpretação da curva da figura VI.18 torna claro que para tempos de contracção com uma duração inferior ao período de vibração da estrutura, existe uma substancial diferença entre a resposta dinâmica e o presumido comportamento estático da estrutura quando sujeita a uma contracção isolada do sistema orgânico nela instalado. Contrariamente, se o impulso tiver uma duração próxima, ou superior, ao período de vibração natural da estrutura, a resposta dinâmica coincide praticamente com a resposta estática.

Verifica-se, aliás, que, desde que não se verifiquem determinadas relações críticas (que a seguir se irão referir) entre os atrasos da resposta e o período de vibração da estrutura, a resposta dinâmica associada a uma série de activações consecutivas com uma duração total superior ao período de vibração da estrutura, não se afasta muito da resposta estática(*).

(*) Note-se que, só é possível ocorrerem várias activações seguidas sem evolução da acção exterior em processos de desconacção – por exemplo devido ao despiste de um veículo.

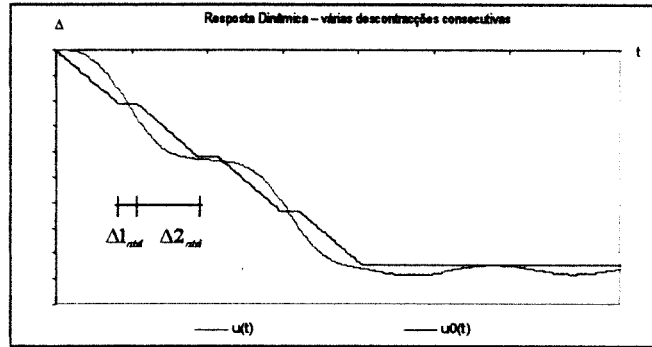


Figura VI.19 – Resposta típica associada a uma série de descontrações na ausência de carregamento exterior ($\Sigma T_C > T$) (*)

Nestas condições, a redução da amplificação dinâmica justifica-se por dois motivos fundamentais, por um lado, a existência dos atrasos devido ao processamento electrónico (que correspondem aos patamares da resposta estática) retardam o processo global, por outro lado, quanto maior for o número de descontrações, maior é o período global de actuação da acção de controlo. Por isso, nessas circunstâncias, e na sequência de várias descontrações sucessivas não se prevê que o CAD se afaste muito da unidade(**).

No caso do atraso devido ao processamento electrónico ($\Delta 1_{ad}$) não poder ser obviado, será fundamental garantir-se que as descontrações não são efectuadas de uma forma sintonizada com as fases de vibração com a mesma tendência, já que nesse caso podem ocorrer processos de *ressonância parcial*.

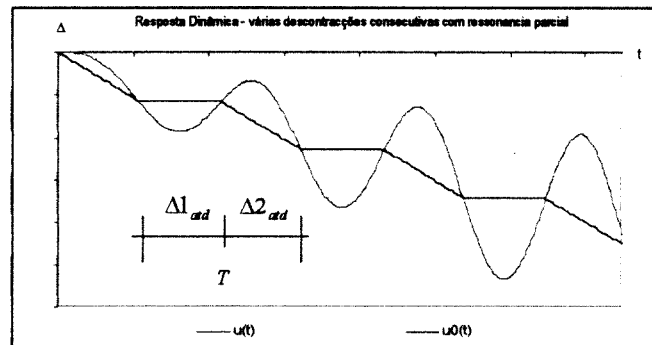


Figura VI.20 – Resposta devido a uma série de descontrações em *ressonância parcial*

A expressão *ressonância parcial* justifica-se, na medida em que, na pior das hipóteses, a acção de controlo apenas se sobrepõe à vibração em cada meio período de vibração, pelo que a amplificação dinâmica é limitada assumindo uma evolução semelhante à da curva representada na figura VI.21. Efectivamente, embora, em termos absolutos a diferença entre a

(*) No caso do período de descontração ser muito inferior ao período de vibração da estrutura, a resposta típica compreende uma maior amplificação dinâmica.

(**) O atraso devido ao processamento electrónico poderá ser nulo no intervalo entre duas activações sucessivas se o processamento electrónico for efectuado durante os períodos de contracção (ver capítulo 4).

resposta estática e a resposta dinâmica seja progressivamente maior, em termos relativos, a grandeza da amplificação dinâmica é limitada.

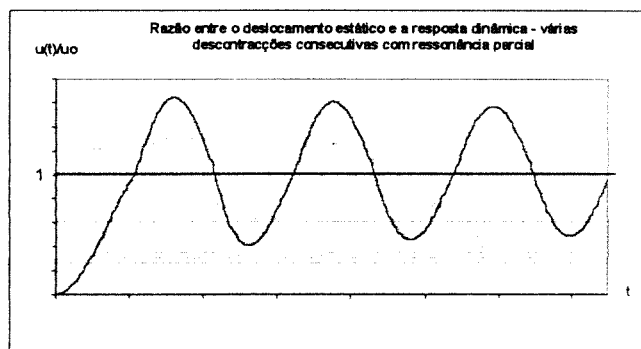


Figura VI.21 – Amplificação dinâmica associada a uma série de descontrações em ressonância parcial

Este fenómeno é, para todos os efeitos, indesejável na medida em que conduz a amplificações muito significativas da acção global de controlo e não, apenas, de uma contracção isolada. Para além disso, é conceptualmente possível idealizar um cenário mais gravoso do que a ressonância parcial - a *ressonância pura*.

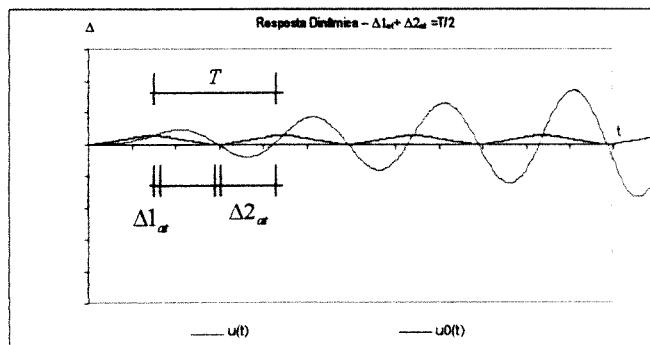


Figura VI.22- Ressonância pura provocada por alternância de activações

Um processo de ressonância pura (ver figura anterior) resulta da sintonia entre processos de activação alternados e a vibração da estrutura. Este fenómeno é virtualmente impossibilitado se, por um lado, forem verificadas as condições de estabilidade dos sistemas orgânicos que são propostas no ponto VI.4.3, e se, por outro lado, se inviabilizar a acção dos sistemas orgânicos em solicitações oscilatórias de elevada frequência (ver ponto VI.4.1.4). Note-se que apenas nestes casos é possível serem percorridas em curtos espaços de tempo as trajectórias de tensão que separam as margens de compressão das margens de actividade. Se essas possibilidades forem evitadas, os sistemas orgânicos apenas invertem a actividade nas fases máximas e mínimas dos carregamentos evolutivos e cuja duração é sempre muito superior à dos períodos de vibração das estruturas.

Veja-se então como se podem expressar estas duas situações, em termos matemáticos. O facto de haver ressonância (parcial ou pura) significa que a contribuição da acção de

controlo para a resposta dinâmica é positiva durante os instantes τ^* pertencentes aos períodos T_{ai} de actuação do sistema de controlo:

$$p(\tau^*) \cdot \text{sen}[w(t - \tau^*)] > 0, \quad \forall \tau^* \in T_{ai} \quad (\text{VI.96})$$

note-se que, como neste caso, por hipótese, a acção actuante é igual à acção de controlo $p(\tau) = spo(\tau)$, a expressão anterior pode ser reescrita com a seguinte forma:

$$spo(\tau^*) \cdot \text{sen}[w(t - \tau^*)] > 0, \quad \forall \tau^* \in T_{ai} \quad (\text{VI.97})$$

tendo em conta as propriedades do produto e da função seno, a inequação é equivalente a:

$$\begin{aligned} spo(\tau^*) > 0 \wedge 2 \cdot k \cdot \pi < w \cdot (t - \tau^*) < \pi + 2 \cdot k \cdot \pi \\ \vee \\ spo(\tau^*) < 0 \wedge 2 \cdot k \cdot \pi + \pi < w \cdot (t - \tau^*) < 2 \cdot (k + 1) \cdot \pi \end{aligned} \quad (\text{VI.98})$$

onde k é um número inteiro ($k \in \mathbb{N}$). Como $T = 2 \cdot \pi / w$ desenvolvendo-se, obtém-se:

$$\begin{aligned} spo(\tau^*) > 0 \wedge \tau^* \in]t + k \cdot T - T/2, t + k \cdot T[\\ \vee \\ spo(\tau^*) < 0 \wedge \tau^* \in]t + k \cdot T - T, t + k \cdot T - T/2[\end{aligned} \quad (\text{VI.99})$$

Ora, por definição de acção de controlo, nos períodos de contracção T_{ci} a acção de controlo é positiva, sendo em contrapartida negativa nos períodos de desconracção T_{di} :

$$spo(\tau^*) > 0 \Rightarrow \tau^* \in T_{ci} \quad (\text{VI.100})$$

$$spo(\tau^*) < 0 \Rightarrow \tau^* \in T_{di} \quad (\text{VI.101})$$

logo, a ressonância pode ser definida à custa dos períodos de activação:

$$T_{ci} = [t + k \cdot T - T/2, t + k \cdot T] \vee T_{di} = [t + k \cdot T - T, t + k \cdot T - T/2] \quad (\text{VI.102})$$

Finalmente, como t é um instante qualquer, esta última expressão determina a frequência das activações e a respectiva máxima duração (que é a diferença entre os limites de cada intervalo):

$$\begin{cases} fc = 1/T \\ T_c \leq T/2 \end{cases} \vee \begin{cases} fd = 1/T \\ T_d \leq T/2 \end{cases} \quad (\text{VI.103})$$

onde fc e fd são respectivamente as frequências de contracção e de desconracção.

A interpretação desta expressão permite compreender que se o sistema verificar uma das proposições a estrutura pode incorrer em ressonância parcial, se porventura, se verificarem simultaneamente ambas, a estrutura pode incorrer em ressonância pura. Ou seja, a ressonância pura é um caso particular em que ocorrem simultaneamente ressonâncias parciais em contracções e descontrações.

Se estes fenómenos não forem inviabilizados pelos motivos anteriormente expostos, para se impossibilitar a sua ocorrência tem, conseqüentemente, que se verificar que as características do sistema de controlo se afastam consideravelmente das situações críticas identificadas.

Uma vez que nos cenários em análise a única acção actuante é a acção de controlo, pode facilmente relacionar-se as frequências das activações com os atrasos da resposta. No caso da ressonância parcial, se esta ocorrer por descontrações, a frequência das activações é:

$$fd = \frac{1}{\Delta 1_{atd} + \Delta 2_{atd}} \quad (\text{VI.104})$$

como por definição a segunda componente do atraso da resposta é o período de descontração, então a ressonância parcial é neste caso equivalente a:

$$\begin{cases} \Delta 1_{atd} + \Delta 2_{atd} = T \\ \Delta 2_{atd} \leq T/2 \end{cases} \quad (\text{VI.105})$$

Como é óbvio, a ressonância parcial numa série de contracções é traduzida por uma expressão análoga:

$$\begin{cases} \Delta 1_{atc} + \Delta 2_{atc} = T \\ \Delta 2_{atc} \leq T/2 \end{cases} \quad (\text{VI.106})$$

Torna-se desde já evidente que se o atraso electrónico for obviado numa série de activações do mesmo sinal, é virtualmente impossível ocorrer ressonância parcial^(*).

De igual forma, podem relacionar-se as frequências de activações num processo de ressonância pura com os atrasos da resposta:

$$fc = fd = \frac{1}{\Delta 1_{atc} + \Delta 1_{atd} + \Delta 2_{atc} + \Delta 2_{atd}} \quad (\text{VI.107})$$

admitindo que os atrasos electrónicos são iguais em contracções e descontrações ($\Delta 1_{atc} = \Delta 1_{atd} = \Delta 1_{at}$), obtém-se finalmente a seguinte expressão:

^(*) O atraso electrónico pode ser obviado numa série de activações se o sinal for emitido durante as acções de controlo (ver ponto V.3).

$$\left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot \Delta l_{at} + \Delta 2_{atc} + \Delta 2_{atd} = T \\ \Delta 2_{atc} \leq T/2 \\ \Delta 2_{atd} \leq T/2 \end{array} \right. \quad (\text{VI.108})$$

As duas condições anteriormente referidas (que impossibilitam a ocorrência de fenómenos de ressonância pura) devem ser por norma adoptadas. No entanto, se tal não for o caso, a ressonância pura é inviabilizada se a condição (VI.108) não se verificar. Por outro lado, e neste último caso, não basta evitar a situação crítica definida por essa expressão. De facto, neste caso é necessário evitar a ocorrência de qualquer fenómeno na vizinhança das mesma, pelo que deve ser garantida uma margem suficiente para que a ampliação dinâmica seja moderada. Nesse sentido, e com base numa série de ensaios numéricos, determinaram-se os seguintes limites para os atrasos da resposta que, na ausência de melhor informação, podem ser tomados como uma referência para evitar a ocorrência dos referidos fenómenos.

	Sistemas de controlo rápidos	Sistemas de controlo lentos
$\Delta l_{at} + \Delta 2_{atc}$	$< 0.25 T$	$> 0.8 T$
$\Delta l_{at} + \Delta 2_{atd}$	$< 0.25 T$	$> 0.8 T$

Quadro VI.17 – Valores propostos para os atrasos da resposta de modo a evitar fenómenos vizinhos da ressonância pura

VI.4.1.2 – Resposta dinâmica perante solicitações constituídas por carregamentos distribuídos e pela acção de controlo

No que diz respeito ao comportamento de estruturas com pré-esforço orgânico sujeitas à acção de carregamentos distribuídos, fará sentido distinguir, claramente, o caso onde esse carregamento pode surgir associado a outro tipo de carregamentos (nomeadamente à passagem de cargas rolantes), do caso em que tal carregamento ocorre isoladamente.

No primeiro caso, uma vez que deve ser realizada uma análise do comportamento dinâmico perante a acção das cargas rolantes (que são por natureza carregamentos muito mais rápidos que os carregamentos distribuídos) torna-se dispensável a análise do comportamento dinâmico perante a acção destes últimos. Essa verificação poderá ser feita de acordo com o que se apresenta no ponto seguinte.

No segundo caso, tendo em consideração a definição dos carregamentos evolutivos, nomeadamente os períodos de efectivação dos carregamentos distribuídos, deve ser feita uma análise dinâmica expedita no sentido de avaliar a diferença entre o comportamento estático e o comportamento dinâmico. A exposição que se segue visa estabelecer um procedimento para validação da análise estática neste último caso.

A validade da análise estática depende essencialmente da rapidez com que ocorre o carregamento distribuído, da amplificação dinâmica, da acção de controlo e do amortecimento da estrutura.

Se as vibrações geradas pela acção de controlo se dissiparem no intervalo que medeia duas contracções consecutivas, o erro cometido na análise estática pode ser desprezado. Na figura VI.23 é representada a resposta típica a este tipo de solicitação, devendo na mesma ser reconhecido um período de análise francamente superior ao dos casos anteriores.

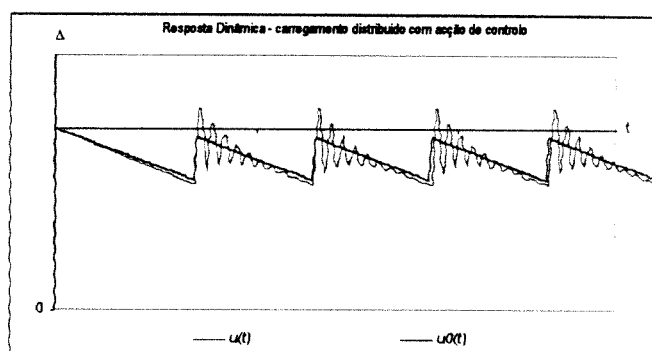


Figura VI.23 – Resposta dinâmica típica associada à acção de um carregamento evolutivo com cargas distribuídas e com acção de controlo

Neste caso, para além do erro cometido na avaliação de tensões e deformações ser aceitável(*), a evolução dos estados de actividade é correctamente calculada pelo método estático exposto no capítulo 4.

Se, pelo contrário, as vibrações produzidas pela acção de controlo sofrerem um processo de amortecimento insuficiente nesse mesmo período de tempo, a análise estática é incorrecta. Efectivamente, em estruturas sujeitas a carregamentos distribuídos rápidos (quando comparados com o período de vibração da estrutura) e com uma acção de controlo também rápida ($CAD^{spo} \approx 2$), poderão ocorrer efeitos dinâmicos capazes de alterar sensivelmente a resposta da estrutura e, por consequência, a acção de controlo.

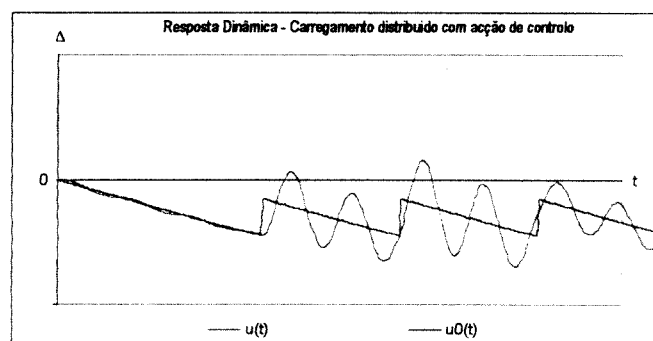


Figura VI.24 – Resposta dinâmica durante a acção de um carregamento evolutivo rápido com cargas distribuídas e com acção de controlo

(*) Note-se que as vibrações em causa são de pequena amplitude (quando comparadas com a grandeza do deslocamento provocado pela acção não controlada) e ocorrem na vizinhança do estado de repouso.

Note-se que, neste caso, as respostas apresentadas são fictícias na medida em que, ao contrário do caso anterior, a evolução do estado de actividade prevista na análise estática não corresponde à realidade. De facto, tomando-se como referência o deslocamento correspondente à realização da primeira contracção, torna-se claro que o comportamento dinâmico promove uma evolução de actividade manifestamente diferente da admitida (a partir da análise estática).

Desprezando as vibrações produzidas pelo carregamento distribuído, a evolução do deslocamento $\Delta u(t-t_1)$, desde o instante t_1 em que é efectuada a primeira contracção, é aproximadamente igual à soma das evoluções $\Delta u_q(t-t_1)$ e $\Delta u_{spo}(t-t_1)$ isoladamente produzidas pelo carregamento exterior e pela acção de controlo:

$$\Delta u(t-t_1) = \Delta u_q(t-t_1) + \Delta u_{spo}(t-t_1) \quad (\text{VI.109})$$

podendo estas grandezas ser melhor compreendidas na seguinte figura:

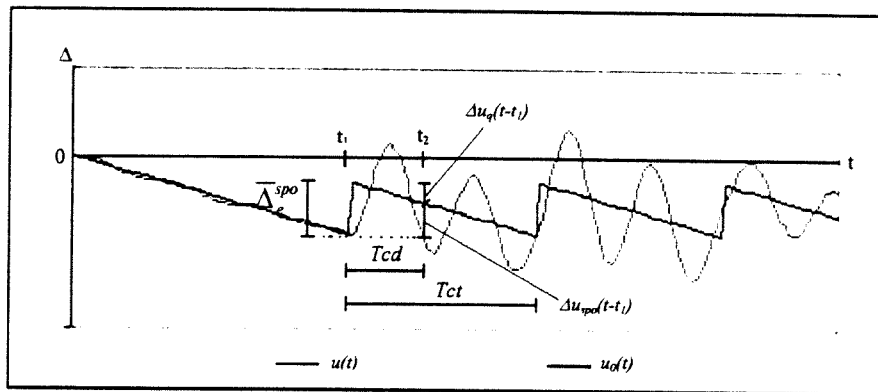


Figura VI.25 – Definição de parâmetros necessários para a determinação dos períodos que medeiam contracções consecutivas na análise dinâmica

Ora, no instante t_2 em que é realizada a segunda contracção, a primeira parcela da expressão (VI.109) está relacionada com o deslocamento Δ_0 promovido pela acção de controlo, por contracção, através da seguinte expressão:

$$\Delta u_q(t_2 - t_1) = \frac{t_2 - t_1}{Tct} \cdot \bar{\Delta}_e^{spo} \quad (\text{VI.110})$$

sendo Tct (o período teórico que medeia duas contracções - de acordo com a análise estática) dado por:

$$Tct = \frac{\dot{\sigma}_{Sci}(Q)}{\bar{\sigma}_{Sci}^{spo}} \quad (\text{VI.111})$$

onde $\dot{\sigma}_{Sci}(Q)$ representa a velocidade de evolução tensional na secção de controlo, e pode ser determinada de acordo com a expressão (IV.66), e $\bar{\sigma}_{Sci}^{spo}$ é, como se sabe, um incremento tensional unitário produzido na mesma secção de controlo.

Num qualquer instante t após o instante t_1 , a componente de evolução de deslocamento devida à acção de controlo pode ser determinado por:

$$\Delta u_{spo}(t-t_1) = \int_0^{t-t_1} spo(\tau) \cdot \text{sen}[w_a(t-t_1-\tau)] \cdot e^{-\xi \cdot w(t-t_1-\tau)} \cdot d\tau \quad (\text{VI.112})$$

Logo, o período Tcd que medeia duas contracções consecutivas (de acordo com a análise dinâmica), será determinado de tal forma que:

$$Tcd = \min(t-t_1) : \Delta u_{spo}(t-t_1) + u_{oq}(t_2) \geq \bar{\Delta}_e^{spo} \quad (\text{VI.113})$$

Uma vez determinado esse valor, basta que se verifique que $Tct \approx Tcd$ para se poder supor a análise estática suficientemente rigorosa no cálculo de estruturas orgânicas sujeitas à acção exclusiva de carregamentos evolutivos com cargas distribuídas. Se pelo contrário, tal não se verificar, não é dispensável a realização de uma análise dinâmica mais completa para proceder ao cálculo da estrutura em questão(*).

VI.4.1.3 – Resposta dinâmica associada a solicitações constituídas por cargas rolantes e pela acção de controlo

As solicitações constituídas por cargas rolantes e pela acção de controlo serão o tipo de carregamento potencialmente mais gravoso no que diz respeito ao comportamento dinâmico de estruturas com pré-esforço orgânico. Entende-se, assim, ser necessário que em cada aplicação se verifique que nestas estruturas a análise estática de tais solicitações constitui uma abordagem suficientemente rigorosa (hipótese que é *a priori* admitida no caso das pontes pré-esforçadas convencionalmente).

Partindo do pressuposto de que em pontes rodoviárias as componentes de amplificação dinâmica que não estão directamente associadas ao tipo de solicitação, são independentes da existência da acção de controlo, pode estabelecer-se um critério simples e objectivo para validar a análise estática, no seu estudo. Tal critério consiste em verificar que a componente de amplificação dinâmica AD^Q associada aos carregamentos controlados é da mesma ordem de grandeza da que é característica dos carregamentos não controlados (nas pontes convencionais).

(*) A análise dinâmica em causa pressupõe que a determinação recursiva dos estados de actividade seja feita tendo em conta a resposta tensional dinâmica nas secções de controlo. Conforme já se referiu, esse caso não é presentemente tratado.

A componente de amplificação dinâmica característica do carregamento AD^{ϱ} é então um parâmetro que avalia exclusivamente a diferença relativa entre a resposta estática $u_0(t)$ e a resposta dinâmica $u(t)$ de modelos simplificados que apenas incluem a estrutura e a força actuante(*).

$$AD^{\varrho} = \frac{u(t) - u_0(t)}{u_0(t)} \quad (\text{VI.114})$$

Ora, numa viga simplesmente apoiada sem sistemas de controlo, a passagem de uma carga rolante provoca uma resposta dinâmica com a seguinte configuração típica.

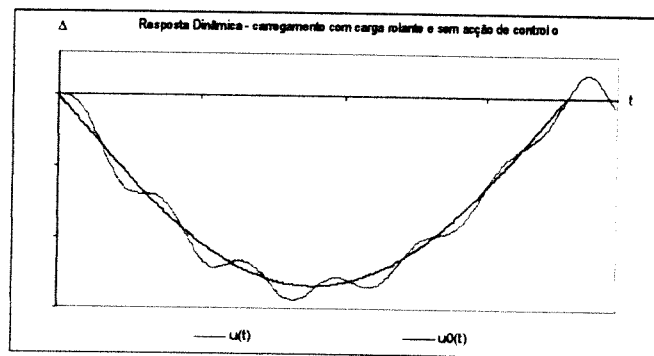


Figura VI.26 – Resposta dinâmica típica de uma viga simplesmente apoiada sem acção de controlo perante a passagem de uma carga rolante

Se se tomar como base a metodologia anteriormente apresentada (considerando também a função de forma aí indicada), pode aproximar-se este tipo de solicitação a impulsos semi-sinusoidais cujos coeficientes de amplificação dinâmica são conhecidos e exclusivamente dependentes da relação entre a duração do impulso T_p e o período de vibração associado ao modo de vibração fundamental T (ver figura VI.27).

Com base nessa curva pode estimar-se expeditamente, mas com elevado rigor, a amplificação dinâmica numa viga simplesmente apoiada sujeita à passagem de uma carga rolante. A interpretação da curva da figura VI.27 permite concluir que para relações T_p/T inferiores a 2, o coeficiente de amplificação dinâmica pode assumir valores consideráveis, pelo que se considera que em tais casos é conveniente proceder-se a uma análise dinâmica, ou pelo menos, ter em conta tal efeito nas diversas vertentes da análise de uma estrutura(**).

(*) Note-se que tal parâmetro não tem em conta, entre outros, o efeito da interacção entre a estrutura e os veículos - efeito esse que também se supõe ser independente da acção de controlo. Refira-se, aliás, que o mesmo pode provocar um amortecimento “artificial” da resposta dinâmica [D2].

(**) Note-se que, apesar do coeficiente de amplificação dinâmica também exibir valores limitados para relações T_p/T inferiores a 0.3, tais cenários não tem correspondência real nos casos de pontes rodoviárias, já que pressupõem velocidades das cargas rolantes muito superiores às que os veículos comuns atingem.

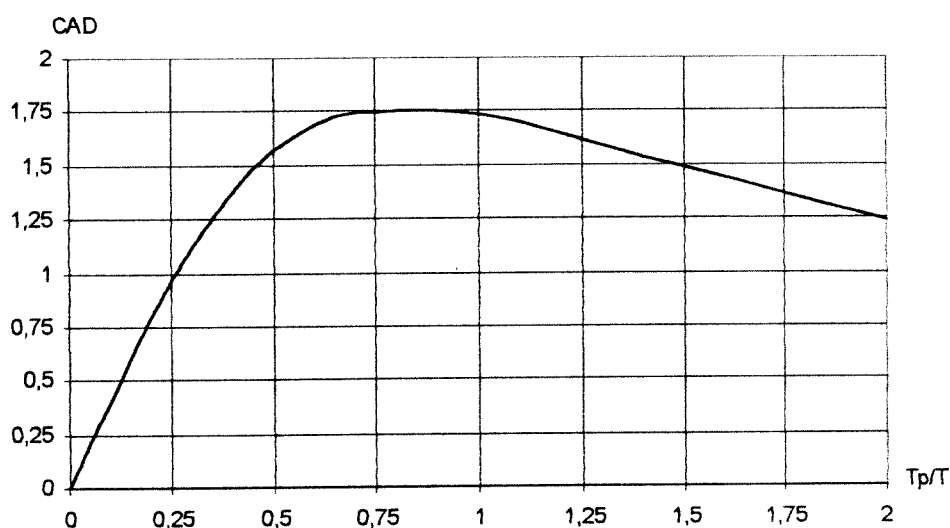


Figura VI.27 – Influência no coeficiente de amplificação dinâmica CAD da relação entre o período da actuação de um impulso semi-sinusoidal T_p e o período de vibração T [C8]

Sintetizando, isso significa que a componente de amplificação associada ao carregamento é elevada para solicitações com cargas rolantes dotadas de elevadas velocidades, e moderada no caso contrário.

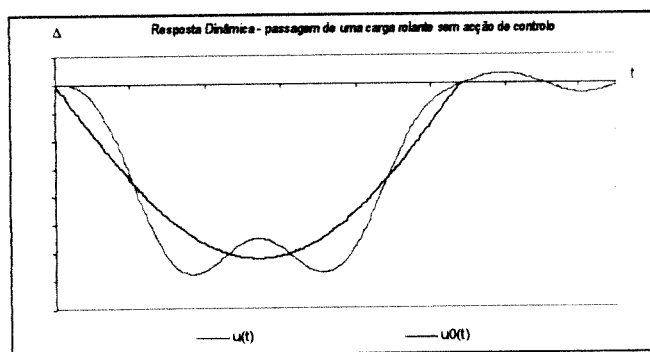


Figura VI.28 – Resposta dinâmica típica de uma viga simplesmente apoiada perante a passagem de uma carga rolante com elevada velocidade

Admitindo a validade da metodologia proposta por Clough, pode determinar-se a componente de amplificação dinâmica de uma forma expedita recorrendo exclusivamente a grandezas fundamentais características da estrutura:

$$AD^2 = CAD^2 - 1 \quad (VI.115)$$

onde CAD^2 pode ser determinado para pares de valores (T, T_p) com recurso à curva da figura VI.27 proposta pelo mesmo autor. Assim sendo, e admitindo que tais carregamentos são efectuados com veículos a circular em uma velocidade constante (v), torna-se praticamente

imediate a avaliação do parâmetro em causa (AD^{ϱ}) em pontes rodoviárias das quais se conheça o período de vibração fundamental ($T = 1/f$) e o período do carregamento ($T_p = L/v$).

Ora, a relação entre os pares de valores (L, f) em pontes rodoviárias é próxima de^(*):

$$f = 82 \cdot L^{(-0.9)} \quad (\text{VI.116})$$

pelo que a relação entre os períodos de carregamento e os períodos de vibração pode ser aproximada por uma função semelhante:

$$\frac{T_p}{T} = \frac{L}{v} \cdot 82 \cdot L^{(-0.9)} \quad (\text{VI.117})$$

Tendo em consideração essa relação, e a curva da figura VI.27 podem então avaliar-se os valores típicos de amplificação dinâmica AD^{ϱ} em função dos vãos de pontes rodoviárias para os valores de velocidades de carregamento que se pretenda.

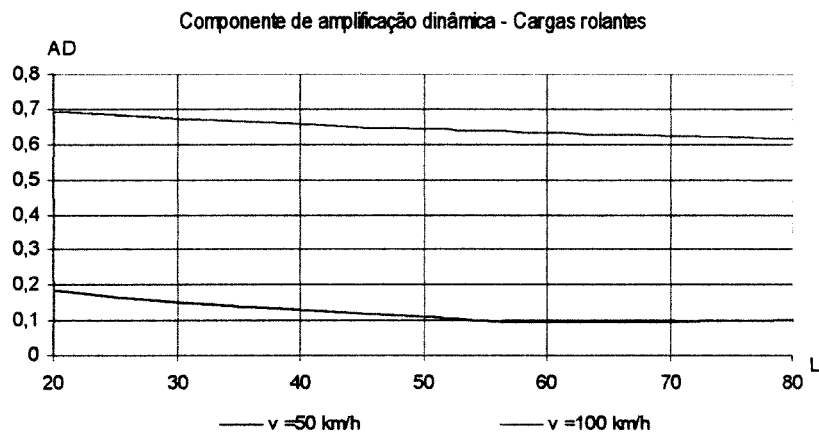


Figura VI.29 – Valores da componente de amplificação dinâmica AD^{ϱ} característica de pontes rodoviárias convencionais em função do vão, para diferentes velocidades de circulação

A interpretação da figura VI.29 confirma que a componente de amplificação dinâmica em causa só assume valores muito elevados para veículos com velocidades elevadas (velocidades essas que não são atingidas pelos veículos mais pesados, cuja passagem constitui uma acção condicionante). Para os veículos condicionantes no cálculo estático (por exemplo o veículo tipo I referido no ponto VI.2.1.2), é previsível que a componente de amplificação dinâmica em causa não ultrapasse 20% .

Pode então tomar-se como referência as curvas da figura VI.29 para delimitar os valores máximos da amplificação dinâmica AD^{ϱ} que são compatíveis com uma análise estática

^(*) A função definida representa, com boa aproximação, uma relação entre os pares de valores (L, f) medidos por várias instituições, em 898 pontes rodoviárias [I1, C7, P6].

de pontes com pré-esforço orgânico. Efectivamente, se nestas estruturas, quando sujeitas a carregamentos idênticos, os valores da referida componente de amplificação dinâmica forem iguais ou inferiores aos apresentados, é desnecessária qualquer análise dinâmica suplementar, e podem ser consideradas as acções regulamentares normalmente consideradas para o efeito.

VI.4.1.3.1 – Avaliação da amplificação dinâmica

Um raciocínio, em tudo análogo, pode ser feito para compreender e avaliar o comportamento dinâmico de vigas simplesmente apoiadas dotadas de pré-esforço orgânico.

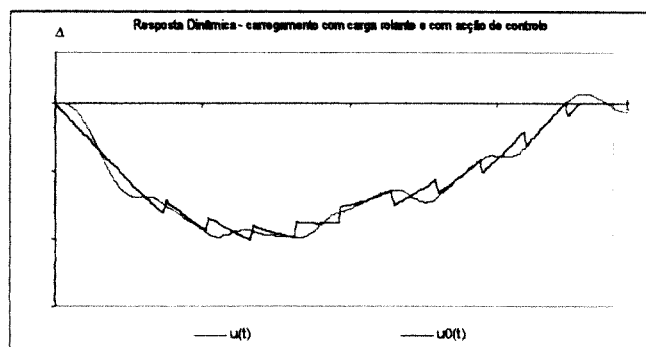


Figura VI.30 – Resposta dinâmica típica de uma viga simplesmente apoiada sujeita à passagem de uma carga rolante com acção de controlo

Naturalmente, tal raciocínio pressupõe a consideração da acção global $p(t)$, em vez da acção exterior, que era única no caso anterior.

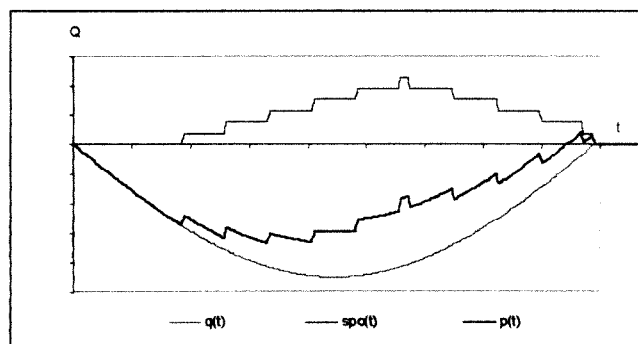


Figura VI.31 – Configuração tipo da acção resultante durante a passagem de uma carga rolante

Mas, para se poder considerar o efeito dinâmico de uma acção global numa estrutura com pré-esforço orgânico, da mesma forma do que numa estrutura sem pré-esforço orgânico, é necessário que a acção de controlo seja uma acção com uma natureza semelhante à acção exterior. Uma vez que a grandeza das forças em questão é por hipótese semelhante, considera-se que as acções serão da mesma natureza se as acelerações produzidas forem da mesma ordem de grandeza.

Em certos casos, no entanto, as acelerações poderão ser significativamente diferentes. Efectivamente, no caso de se fixarem margens de compressão muito reduzidas e incrementos tensionais elevados e aplicados rapidamente, apesar da resposta estática poder ser satisfatória, poderão surgir efeitos dinâmicos consideráveis e cuja avaliação não pode ser feita recorrendo aos procedimentos expeditos apresentados. Tal situação está normalmente associada a estratégias de controlo com um reduzido número máximo de contracções previstas.

Será pois necessário comparar as acelerações produzidas isoladamente pelas acções de controlo e pelas acções exteriores, o que poder ser feito, de uma forma expedita, exclusivamente com base em grandezas acessíveis na análise estática.

Ora, a resposta dinâmica de uma estrutura sujeita a uma contracção isolada (ver figura VI.17) provoca uma evolução de acelerações com a seguinte configuração típica.

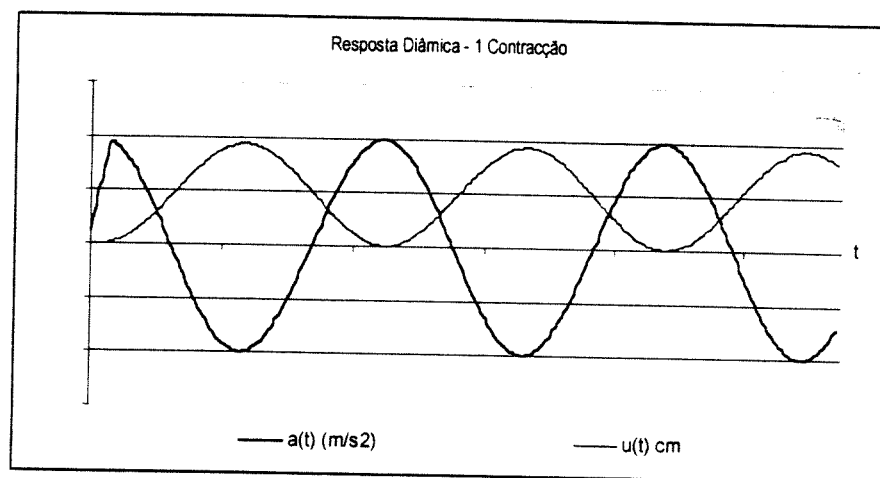


Figura VI.32 – Evolução da aceleração devido a uma contracção isolada

Se, numa aplicação concreta, se avaliar o CAD^{spo} com base na curva da figura VI.18, pode determinar-se aproximadamente a aceleração máxima tendo em conta as seguintes considerações:

num instante t_m em que é atingida a aceleração máxima:

- ♦ $u(t_m) = CAD^{spo} \cdot \Delta_0$ já que a aceleração é máxima quando são atingidos os máximos deslocamentos
- ♦ $\dot{u}(t_m) = 0$ já que quando são atingidos os máximos deslocamentos há uma inversão de trajectória
- ♦ $p(t) = k \cdot \Delta_0$ já que a força de controlo estabiliza antes de ser atingido o máximo

Nesse caso, usando a equação de movimento (VI.22) pode determinar-se o valor da aceleração máxima produzida pela acção de controlo ($a_{maxC} = \ddot{u}(t_m)$) recorrendo exclusivamente a grandezas determináveis com recurso à análise estática:

$$a_{maxC} = (1 - CAD^{spo}) \cdot \frac{k \cdot \Delta_0}{m} \quad (VI.118)$$

As acelerações máximas que ocorrem devido à acção não controlada de solicitações exteriores, podem, de igual modo, ser avaliadas com recurso a uma avaliação expedita, mas suficientemente rigorosa.

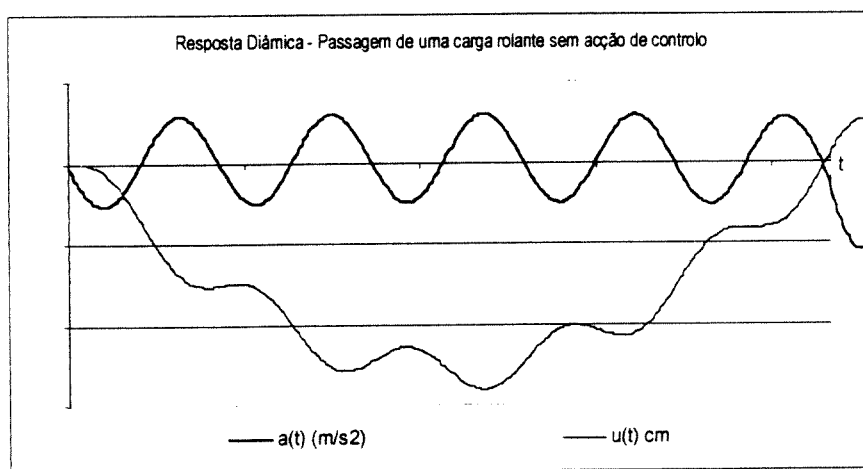


Figura VI.33 – Evolução de aceleração devido à passagem de uma carga rolante

Com efeito, sabendo-se que os máximos relativos ocorrem nos instantes $t_m = C \cdot T + 3/4 \cdot T$ em que C é um inteiro ($C \in \mathbb{N}$), e admitindo a aproximação do impulso através da função de forma anteriormente considerada ter-se-á que:

♦ $t_m = t_m \Leftarrow \min[(C \cdot T + 3/4 \cdot T) - Tp/2]$ define o instante em que ocorre o máximo absoluto

♦ $u(t_m) = CAD^Q \cdot \Delta_0$ já que a aceleração é máxima quando são atingidos os máximos deslocamentos (*)

♦ $\dot{u}(t_m) = 0$ já que quando são atingidos os máximos deslocamentos há uma inversão de trajectória

♦ $p(t) = Q \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot v \cdot t_m}{L}\right)$ já que $x = v \cdot t_m$

(*) Neste caso o valor de CAD pode ser obtido com base na curva de respostas a impulsos semi-sinusoidais proposta por Clough (figura VI.16).

ora, voltando a fazer uso da equação do movimento (VI.92) obtém-se:

$$a_{maxQ} = \left(Q \cdot \text{sen} \left(\frac{\pi \cdot v \cdot t_m}{L} \right) - CAD^2 \cdot \Delta_0 \cdot k \right) / m \quad (\text{VI.119})$$

Conhecidas as acelerações provocadas pela acção de controlo e pela acção exterior pode admitir-se o recurso ao método expedito de avaliação do efeito dinâmico se $a_{maxQ} \approx a_{maxC}$ ou se $a_{maxQ} > a_{maxC}$.

Todavia, dependendo do nível de controlo, é necessário ter em consideração dois factores para se proceder a uma análise expedita com recurso a curvas padronizadas. Por um lado, os períodos de duração efectivos Tp^* dos carregamentos globais p^* são menores do que os dos carregamentos exteriores, já que a acção de controlo faz com que a aproximação da configuração de equilíbrio seja antecipada. Por outro lado, a consideração de impulsos semi-sinusoidais perde validade conforme aumenta o troço inicial não controlado do carregamento global controlado (que produz a resposta estática é $u_0(t)^{spo}$).

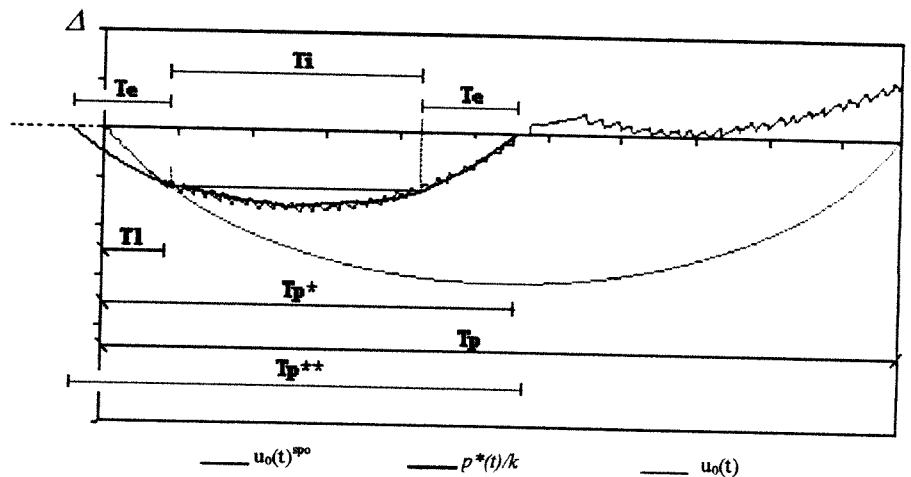


Figura VI.34 – Definição da duração do carregamento fictício equivalente

Estes dois aspectos podem ser obviados se se considerarem carregamentos fictícios equivalentes a impulsos recto-sinusoidais com uma duração total Tp^* e com um troço não controlado de duração TI .

Note-se que os carregamentos fictícios podem ser exclusivamente definidos com base nas simulações estáticas com carregamentos evolutivos. Ou seja, TI é o instante em que se efectiva a primeira contracção, Tp^* é o instante em que a tensão na secção de controlo se anula, e Te é o período de tempo que decorre deste que a tensão na secção de controlo é idêntica à margem de compressão (na fase decrescente) até a mesma se anular.

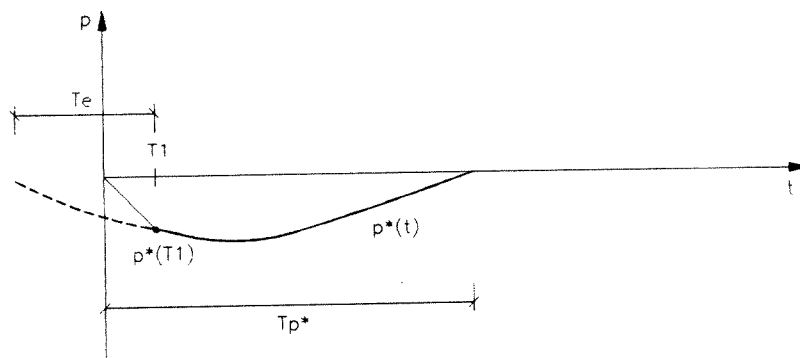


Figura VI.35 –Impulso recto-semisinusoidal

Salienta-se que na definição dos impulsos recto-semisinusoidais é necessário ter em conta que o período da componente semi-sinusoidal é Tp^{**} . Tem-se, assim, que exclusivamente com base na resposta estática (que se supõe conhecida) é possível caracterizar um impulso que produz um comportamento dinâmico semelhante ao do carregamento global.

Fazendo um procedimento análogo ao anteriormente apresentado para solicitações não controladas, determinaram-se curvas padronizadas que apenas dependem dos parâmetros $T1$, Te e Tp^* ,

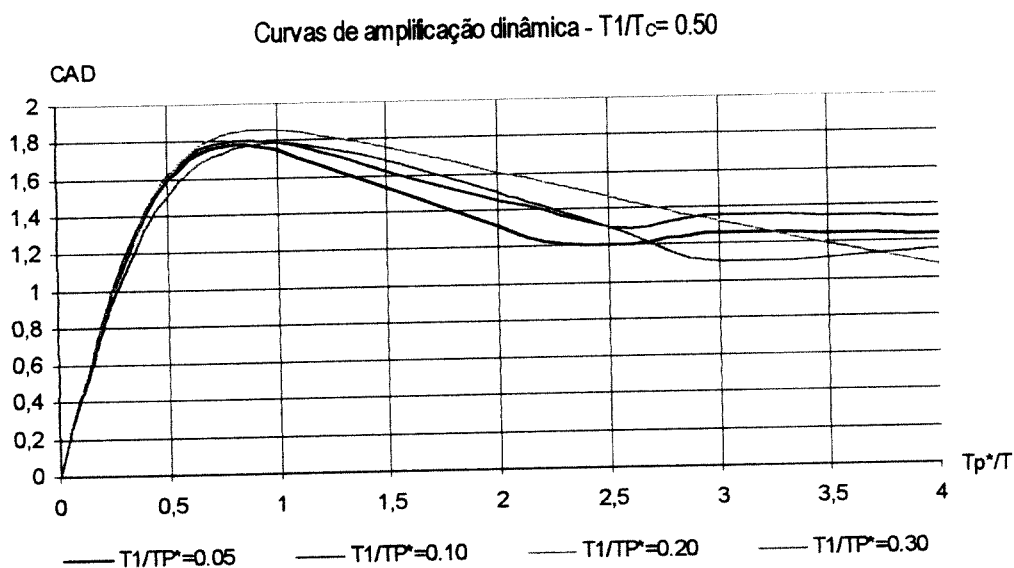


Figura VI.36 - Valores dos coeficientes de amplificação dinâmica CAD para várias relações $T1/TP^*$ e para $T1/Tc = 0.5$

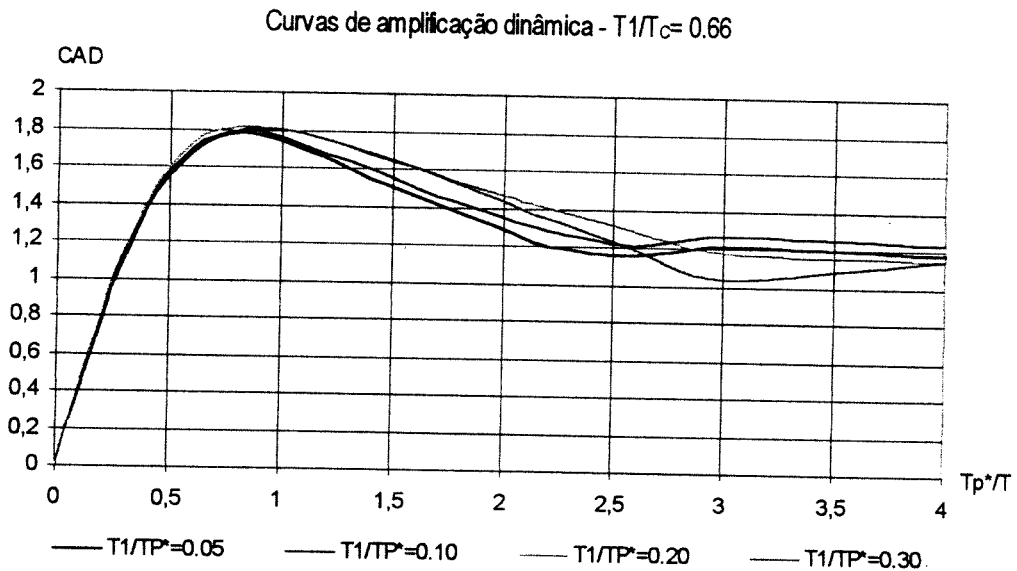


Figura VI.37 – Valores dos coeficientes de amplificação dinâmica CAD para várias relações $T1/TP^*$ e para $T1/T_C = 0.5$

Com base nestas curvas e fazendo uso da expressão (VI.115) determina-se expeditamente as componentes de amplificação dinâmica AD^e associadas ao carregamento exterior controlado que, permitem, finalmente, aferir a validade da análise estática.

Verifica-se que no caso do período de duração do carregamento resultante não ser substancialmente superior ao período de vibração da estrutura, a resposta dinâmica é satisfatoriamente próxima da resposta estática. No caso contrário, as amplificações dinâmicas podem ser consideráveis já que as estruturas exibem respostas com a seguinte configuração típica.

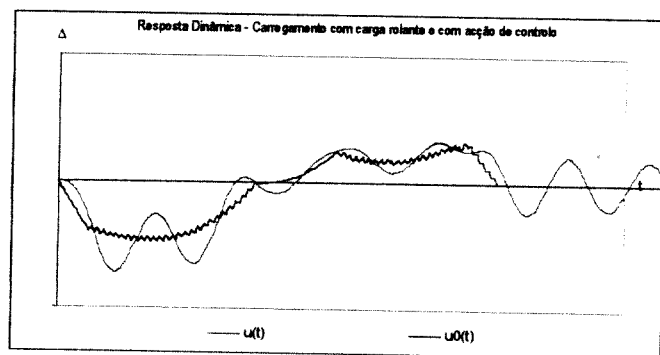


Figura VI.38 – Resposta dinâmica de uma viga simplesmente apoiada com pré-esforço orgânico perante a passagem de uma carga rolante com elevada velocidade

Naturalmente, a possibilidade de ocorrência deste cenário diminui com a dimensão das obras, sendo por isso pouco provável a sua ocorrência em pontes de média, ou grande dimensão. Para além disso, também depende da velocidade de circulação das cargas rolantes, mas, também neste caso, e tratando-se de pontes rodoviárias, verifica-se que os veículos

capazes de atingir velocidades suficientes para produzir amplificações dinâmicas elevadas são necessariamente veículos de massa limitada, pelo que os mesmos não constituem certamente carregamentos condicionantes.

Refira-se finalmente que, para este tipo de carregamento, não é previsível a ocorrência de fenómenos de ressonância relacionáveis com os períodos de contracção, na medida em não é possível haver alternância de contracções e de períodos de estabilidade com uma frequência fixa. Isso justifica-se porque a variação de tensão produzida na secção de controlo pela acção exterior varia ao longo do tempo ($d\sigma_{sc}(Q)/dt \neq 0$).

VI.4.1.4 – Resposta dinâmica associada a solicitações oscilatórias de elevada frequência

Foi referido no ponto VI.2.2.3 que, na ocorrência de sismos, os sistemas orgânicos deverão ser inibidos de actuar por sistemas de sensorização paralelos. Isso aplica-se a qualquer outro tipo de solicitações oscilatórias de elevada frequência. Apesar de em certas circunstâncias a estratégia de controlo proposta poder revelar-se eficiente na ocorrência de tais solicitações, noutras poderão surgir efeitos contraproducentes, pelo que não é dispensada uma análise dinâmica. Por motivos anteriormente expostos esses casos não são presentemente tratados.

VI.4.2 – Comportamento dinâmico de vigas contínuas

Tal como no caso anterior, irá presentemente definir-se uma série de procedimentos que visam validar a análise estática em vigas contínuas. A abordagem é igualmente desenvolvida com a incidência especial nas pontes rodoviárias, onde, como já se referiu, as acções estáticas são normalmente definidas de modo a incluírem intrinsecamente o efeito dinâmico que lhes é subjacente.

Os aspectos específicos do comportamento dinâmico de uma viga continua dotada de pré-esforço orgânico podem ser compreendidos, na generalidade, tendo em conta a exposição anteriormente feita para vigas simplesmente apoiadas. Efectivamente a diferença entre o comportamento estático e o comportamento dinâmico de vigas contínuas quando sujeitas a acções de controlo será, grosso modo, igual à mesma diferença nas vigas contínuas convencionais, desde que as acções de controlo tenham naturezas semelhantes às acções exteriores, e desde que as acções de controlo não tenham características que promovam a existência de fenómenos dinâmicos relevantes.

Consequentemente, estes aspectos poderão ser analisados em vigas contínuas de uma forma processual muito semelhante à que foi proposta para vigas simplesmente apoiadas. Será no entanto, conveniente ponderar dois aspectos fundamentais que são próprios das vigas contínuas:

- existem vários sistemas de controlo
- existem vários modos de vibração importantes

No que diz respeito ao primeiro aspecto, a existência de vários sistemas de controlo irá reflectir-se essencialmente na configuração dos carregamentos globais equivalentes e na possibilidade de ocorrência de fenómenos de interactividade. Destes sub-aspectos, o primeiro, conforme se irá verificar, não terá especial relevância, enquanto o segundo poderá, pelo contrário, ter implicações importantes. Efectivamente, os efeitos dinâmicos associados a contracções isoladas deverão ser tidos em conta no estabelecimento das condições de interactividade, já que a ampliação dinâmica das acções de controlo poderá aumentar significativamente a propensão dos aparelhos orgânicos para incorrerem em processos de hiperactividade ou de instabilidade pura. Estes aspectos serão detalhadamente analisados nos pontos VI.4.3.1 e VI.4.3.2.

No que diz respeito ao segundo aspecto, e seguindo o mesmo raciocínio do ponto anterior, considera-se que se os carregamentos globais, quando considerados isoladamente em cada tramo, conduzirem a respostas dinâmicas moderadas (com amplificações dinâmicas semelhantes às pontes rodoviárias convencionais), então os efeitos dinâmicos hiperstáticos serão também semelhantes aos destas últimas, pelo que a sua análise é dispensada. Assim sendo, e verificando-se a impossibilidade de ocorrência de fenómenos de hiperactividade, torna-se razoável desprezar os modos de vibração secundários*).

Quando apenas um dos tramos de uma viga contínua está a ser solicitado, o seu comportamento dinâmico pode ser estudado com base numa subestruturação, já que, a contribuição da remanescente parte da estrutura é exclusivamente dependente das rotações das secções que limitam o tramo a isolar. Note-se que isto se verifica, tanto em termos de rigidez, como em termos de forças de inércia(**).

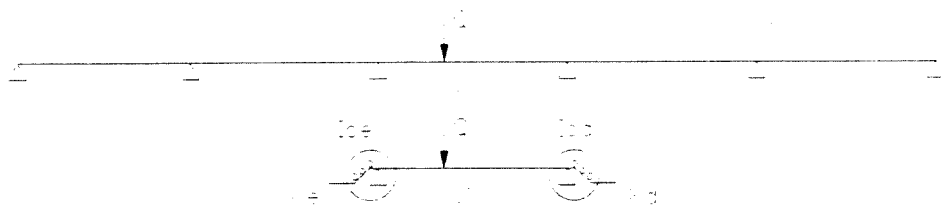


Figura VI.39 – Subestruturação de um tramo de uma viga contínua para a análise dinâmica

(*) Dadas as características da estratégia de controlo, apenas é possível a ocorrência de processos de activação com uma cadência constante em carregamentos distribuídos. Mas nestes, os períodos de actuação são largamente superiores aos períodos de vibração, qualquer que seja o modo de vibração considerado, pelo que não é previsível a excitação destes modos.

(**) Admite-se que o amortecimento é igualmente distribuído ao longo da viga.

Nessas circunstâncias, poder-se-á recorrer à metodologia simplificada apresentada anteriormente (para estruturas com 1 grau de liberdade), desde que se usem funções de forma adequadas, e desde que se considere nas extremidades do tramo a existência de molas e de inércias polares com valores equivalentes aos dos elementos omitidos. Trata-se, portanto, de um procedimento de condensação estática.

A determinação das rigidezes equivalentes (K_e e K_d) pode ser feita por qualquer método da teoria das estruturas, nomeadamente aquele que se refere no ponto IV.4.2. A determinação das inércias polares pode ser efectuada (de uma forma semelhante a outras grandezas equivalentes definidas por Clough) recorrendo a funções de forma que estejam relacionadas com as referidas rotações.

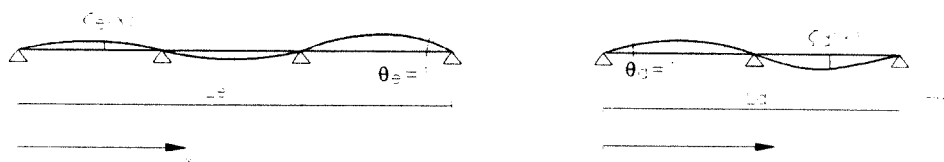


Figura VI.40 – Deformadas das partes omitidas da estrutura para rotações unitárias nos nós extremos do vão em análise

Tais funções de forma poderão ser por exemplo, as próprias deformadas, pelo que igualando os trabalhos produzidos nessa deformação virtual se determina:

$$I_{0e} = \int_0^{L_e} m(x) \cdot [\zeta_e(x)]^2 \cdot dx \quad (\text{VI.120})$$

$$I_{0d} = \int_0^{L_d} m(x) \cdot [\zeta_d(x)]^2 \cdot dx \quad (\text{VI.121})$$

Assim sendo, as expressões (VI.88) e (VI.90) passam a assumir a forma:

$$m = \int_0^L m(x) \cdot \psi^2(x) \cdot dx + \sum I_{0i} \cdot (\psi'_i)^2 \quad (\text{VI.122})$$

e

$$k = \int_0^L EI(x) \cdot [\psi''(x)]^2 \cdot dx + \sum K_i \cdot (\psi'_i)^2 \quad (\text{VI.123})$$

Será importante salientar que, neste caso, a função de forma anteriormente indicada ($\text{sen}(\pi \cdot x/L)$) poderá não conduzir a resultados muito precisos se as rigidezes de continuidade forem elevadas(*). Para além disso, esta função de forma não tem em conta eventuais excentricidades da secção de deformada máxima, o que pode ter uma expressão apreciável no caso de tratarem de vãos extremos. Este último aspecto pode ser simplifadamente ultrapassado usando uma função de forma semelhante, mas que tem em consideração a abcissa (d_m) onde ocorre a máxima flecha para carregamentos distribuídos.

$$\psi(x) = \text{sen}\left(\frac{\pi}{L} \cdot (A \cdot x^2 + B \cdot x)\right) \quad (\text{VI.124})$$

onde

$$A = \frac{L/2 - d_m}{d_m^2 - L \cdot d_m} \quad \wedge \quad B = 1 - A \cdot L \quad (\text{VI.125})$$

VI.4.2.1 – Resposta dinâmica associada aos vários tipos de solicitações

A resposta dinâmica associada a activações isoladas dos sistemas de controlo em vigas contínuas pode ser avaliada, para cada sistema orgânico, através dos CAD's referentes aos impulsos produzidos pela activação de cada um. Isso pode ser expeditamente determinado com base na lei de aplicação de pré-esforço e na frequência fundamental do vão onde cada sistema orgânico está implantado, recorrendo à curva da figura VI.18.

Esses valores permitem verificar as condições de estabilidade e interactividade que se definem nos pontos seguintes e permitem, de igual modo, verificar se a análise estática é válida para carregamentos distribuídos, com base na expressão VI.113. Partindo-se do princípio que em vigas contínuas os sistemas orgânicos são igualmente desactivados na ocorrência de solicitações oscilatórias de elevada frequência, resta finalmente abordar o comportamento dinâmico de vigas contínuas sujeitas a acções com cargas rolantes.

Conforme se referiu inicialmente, verificando-se ser moderado o efeito dinâmico devido à acção conjunta de solicitações exteriores e da acção de controlo em cada tramo de uma viga contínua, presume-se ser moderado o efeito dinâmico global se em estruturas semelhantes não controladas tal for aceite.

Em vigas contínuas, a acção de controlo é tipicamente mais gradual já que, nos tramos intermédios, é efectuada por dois cabos de acção complementar, conforme anteriormente se estabeleceu. Será por isso possível, em frequentes situações, fazer uma avaliação expedita da resposta dinâmica tratando a solicitação global como um impulso semi-sinusoidal.

(*) Este aspecto pode ser minorado recorrendo a outras funções de forma, nomeadamente à deformada da sub-estrutura quando sujeita à acção do peso próprio.

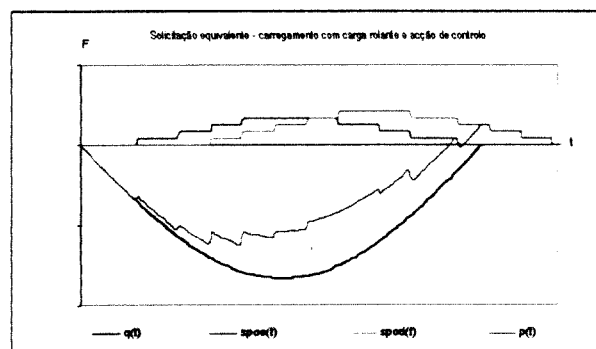


Figura VI.41 – Solicitação global equivalente á acção conjunta da passagem de uma carga rolante e da acção de control

Se pelo contrário, a acção de controlo alterar substancialmente a configuração da evolução da acção global, de forma a que a fase não controlada assuma uma evolução claramente distinta da fase controlada, a solicitação global pode ser tratada como um impulso recto-sinusoidal. Note-se que a consideração de impulsos simplificados pressupõe a avaliação da natureza da acção de controlo que pode ser efectuada, conforme anteriormente se referiu, comparando as acelerações promovidas pela acção de controlo e pelas acções exteriores.

Os procedimentos para a avaliação da componente de amplificação dinâmica característica do carregamento AD^e , o que no fundo irá ditar a validade da análise estática, serão em tudo análogos aos apresentados para vigas simplesmente apoiadas. É apenas necessário, para além de considerar a solicitação global equivalente adequada, determinar a frequência fundamental em cada vão, fazendo uso da metodologia de subestruturação anteriormente apresentada.

VI.4.3 – Efeito da amplificação dinâmica nos fenómenos indesejáveis na acção de controlo

Se as acções de controlo forem efectuadas em períodos de tempo reduzidos (relativamente aos períodos de vibração da estrutura base) a resposta dinâmica, promove, como anteriormente se verificou, oscilações consideráveis em torno da configuração estática. Tais oscilações, apesar de serem desprezáveis quando comparadas com as amplitudes de carregamentos importantes, poderão ter um efeito preponderante na evolução de actividade de sistemas orgânicos na vizinhança de situações limite. Assim sendo, na verificação dos fenómenos indesejáveis na acção de controlo, os incrementos produzidos pelos sistemas orgânicos devem ser considerados tendo em conta as vibrações consequentes das activações.

VI.4.3.1 – *Condições de estabilidade dos sistemas orgânicos*

No que respeita à instabilidade pura, definida no ponto IV.11.2.1, a inclusão do efeito dinâmico é particularmente simples de estabelecer. De facto, como se verificou nesse ponto a

ocorrência de instabilidade pura num sistema orgânico está associada à realização de acções de controlo excessivas, quando comparadas com a amplitude do respectivo fuso de controlo. Assim sendo, e tendo-se verificado que o efeito do comportamento dinâmico amplifica a acção de controlo de um sistema orgânico *SPO*, no máximo, através de um factor que é o coeficiente de amplificação dinâmica CAD^{spo} (associado a uma contracção isolada), então a condição de estabilidade pode ser estabelecida, simplesmente, considerando, na expressão (IV.157), o incremento tensional unitário amplificado.

$$\left| \bar{\sigma}_{sc1}^{spo} \right| \cdot CAD^{spo} < \left| \Delta_{a1} - \Delta_{c1} \right| - \sum_i \delta i \quad (VI.126)$$

Esta condição deve ser garantida em todas as secções de controlo afectas a cada sistema orgânico de cada aparelho orgânico, podendo os coeficientes de amplificação dinâmica, ser determinados de acordo com os procedimentos apresentados nos pontos anteriores.

No que se refere à instabilidade interactiva, não se entende ser necessário proceder a qualquer verificação suplementar tendo em conta o comportamento dinâmico. Isso justifica-se porque a ocorrência de um fenómeno de instabilidade interactiva, é já de si, um fenómeno altamente improvável, na medida em que pressupõe a coexistência simultânea de certos estados de tensão limite em vários sistemas orgânicos. Para que ocorresse um fenómeno de instabilidade interactiva fomentado pelos efeitos dinâmicos, seria necessário, que não só ocorressem tais estados de tensão nas várias secções de controlo envolvidas, como seria necessário que as vibrações ocorressem de forma a amplificarem a acção de todos os sistemas orgânicos e de tal maneira que se mantivesse sempre a mesma forma de interactividade, durante um determinado período de tempo. Ora não se entendendo que tal situação tenha qualquer significado probabilístico, entende-se que a única forma de instabilidade interactiva que pode ocorrer é aquela que resulta da interacção estática e que foi definida no ponto IV.11.2.2.

Contrariamente, a instabilidade transitória, estudada no ponto IV.11.2.3, apesar de ter consequências moderadas, como então se verificou, pode ser motivada pelos efeitos do comportamento dinâmico. Pelo que de um modo semelhante ao indicado para a instabilidade pura, devem ser considerados os incrementos tensionais amplificados:

$$\begin{cases} \left| \bar{\sigma}_{scj}^{j-1} \right| \cdot CAD^{SPO_{j-1}} < \left| \Delta_{a2}^{j-1} - \Delta_{c1}^j \right| - \sum |\delta i| \\ \left| \bar{\sigma}_{scj}^j \right| \cdot CAD^{SPO_j} < \left| \Delta_{a1}^j - \Delta_{c2}^{j-1} \right| - \sum |\delta i| \end{cases} \quad (VI.127)$$

Salienta-se por fim que em aplicações práticas, e dada a importância dos fenómenos de instabilidade (especialmente a instabilidade pura), devem ser consideradas margens de segurança que afectem a soma dos módulos das incertezas associadas ao modelo e aos instrumentos utilizados.

VI.4.3.2 – Condições de interactividade dos sistemas orgânicos

A oscilação dinâmica das acções de controlo não interfere nos modos de interactividade, já que estes são uma propriedade intrínseca de cada aparelho orgânico. Com efeito, na formulação apresentada no capítulo 4 (que foi desenvolvida admitindo que os vectores de actividade têm entradas pertencentes a domínios contínuos), o facto de ocorrerem oscilações dinâmicas é objectivamente indiferente à definição dos diversos modos de interactividade.

Note-se que o efeito das vibrações pode ser tratado como um acréscimo Δnc^j do número de contracções efectuadas por cada sistema orgânico de tal modo que, em cada instante, o acréscimo tensional efectivo produzido pela contracção do sistema j na base de controlo i é dado por^(*):

$$\sigma_i^j = \bar{\sigma}_i^j \times (1 + \Delta nc^j) \quad (\text{VI.128})$$

pelo que, também em cada instante, o vector de actividade poderá ser expresso à custa do número de contracções equivalentes nc_d^j de cada sistema orgânico:

$$\left[\bar{V}_a^{Cl} \right]_j = \begin{bmatrix} nc_d^1 \\ nc_d^2 \\ \dots \\ nc_d^j \\ \dots \\ nc_d^{nso} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} nc^1 + \Delta nc^1 \\ nc^2 + \Delta nc^2 \\ \dots \\ nc^j + \Delta nc^j \\ \dots \\ nc^{nso} + \Delta nc^{nso} \end{bmatrix} \quad (\text{VI.129})$$

ora substituindo o vector de actividade equivalente na expressão (IV.106), tem-se:

$$\begin{bmatrix} \bar{\sigma}_1^1 & \bar{\sigma}_1^2 & \dots & \bar{\sigma}_1^j & \dots & \bar{\sigma}_1^{nso} \\ \bar{\sigma}_2^1 & \bar{\sigma}_2^2 & \dots & \bar{\sigma}_2^j & \dots & \bar{\sigma}_2^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_i^1 & \bar{\sigma}_i^2 & \dots & \bar{\sigma}_i^j & \dots & \bar{\sigma}_i^{nso} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \bar{\sigma}_{nso}^1 & \bar{\sigma}_{nso}^2 & \dots & \bar{\sigma}_{nso}^j & \dots & \bar{\sigma}_{nso}^{nso} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} nc_d^1 \\ nc_d^2 \\ \dots \\ nc_d^j \\ \dots \\ nc_d^{nso} \end{bmatrix} = \sigma^* \cdot \begin{bmatrix} nc_d^1 \\ nc_d^2 \\ \dots \\ nc_d^j \\ \dots \\ nc_d^{nso} \end{bmatrix} \quad (\text{VI.130})$$

(*) Note-se que $-AD^j < \Delta nc^j > AD^j$, onde AD^j representa a componente de amplificação dinâmica na resposta associada a uma acção de controlo.

sistema esse que depois de resolvido, conduz obviamente aos mesmos resultados do que o sistema da expressão anteriormente referida. Ou seja, em termos práticos, a consideração da acção dinâmica pode, na pior das hipóteses, viabilizar a ocorrência de modos de interactividade que, embora possam ser estaticamente incompatíveis, são intrinsecamente considerados na metodologia anteriormente proposta.

VI.5 – VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

Neste sub-capítulo, os procedimentos habituais de verificação da segurança de estruturas de betão pré-esforçado são aplicados ao caso particular das estruturas com pré-esforço orgânico. Na abordagem que se apresenta são salientados e aprofundados os aspectos específicos relacionados com a metodologia proposta. Tal como nos sub-capítulos anteriores, essa abordagem é especialmente desenvolvida para pontes rodoviárias.

Numa primeira fase são tratados os estados limites de utilização, posteriormente é feita a consideração dos estados limites últimos de resistência à flexão e ao esforço transversal sendo, por fim, apresentados com um certo detalhe os aspectos fundamentais envolvidos com o estado limite último de resistência à fadiga.

VI.5.1 – Estados limites de utilização

Os pontos que se seguem contemplam os estados limites de utilização normalmente considerados em estruturas pré-esforçadas, nomeadamente, os estados limites de fendilhação, de deformação e de vibrações.

VI.5.1.1 - Fendilhação

Para além de estarem relacionados com a segurança e a funcionalidade, os estados limites de fendilhação visam assegurar determinados padrões de comportamento em termos de durabilidade e de estética. Aliás, atendendo a estes dois últimos aspectos, têm vindo a ser crescentemente adoptados critérios mais exigentes no estabelecimento destes estados limites.

O recurso a pré-esforço orgânico é uma solução compatível com os mais exigentes critérios já em vigor, mas é também uma solução capaz de viabilizar critérios ainda mais exigentes. Efectivamente o facto deste sistema poder recorrer a muito mais elevados níveis de pré-esforço viabiliza o controlo da fendilhação, praticamente, ao nível que se pretenda.

Paralelamente, uma vez que o sistema proposto é tecnologicamente mais complexo, à partida fará sentido iniciar a sua aplicabilidade em obras especiais, nas quais os níveis de exigência são habitualmente mais elevados. Assim sendo, e numa primeira fase, propõem-se critérios com o nível de exigência semelhante aos mais exigentes critérios actualmente aplicados.

Será ainda de referir que dadas as características específicas do pré-esforço orgânico e da estratégia de controlo proposta, a exigência dos referidos critérios é fundamental para a eficiência da solução em causa, dado que, como anteriormente se descreveu, a referida estratégia implica a sensorização da estrutura (que é mais precisa se existir comportamento elástico).

Como é sabido, a fendilhação de peças de betão armado pré-esforçado não se relaciona exclusivamente com o comportamento à flexão, ou à flexão composta, uma vez que é

necessário controlar a fendilhação longitudinal que pode estar associada a problemas de torção ou de esforço transversal. É ainda conveniente garantir a tomada de medidas adequadas no que diz respeito a aspectos construtivos nomeadamente, em termos de espessuras de recobrimentos e no que se refere à composição dos betões. Estes últimos aspectos, no entanto, saem do âmbito do presente texto, pelo que se irá dispensar o seu aprofundamento.

Seguidamente é apresentada uma sintética descrição dos estados limites de fendilhação que, à luz das considerações apresentadas, deverão ser considerados na análise de estruturas com pré-esforço orgânico.

VI.5.1.1.1 - Estados limites de fendilhação a considerar

Concluiu-se que em estruturas com pré-esforço orgânico, faz, *à priori*, todo o sentido serem considerados os mais exigentes critérios para fixação dos estados limites de fendilhação.

Nessa perspectiva, convencionou-se que para combinações raras, qualquer secção de uma estrutura com pré-esforço orgânico deve estar totalmente comprimida. Esta especificação (com um nível de exigência elevado) é já actualmente preconizada em regulamentos internacionais e exigida por donos de obra em pontes com determinadas características, sendo também proposta por vários regulamentos para outro tipo de estruturas^(*) [C1, E3, F4].

Assim, e na ausência de informação específica em sentido contrário, pode considerar-se o quadro seguinte como critério base para análise da fendilhação de estruturas com pré-esforço orgânico, nomeadamente de tabuleiros de pontes rodoviárias. Naturalmente, poder-se-ão admitir outros critérios mediante os condicionalismos específicos da obra, e dependendo da estratégia de controlo que seja adoptada.

Estado Limite	Combinações de Acções	Ambiente
Descompressão ($\sigma_c < 0$)	Raras	Pouco agressivo
		Moderadamente agressivo
		Muito Agressivo

Quadro VI.18 - Estados limites de fendilhação propostos para estruturas com pré-esforço orgânico

Como é evidente, verificando-se a descompressão para combinações raras de acções, ficam implicitamente verificados os habituais estados limites de largura de fendas ou de formação de fendas, pelo que se dispensa a fixação de critérios para estes últimos.

Contrariamente, a verificação da descompressão não dispensa a verificação das tensões máximas de compressão no betão, verificação essa que deve ter em conta três condições fundamentais [E3, F2]:

(*) Por exemplo, estruturas de reservatórios e de silos.

- a tensão de compressão no betão deve ser, em qualquer instante e em qualquer cenário de carga, inferior ao valor de cálculo da resistência do betão à compressão (de tal modo que não provoque fissuração longitudinal por efeito de Poisson) – A;
- a tensão de compressão no betão, na data de aplicação do pré-esforço, deve ser inferior a um valor minorado do valor de característico da resistência à compressão que o betão exibe na mesma data – B;
- a tensão de compressão no betão não deve provocar valores de fluência superiores aos previstos na regulamentação – C.

Estas considerações podem ser organizadas num quadro que relaciona as condições a verificar com as especificações propostas na bibliografia específica.

Condição	Combinações de Acções	Especificação
A	Raras	$(\sigma_c < f_{cd,j} \text{ [R1]})$ $\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} \text{ [E3]}$
B	Permanentes iniciais	$\sigma_{c0} < 0.8 \cdot f_{ck,j} / \gamma_c \text{ [R1]}$
C	Quase-permanentes	$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \text{ [F2]}$

Quadro VI.19 - Condições de verificação da tensão de compressão no betão(*)

Esta verificação complementar do comportamento de estruturas em termos de fendilhação, normalmente só se assume condicionante, na fase de aplicação do pré-esforço, ou em serviço, em estruturas flectidas fortemente pré-esforçadas.

É precisamente nesse casos que se revela uma das mais importantes potencialidades do pré-esforço orgânico na medida em que nos cenários correspondentes às condições B e C, o pré-esforço orgânico não está todo aplicado. Confirma-se que condições potencialmente condicionantes no pré-esforço convencional se assumem neutras, ou pelo menos moderadamente importantes, no pré-esforço orgânico. Isso irá ser evidenciado de uma forma quantitativa nos exemplos numéricos apresentados no último capítulo.

Refira-se, finalmente, que os valores das tensões actuantes são determinados procedendo ao cálculo dos carregamentos evolutivos para os vários casos de carga a

(*)Onde, $f_{cd,j}$ é valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão no dia j após a betonagem, f_{ck} é valor característico da mesma tensão, $f_{ck,j}$ é o valor característico da mesma tensão no dia j após a betonagem e γ_c é o coeficiente de segurança do material (e que é normalmente igual a 1.5).

considerar, tendo em conta os respectivos valores reduzidos (de acordo com a metodologia apresentada no capítulo 4).

VI.5.1.2 - Deformação

As condições resultantes do estabelecimento de estados limites de deformação visam, essencialmente, assegurar o bom comportamento das estruturas em termos de funcionalidade e em termos de estética [L3](^{*}). No caso de tabuleiros de pontes rodoviárias, os valores limite de deformações (que deverão ser previamente acordados com o cliente) devem ter em consideração três aspectos fundamentais [M1]:

- devem ser compatíveis com a funcionalidade das zonas de conexão dos tabuleiros;
- devem garantir a integridade de elementos não estruturais;
- e não devem prejudicar os respectivos alçados.

Em coerência com o exposto no ponto anterior (ou seja, não sendo admitida a descompressão em estruturas com pré-esforço orgânico), o cálculo de deformações simplifica-se significativamente, na medida em que, o mesmo pode ser efectuado em fase não fendilhada. Assim sendo, em termos de cálculo, a integração de curvaturas torna-se equivalente ao cálculo de flechas elásticas por qualquer um dos conhecidos métodos da Teoria das Estruturas, podendo apenas considerar-se, ou não, a homogeneização do aço, conforme a precisão que se pretenda alcançar.

Apesar disso, é fundamental ter em conta os efeitos da retracção e da fluência, o que, no caso geral, pode ser feito admitindo fixas as propriedades dos materiais e considerando as respectivas variações através de artificios de fácil tratamento, tal como é sugerido na regulamentação portuguesa [R1]. Em contrapartida, em casos em que a avaliação de deformações careça de uma maior precisão, as evoluções das propriedades dos materiais devem ser explicitamente consideradas (nomeadamente a evolução de módulos de elasticidade).

VI.5.1.2.1 - Estados limites de deformação a considerar

Neste caso, não se reconhece qualquer motivo para que os estados limites de deformação em pontes, com pré-esforço orgânico, sejam diferentes dos adoptados para pontes realizadas com recurso a uma outra qualquer solução estrutural.

(^{*}) Em certos casos particulares, a deformação pode estar também relacionada com a segurança, se estiverem envolvidos potenciais fenómenos de 2ª ordem (não linearidades geométricas).

Combinações de Acções	Acções a considerar	Flecha Máxima (m)
Quase Permanentes	$G + \psi_2 \cdot Q$	$(L+40)/2000$ [E3]
Permanentes	G	$(L)/750$ [M1]

Quadro VI.20 - Estados limites de deformação a considerar em pontes rodoviárias

Salienta-se também que o pré-esforço orgânico permite uma redução substancial, tanto das deformações a longo prazo, como das deformações instantâneas (elásticas). Isso também será ilustrado nos exemplos do capítulo 8.

As máximas deformações em serviço são, mais uma vez, determinadas procedendo ao cálculo dos carregamentos evolutivos para os vários casos de carga relevantes, atendendo às combinações indicadas, e tendo em conta os respectivos valores reduzidos (de acordo com a metodologia apresentada no capítulo 4).

VI.5.1.3 - Vibrações

A consideração de problemas dinâmicos no cálculo de pontes de envolve-se essencialmente com aspectos de segurança e com aspectos de funcionalidade (conforto). Conforme se referiu anteriormente, em pontes pré-esforçadas correntes é apenas necessário ter em consideração os aspectos de funcionalidade, uma vez que a segurança é verificada através do cálculo estático tendo em conta acções que incluem intrinsecamente os eventuais efeitos dinâmicos.

No que respeita a estruturas com pré-esforço orgânico, a verificação da segurança com base numa análise dinâmica pode ser dispensada se forem verificadas as condições apresentadas no capítulo VI.4. Em termos de conforto, é conveniente proceder a uma verificação da perceptibilidade das vibrações produzidas pelas cargas de tráfego. Para além disso, e uma vez que as acções de controlo podem ser tratadas como impulsos, é igualmente conveniente verificar que as vibrações induzidas pelas contracções dos sistemas orgânicos têm também efeitos moderados.

É seguidamente exposta uma metodologia bem conhecida que permite, de uma forma simplificada, avaliar as vibrações produzidas pelas cargas de tráfego e pelas acções de controlo, em termos de conforto.

VI.5.1.3.1 - Estados limites de vibrações a considerar

A sensibilidade humana em relação à vibração de estruturas é, em primeira instancia, função da aceleração [M1]. No entanto, estando a classificação das sensações produzidas por vibrações envolvida com fenómenos de carácter psicológico e fisiológico, a mesma depende de vários factores de natureza marcadamente subjectiva, e por isso difícil quantificação. São

exemplos desses factores, a diferença de sensibilidade dos indivíduos, o veículo utilizado, o hábito, a predisposição para a aceitabilidade etc..

Dentro desta subjectividade, vários autores fixaram determinados critérios que sustentam métodos quantitativos para avaliar o conforto de pontes em termos de perceptibilidade de vibrações. Entre estes métodos alguns foram adoptados por regulamentações internacionais, como por exemplo pela norma britânica BS5400 e pela norma canadiana O.H.B.D.C.- 83 [B2, O1].

Apesar do que foi inicialmente referido, grande parte dos métodos para avaliação da perceptibilidade baseiam-se nas amplitudes de deformações, o que é notoriamente mais simples do que ter em conta acelerações. Dentro desse grupo de métodos, existe um que, conduzindo a resultados próximos da generalidade dos restantes, se revela particularmente expedito – o método de Rausch. Este método, proposto por Menn [M1] permite qualificar as pontes em classes de conforto mediante a avaliação do valor de um *factor de sensibilidade* k que depende da amplitude da vibração e da frequência natural da estrutura.

$$k = d \cdot \frac{f^2}{2 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_0}\right)^2}} \quad (\text{VI.131})$$

onde d é a amplitude da vibração em mm, f é a frequência natural da estrutura em Hz e f_0 é uma frequência de referência normalmente dada por ($f_0=10 \text{ Hz}$).

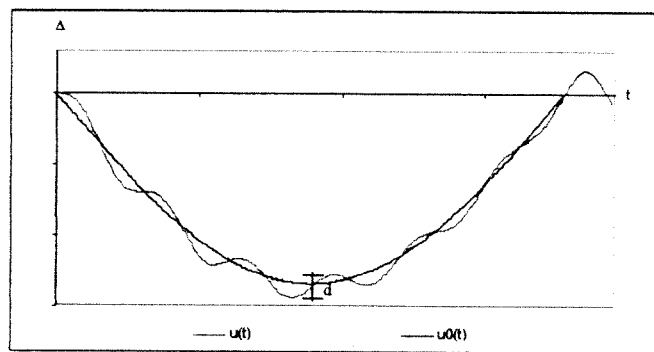


Figura VI.42 –Amplitude das vibrações num carregamento não controlado

A determinação da amplitude da vibração d pode ser efectuada, de uma forma simplificada, a partir da máxima flecha elástica Δe . De facto, uma vez que a máxima flecha dinâmica Δd é relacionada com a primeira ($\Delta d = CAD \times \Delta e$) onde o coeficiente CAD é característico da estrutura e da solicitação em causa, torna-se imediata a determinação da amplitude de vibração:

$$d = 2 \cdot \Delta_e \cdot (CAD - 1) \quad (\text{VI.132})$$

admite-se que este procedimento é válido para tabuleiros de pontes com pré-esforço orgânico, desde que se verifique que o comportamento dinâmico destes é semelhante aos tabuleiros de pontes pré-esforçadas correntes, de acordo com o apresentado no sub-capítulo anterior.

Para cargas de tráfego, o coeficiente *CAD* característico da estrutura pode de igual modo ser obtido a partir de vários critérios especificados na bibliografia específica, como, por exemplo, o que é proposto no já anteriormente referido código canadiano.

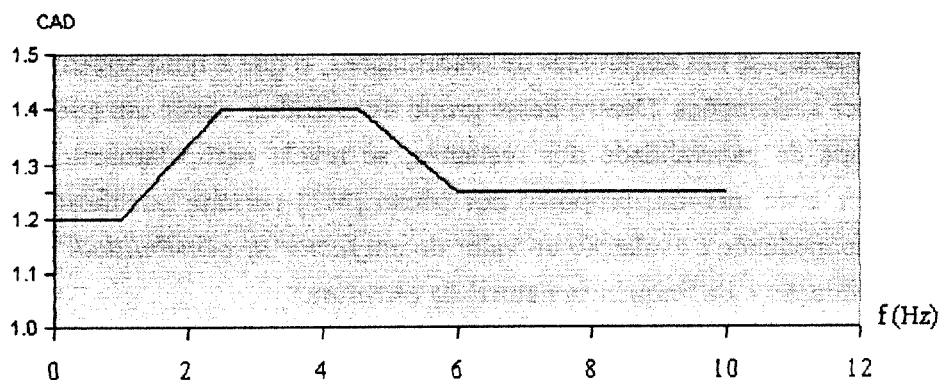


Figura VI.43 - Valores propostos para o coeficiente de amplificação dinâmica em função da frequência natural da estrutura pelo O.H.B.D.C. [O1]

Salienta-se que, normalmente, a frequência natural é calculada em fase não fendilhada [E3], o que em estruturas com pré-esforço orgânico, de acordo com o que foi anteriormente apresentado, é uma hipótese particularmente adequada.

Uma vez determinado o factor de sensibilidade *k* para uma determinada ponte (e para um determinado carregamento), pode classificar-se o seu grau de conforto relacionando o referido valor com os valores limites de cada classe de conforto definidos no quadro VI.21.

K	Classe	Percepção humana
$k < 0.10$	A	Imperceptível
$0.10 \leq k < 0.25$	B	Difícilmente perceptível
$0.25 \leq k < 0.63$	C	Perceptível
$0.63 \leq k < 1.60$	D	Facilmente perceptível
$1.60 \leq k < 4.00$	E	Fortemente perceptível
$4.00 \leq k < 10.00$	F	Muito fortemente perceptível
$10.00 \leq k < 25.00$	G	Muito fortemente perceptível
$25.00 \leq k < 63.00$	H	Muito fortemente perceptível
$63.00 \leq k$	I	Muito fortemente perceptível

Quadro VI.21 - Classes de conforto de pontes em função do factor de sensibilidade *k* (pelo Método de Rausch [M1])

O autor do método propõe como aceitáveis os valores das pontes de classe A, B e C, considera toleráveis as pontes de classe D, E e F e considera inaceitáveis as pontes incluídas nas restantes classes. Naturalmente devem evitar-se soluções que conduzam as pontes integradas neste último grupo. Esta classificação é graficamente expressa na figura VI.44.

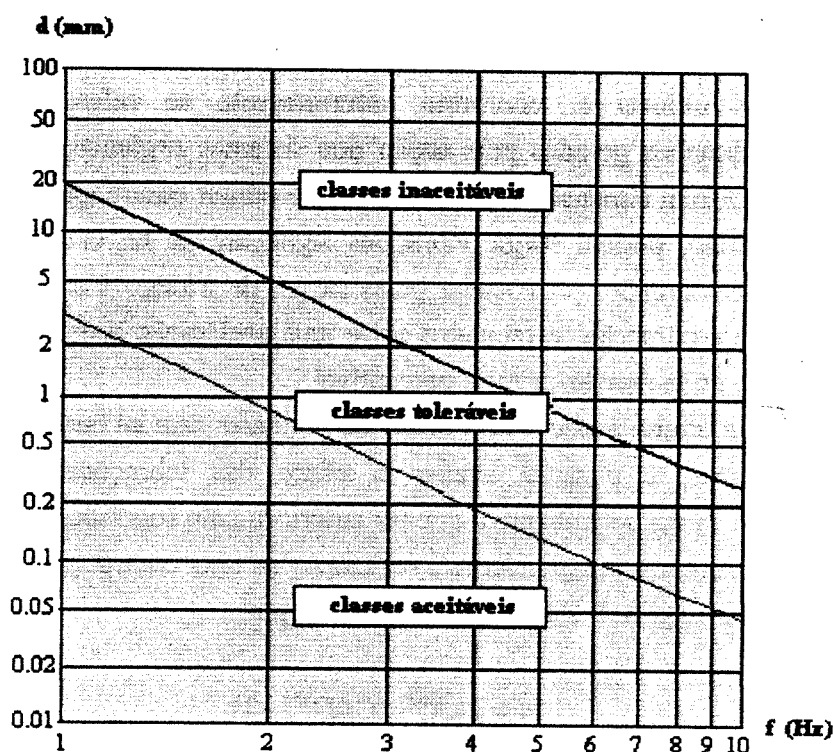


Figura VI.44 - Classificação proposta por Rausch para avaliar o grau de conforto de pontes em função da relação entre as amplitudes de vibrações e as frequências próprias [M1]

Em termos de estados limites de vibrações, na ausência de qualquer indicação na regulamentação portuguesa, poder-se-á então seguir este método, e fixar, por exemplo, as seguintes combinações de acções associadas.

Nível de Exigência	Combinações de Acções	Classes mínimas aceitáveis
I	Frequentes	C
II	Quase Permanentes	C
III	Quase Permanentes	F

Quadro VI.22 - Estados limites de vibrações de acordo com níveis de exigência

Tal como acontece com os estados limites de deformação, nos estados limites de vibrações os níveis de exigência poderão ser fixos pelo cliente, podendo naturalmente ser considerados níveis de exigência diferentes dos propostos no quadro VI.22.

Chama-se à atenção para o facto de que os valores das flechas elásticas a considerar no cálculo devem corresponder aos máximos valores obtidos para todos os carregamentos

controlados caracterizados por um valor igual ou inferior ao respectivo valor reduzido (valor esse, que é fixo de acordo com as combinações de acções previamente definidas).

VI.5.1.3.1.1 – Verificação suplementar em estruturas com pré-esforço orgânico

Pelos motivos já referidos, os critérios anteriormente propostos são idênticos para estruturas com pré-esforço convencional ou pré-esforço orgânico, mas em termos de verificação, nestas últimas é, conforme anteriormente se referiu, necessário ter em consideração as vibrações geradas pela acção dos sistemas orgânicos. Efectivamente, se os sistemas orgânicos forem dimensionados de forma a produzir contracções muito rápidas e com um curso significativo, podem surgir vibrações significativas na estrutura, o que será tão indesejável como as vibrações provocadas pelas cargas de tráfego. Para além disso, durante a efectivação de uma contracção, o tabuleiro sofre uma aceleração ascendente, o que é contra-intuitivo, e por isso pode revelar-se mais perceptível.

Embora este último aspecto seja difícil de ponderar sem se beneficiar da realização de ensaios experimentais, é possível avaliar o efeito das vibrações produzidas por uma contracção, de uma forma semelhante à que foi anteriormente sugerida, bastando para isso que se considere a deformada correspondente à realização de uma contracção^(*).

Nesse caso a amplitude da vibração será dada por:

$$d = 2 \cdot \bar{\Delta}_e^{spo} \cdot (CAD^{spo} - 1) \quad (\text{VI.133})$$

onde o coeficiente de amplificação dinâmica CAD^{spo} é determinado de acordo com o ponto VI.4.1.1, e $\bar{\Delta}_e^{spo}$ é a flecha elástica correspondente a efectivação de uma contracção pelo sistema orgânico com maior amplificação dinâmica.

^(*) Note-se que se um sistema orgânico estiver bem dimensionado, o mesmo não poderá sofrer duas contracções consecutivas sem que haja evolução do carregamento evolutivo (ver ponto IV.4.11).

VI.5.2 - Estado limite último (flexão e esforço transversal)

Neste ponto são considerados os aspectos fundamentais que caracterizam o comportamento de estruturas com pré-esforço orgânico em estado limite último, tendo em conta a flexão composta e o esforço transversal. Faz-se ainda uma breve referência ao comportamento em estado limite último de zonas sujeitas à acção de cargas concentradas. O correspondente estudo em estado limite último de resistência à fadiga é reservado para o próximo ponto devido aos aspectos específicos que o caracterizam e devido à sua importância na solução estrutural em questão.

Tal como nos pontos anteriores, a abordagem é feita com base nos métodos convencionais, sendo apenas adaptados alguns aspectos que se prendem com a natureza específica da solução proposta.

VI.5.2.1 - Análise em estado limite último à flexão composta

A verificação da segurança em estado limite último à flexão composta em estruturas com pré-esforço orgânico pode ser efectuada, para cada secção (tal como é habitual em qualquer estrutura pré-esforçada), através da comparação dos esforços actuantes de cálculo (S_d) com os esforços resistentes de cálculo (R_d) [R1].

$$S_d < R_d \quad (\text{VI.134})$$

No que respeita à determinação dos esforços actuantes, a principal particularidade das estruturas com pré-esforço orgânico, é o facto destas merecerem, como a seguir se verá, a consideração de combinações de acções que não são normalmente relevantes em estruturas pré-esforçadas correntes. Para além disso, é conveniente fazer uma ponderação criteriosa dos estados de actividade a considerar na rotura. No que respeita à determinação dos esforços resistentes, o aspecto fundamental prende-se com o facto dos cabos orgânicos serem não aderentes.

VI.5.2.1.1 – *Determinação de esforços actuantes de cálculo*

A determinação de esforços actuantes de cálculo em estruturas com pré-esforço orgânico deve, na generalidade, compreender a consideração de três combinações fundamentais de acções^(*). Tal significa que para além da combinação fundamental com acção de base sobrecarga, que é normalmente a única relevante, devem ser consideradas duas outras que são justificadas pelas particularidades do pré-esforço orgânico. Então, as combinações a considerar são as seguintes:

^(*) Na generalidade, a acção do vento não é condicionante no tipo de estruturas em análise.

- combinação fundamental com acção de base sobrecarga
- combinação fundamental com acção de base sismo (componente vertical)
- combinação accidental (avaria dos sistemas orgânicos)

A segunda combinação fundamental justifica-se pelo facto das estruturas orgânicas exibirem uma menor capacidade resistente perante a acção sísmica do que perante a acção da sobrecarga, uma vez que, conforme anteriormente se estabeleceu, os sistemas orgânicos são desactivados na ocorrência de sismos. Por isso, apesar da combinação com acção de base sobrecarga conduzir sistematicamente a mais elevados valores dos esforços actuantes, não deixa de ser necessário verificar a segurança tendo em conta a referida combinação(*).

A terceira combinação fundamental justifica-se pelo facto da situação accidental correspondente à avaria dos sistemas efectores poder também conduzir a cenários condicionantes, já que, essa situação é susceptível de ocorrer em simultaneidade com a acção da sobrecarga.

Conforme se irá verificar, em qualquer uma das combinações indicadas é dispensada a realização de carregamentos evolutivos uma vez que, para cada uma, podem ser admitidos determinados estados de actividade genéricos.

No primeiro caso é razoável admitir que, na ocorrência de um carregamento com o máximo valor da sobrecarga, todos os sistemas orgânicos mobilizam o respectivo número máximo de contracções (nc_{max}) para o qual estão dimensionados. Assim, tendo como base a regulamentação portuguesa e usando uma notação simplificada, os esforços actuantes associados à primeira combinação de acções podem ser genericamente definidos por [R2]:

$$S_d = \gamma_g \cdot S_{Gk} + \gamma_q \cdot (S_{Qk} + \psi_0 \cdot S_{wk}) + \gamma_p \cdot S_{pf} + \gamma_p \cdot nc_{max} \cdot S_{spo} \quad (\text{VI.135})$$

onde S_{Gk} , S_{Qk} e S_{wk} são, respectivamente, os valores característicos dos esforços actuantes devido às acções permanentes, à acção da sobrecarga e à acção do vento, S_{pf} são os esforços actuantes devido às componentes fixas do pré-esforço e S_{spo} são os mesmos esforços devido à

(*) Note-se que em estruturas convencionais essa combinação é normalmente dispensada porque a componente vertical da acção sísmica conduz habitualmente a aumentos dos diagramas de momentos flectores inferiores a 0.35G. Ou seja, qualquer combinação quantificada com o valor da carga permanente majorada (1.35 G) é, nesse caso, efectivamente mais gravosa do que a combinação correspondente à acção sísmica (ver exemplos do capítulo 8).

acção unitária de controlo dos sistemas orgânicos; finalmente, ψ_o é o valor reduzido de combinação e γ_i são os coeficientes de segurança relativos a cada uma das referidas acções(*).

Na combinação com acção de base sismo, os esforços actuantes são determinados por:

$$S_d = S_{Gk} + \gamma_E \cdot S_{Ek} + \psi_2 \cdot S_{Qk} + \gamma_p \cdot S_{pf} \quad (\text{VI.136})$$

onde, S_{Ek} é o valor característico dos esforços actuantes devido à acção do sismo, ψ_2 é o valor quase permanente da acção indicada e $nc = 0$, pelo que o termo relativo à componente variável do pré-esforço orgânico é suprimido.

Finalmente na combinação accidental ter-se-á:

$$S_d = S_{Gk} + S_{Fa} + \psi_2 \cdot S_{Qk} + \gamma_p \cdot S_{pf} + \gamma_p \cdot nc \cdot S_{spo} \quad (\text{VI.137})$$

ora como a acção accidental em causa é dada por:

$$S_{Fa} = -\gamma_p \cdot nc \cdot S_{spo} \quad (\text{VI.138})$$

ter-se-á:

$$S_d = S_{Gk} + \psi_2 \cdot S_{Qk} + \gamma_p \cdot S_{pf} \quad (\text{VI.139})$$

cuja interpretação (tendo em conta a expressão (VI.134)) permite objectivar que, as estruturas dotadas de sistemas orgânicos devem verificar a segurança em estado limite último se, durante a ocorrência de um carregamento quase permanente, surgir uma avaria dos sistemas orgânicos.

No que respeita a esta última combinação de acções, admite-se que sejam adoptados outros critérios que, traduzindo o conhecimento de casos concretos, possam assumir-se mais adequados.

Será por fim relevante salientar que a determinação dos esforços actuantes em estruturas dotadas de pré-esforço exterior deve compreender a possibilidade de ocorrerem efeitos de segunda ordem. Este aspecto será abordado no ponto VI.5.2.1.2.2.

Uma vez determinados os máximos valores dos esforços actuantes de cálculo, resta determinar os esforços resistentes de cálculo de forma a poder proceder-se à verificação da segurança de acordo com (VI.134).

(*) Os valores dos referidos coeficientes não são presentemente indicados, uma vez que não se encontra qualquer motivo para os mesmos não assumirem os valores propostos na bibliografia especializada (por exemplo no regulamento português)

VI.5.2.1.2 – Determinação de esforços resistentes de cálculo

Com vista à determinação dos esforços resistentes de cálculo em estruturas com pré-esforço orgânico, podem adoptar-se as hipóteses de caracterização do comportamento dos materiais habitualmente consideradas (no cálculo de estruturas pré-esforçadas correntes), tendo, no entanto, em consideração o facto de que as armaduras do pré-esforço orgânico são não aderentes (ver quadro da página seguinte).

	Natureza dos Pressupostos	Pressupostos de cálculo
Aspectos Gerais	Comportamento das peças	- as secções mantêm-se planas (hipótese de Bernoulli)
	Geometria	- banzos efectivos definidos de acordo com os critérios adequados [E3, R1]
Betão	Relações tensões – extensões de cálculo	- diagrama parábola-rectângulo [C4]
	Áreas efectivas	- consideração das áreas de vazios (se forem significativas)
	Capacidades resistentes	- o betão não resiste à tracção [E3, R1, ...]
Armaduras ordinárias	Relações tensões – extensões de cálculo	- curva bilinear clássica (diagrama simplificado de cálculo) [R1]
	Compatibilidade de deformações	- extensões das armaduras iguais às do betão adjacente
Armaduras de pré-esforço aderente	Relações tensões – extensões de cálculo	- curva bilinear clássica
	Compatibilidade de deformações	- extensões das armaduras iguais às do betão adjacente
Armaduras de pré-esforço não aderente	Relações tensões – extensões de cálculo	- curva bilinear clássica
	Compatibilidade de deformações	- compatibilidade de deslocamento apenas nas ancoragens (deformações distintas ao longo dos cabos) - o atrito em movimentos relativos é desprezado

Quadro VI.23 - Pressupostos do cálculo à flexão composta em estado limite último

Estando os pressupostos indicados amplamente difundidos e tratados na bibliografia da especialidade [C9, L1, L2, M2, T1, ...], considera-se ser dispensável neste texto apresentar a sua tradução analítica ou gráfica, restando apenas aprofundar o que se refere ao último pressuposto do quadro VI.23, o que será feito no ponto VI.5.2.1.2.1.

As hipóteses admitidas permitem estabelecer as equações de equilíbrio e as equações de compatibilidade que, na prática, conduzem à determinação das capacidades resistentes pretendidas.

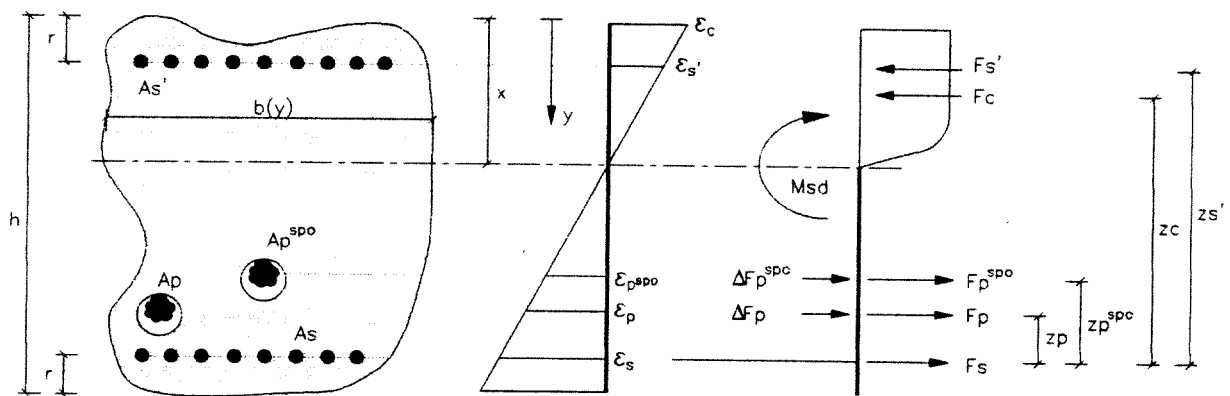


Figura VI.45 - Esquema para determinação da capacidade resistente de uma seção(*)

Tendo em conta a figura VI.45 e as variáveis nela definidas, podem estabelecer-se duas equações de equilíbrio:

$$F_c + F_{s'} = F_p + F_p^{spo} + \Delta F_p + \Delta F_p^{spo} + F_s \quad (\text{VI.140})$$

e

$$F_c \cdot z_c + F_{s'} \cdot z_{s'} = M_{sd} + F_p \cdot z_p + F_p^{spo} \cdot z_p^{spo} + \Delta F_p \cdot z_p + \Delta F_p^{spo} \cdot z_p^{spo} \quad (\text{VI.141})$$

equações essas que correspondem, como é notório, às equações de equilíbrio à translação segundo o eixo da peça, e à rotação, na ordenada onde se localiza a armadura passiva tracionada. Onde,

F_c , F_s e $F_{s'}$ são as forças mobilizadas no betão, na armadura tracionada e na armadura comprimida, respectivamente;

F_p e F_p^{spo} são as forças de pré-esforço instaladas na armadura de pré-esforço fixo e na armadura de pré-esforço orgânico;

z_c , z_s , $z_{s'}$, z_p e z_p^{spo} são as ordenadas dos pontos de aplicação das forças correspondentes;

ε_c , ε_s , $\varepsilon_{s'}$, ε_p e $\varepsilon_{p^{spo}}$ são as extensões nos vários materiais nas ordenadas indicadas;

ΔF_p , ΔF_p^{spo} são as variações da força nas armaduras de pré-esforço fixo e orgânico devido à deformação da estrutura:

(*) Neste procedimento despreza-se a flexão perpendicular à direcção de flexão em análise.

h , $b(y)$ e r são a altura da peça, a largura da peça e o revestimento, respectivamente;

As , As' , Ap e Ap^{spo} , são as áreas das armaduras passivas e das armaduras de pré-esforço, sendo, finalmente, Msd o momento actuante de cálculo, x a posição do eixo neutro e y a variável das ordenadas.

A resolução analítica destas equações pode tornar-se muito complicada em secções geométricas complexas (como, por exemplo em vigas caixão) pelo que se torna vantajoso recorrer a processos numéricos iterativos para a sua resolução (o que é, de resto, um procedimento habitual).

Um algoritmo simples consiste em arbitrar iterativamente o tipo de rotura (frágil ou dúctil) e a posição do eixo neutro x de forma a verificar a equação (VI.141), o que na convergência define perfeitamente a configuração de rotura. Após estar definida a configuração de rotura, pode, com recurso à equação (VI.140), determinar-se a armadura ordinária de reforço As (ou verificar se um valor previamente definido para a mesma assegura a capacidade resistente pretendida).

Repare-se que se considerar previamente definida a armadura de compressão As' , a fixação de uma configuração de rotura (e conseqüentemente a fixação da posição do eixo neutro x) define implicitamente os valores das forças instaladas no betão e nas armaduras ordinárias (Fc e Fs), define o acréscimo de tensão no cabo aderente (ΔFp) e define o ponto de aplicação da força no betão (zc).

Tem-se então que:

$$Fc = \int_0^x \sigma_c(y) \cdot b(y) \cdot dy \quad (VI.142)$$

onde $\sigma_c(y)$ é a expressão analítica da curva que define a relação entre deformações e tensões do betão na rotura, e que pode ser, por exemplo, a curva parábola-rectângulo [C4]. Para além disso, sendo conhecido o tipo de rotura e a posição do eixo neutro, torna-se também conhecido, directa ou indirectamente o valor de ε_c , podendo-se assim determinar:

$$Fs' = As' \cdot E_s \cdot \frac{(x-r)}{x} \cdot \varepsilon_c \quad (VI.143)$$

e

$$\Delta Fp = Ap \cdot E_p \cdot \frac{(h-zp-r-x)}{x} \cdot \varepsilon_c \quad (VI.144)$$

e finalmente,

$$z_c = h - r - \frac{\int_0^x \sigma_c(y) \cdot b(y) \cdot y \cdot dy}{\int_0^x \sigma_c(y) \cdot b(y) \cdot dy} \quad (\text{VI.145})$$

Note-se que, por hipótese, o momento actuante de cálculo M_{sd} é conhecido, assim como são conhecidos os esforços de tracção instalados nos cabos de pré-esforço (F_p e F_p^{spo}) e os respectivos pontos de aplicação, pelo que para resolver o problema fica apenas desconhecido o valor do acréscimo de força no cabo não aderente (ΔF_p^{spo}). É precisamente sobre a determinação desse valor que se desenvolve o ponto seguinte.

VI.5.2.1.2.1 – Cálculo de incrementos tensionais provocados pelas deformações

Na abordagem clássica sobre a variação tensional devido a deformações, em cabos de pré-esforço aderente, admite-se que as extensões nos cabos são idênticas às extensões existentes no betão que lhes é contíguo. Essa hipótese, por motivos óbvios, deixa de ser aplicável em cabos de pré-esforço não aderente (interior ou exterior), pelo que é necessário considerar uma formulação específica nesse casos.

Já se viu que, em cabos não aderentes, desprezando o atrito de segunda ordem, as extensões devidas a deformações das estruturas são constantes ao longo dos cabos, pois os únicos pontos onde os mesmos se encontram fixos são as ancoragens [V1].

Apesar de alguns autores, e inclusivamente algumas normas sugerirem o desprezo das variações tensionais resultantes de deformações das estruturas, vários outros autores sugerem métodos para a sua avaliação, ilustrando com ensaios numéricos e experimentais a expressão que as respectivas grandezas podem assumir [A4, C2, F5, M1, V3].

Grande parte dos modelos propostos para a avaliação das extensões existentes nos cabos de pré-esforço, devido às deformações das estruturas onde os mesmos se integram, tem em conta a existência de formação de fendas características de mecanismos de corpo rígido típicos na rotura por flexão. Aliás, é em função das larguras estimadas para essas fendas que nesses modelos se propõem valores para as deformações nos cabos de pré-esforço.

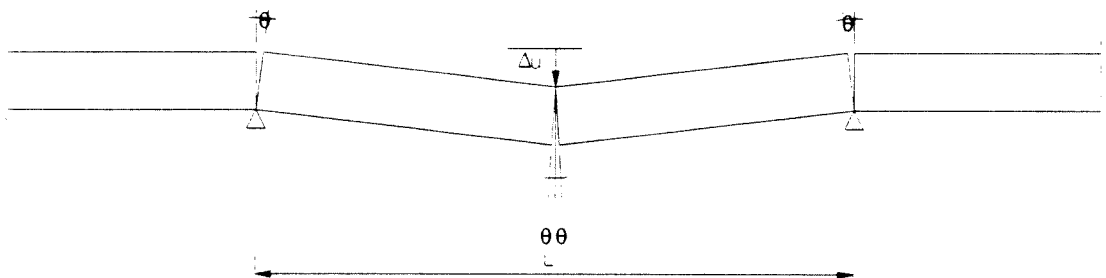


Figura VI.46 - Modelo de avaliação de incrementos tensionais em cabos não aderentes [F5]

O modelo representado na figura VI.46 é proposto em recomendações da F.I.P. para elementos laminares e conduz a valores de acréscimos de comprimento dos cabos dados por:

$$\Delta l_p = \sum (\Delta l_{ap} + \Delta l_{va}) \quad (\text{VI.146})$$

em que, Δl_{ap} e Δl_{va} são, respectivamente, as variações de comprimento no cabo nas rótulas localizadas nos apoios, e na rótula localizada a meio vão. Ora, arbitrando valores para o braço interno é possível determinar tais variações de comprimento [F5],

$$\begin{cases} \Delta l_{ap} = k1 \cdot d \cdot \left(\frac{\Delta_u}{L} \right) \\ \Delta l_{va} = k2 \cdot d \cdot \left(\frac{\Delta_u}{L} \right) \end{cases} \quad (\text{VI.147})$$

onde, d é a altura útil da secção, L é o vão, Δ_u é a flecha em estado limite último, e $k1$ e $k2$ são constantes dependentes da configuração de rotura admitida.

Naturalmente, sabendo-se o comprimento original do cabo L_c , e admitindo que a tensão nos cabos de pré-esforço aderentes nunca atinge o limite de elasticidade, pode determinar-se o incremento tensional em causa:

$$\Delta \sigma_p = \Delta \varepsilon_p \cdot E_p = \frac{\Delta l_p}{L_c} \cdot E_p \quad (\text{VI.148})$$

Este tipo de análises são, no entanto, muito sensíveis à esbelteza das estruturas, à sua ductilidade e a outros factores^(*), sendo, por isso de alguma forma contingente a fixação de configurações de rotura generalizáveis a procedimentos de cálculo sistemáticos.

Ora, pretendendo-se neste texto uma abordagem genérica, independente de graus de esbelteza e desprendida de potenciais configurações de rotura, sugere-se que na ausência de dados específicos mais concretos, se avaliem tais extensões a partir das deformações elásticas correspondentes aos carregamentos em estado limite último.

Esta opção de análise assume como fundamental vantagem o facto de ser indiferente à complexidade das configurações geométricas das secções consideradas^(**), e assenta claramente numa conjuntura de carácter conservativo, já que se baseia no cálculo linear elástico e despreza o efeito das deformações por esforço transversal. A determinação do

(*) Foram recentemente realizados ensaios numéricos que sustentam que a consideração do aumento de deformações em peças pré-esforçadas devido ao esforço transversal, conduz a uma ampliação média dos incrementos tensionais em armaduras de pré-esforço não aderentes próxima de 15% [C2].

(**) A determinação de configurações de rotura e a fixação de braços internos para estruturas com secções geométricas complexas, nomeadamente no caso de vigas caixão, não podem, de algum modo, ser efectuadas com base nos pressupostos correntemente admitidos para secções mais simples.

alongamento de um cabo orgânico poderá então ser feita de uma forma análoga à sugerida por certos autores [M1, V3], mas, tendo em conta as premissas anteriormente propostas.

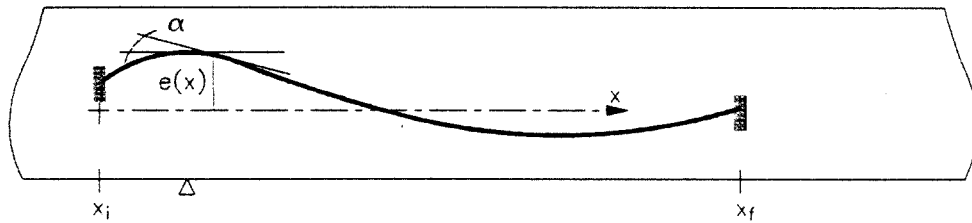


Figura VI.47 - Esquema para determinação do alongamento de um cabo orgânico

A deformação existente no betão ao nível do centro mecânico das armaduras de pré-esforço pode ser efectuada à custa das seguintes variáveis:

$\Delta\delta\epsilon n(x)$ - extensão no betão no centro de gravidade da secção x devido à acção das cargas exteriores e dos sistemas orgânicos;

e $\Delta\delta\epsilon m(x)$ - curvatura na secção x devido à acção das cargas exteriores e dos sistemas orgânicos.

Como no caso de vigas contínuas (não porticadas) a acção das cargas exteriores (em estruturas aproximadamente horizontais) não provoca qualquer esforço axial, as variáveis em questão podem ser determinadas pelas seguintes expressões:

$$\Delta\delta\epsilon n(x) = \frac{nc_{max} \cdot \Delta\bar{P}^{spo}(x)}{E_c \cdot A(x)} \quad (VI.149)$$

e,

$$\Delta\delta\epsilon m(x) = \frac{MQ(x) + (nc_{max} \cdot \Delta\bar{P}^{spo}(x)) \cdot e(x) + nc_{max} \cdot \bar{M}_{spo}(x)}{E_c \cdot I(x)} \quad (VI.150)$$

onde $MQ(x)$ representa o valor majorado momento flector devido à acção exterior e as restantes variáveis apresentadas já estão definidas.

Naturalmente, a variação de extensão existente no betão na secção x ao nível do centro mecânico do cabo orgânico em análise, na sequência do referido carregamento, será^(*):

^(*) Conforme se referiu anteriormente, não se consideram as deformações devidas ao esforço transversal.

$$\Delta \varepsilon_{p^{spo}} = \Delta \delta \varepsilon n(x) + \Delta \delta \varepsilon m(x) \cdot e(x) \quad (\text{VI.151})$$

onde $e(x)$ é, de acordo com a figura VI.47, a excentricidade do cabo orgânico na secção x . Ora, como o cabo apenas está fixo nas ancoragens, o seu alongamento total será precisamente o integral da extensão definida na expressão anterior e cujos intervalos são as abcissas (x_i e x_f) das referidas ancoragens:

$$\Delta l_{p^{spo}} = \int_{x_i}^{x_f} (\Delta \delta \varepsilon n(x) + \Delta \delta \varepsilon m(x) \cdot e(x)) \cdot dx \quad (\text{VI.152})$$

Desprezando o atrito existente devido às deformações diferenciais (hipótese já anteriormente admitida – ver ponto VI.3.1.1.1.2), a extensão ao longo do cabo será igual ao seu valor médio:

$$\bar{\varepsilon}_{p^{spo}} = \frac{\Delta l_{p^{spo}}}{Lc} \quad (\text{VI.153})$$

em que Lc , tirando partido dos dados da figura VI.47, pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$Lc = \int_{x_i}^{x_f} \frac{1}{\cos \alpha} \cdot dx \quad (\text{VI.154})$$

Tendo em conta o pressuposto de que as tensões nominais são sempre inferiores aos limites de elasticidade, determina-se o acréscimo de tensão no cabo de pré-esforço em análise fazendo uso da expressão (VI.148). Conhecido esse valor, torna-se imediata a determinação do acréscimo de força instalada no cabo de pré-esforço orgânico em estado limite último:

$$\Delta F_{p^{spo}} = A_{p^{spo}} \cdot \Delta \sigma_{p^{spo}} \quad (\text{VI.155})$$

Naturalmente, se coexistirem mais do que um cabos orgânicos numa mesma secção, ou se os mesmos não poderem ser considerados por um cabo equivalente, o respectivo cálculo em estado limite último implica a repetição deste procedimento.

VI.5.2.1.2.2 – Efeitos de segunda ordem em cabos de pré-esforço exterior

Nos cabos de pré-esforço exterior não aderentes, para além do problema anteriormente exposto, levanta-se um outro que se prende com efeitos de segunda ordem [V3,V4].

Efectivamente, as deformadas neste tipo de estruturas podem reduzir as excentricidades efectivas dos cabos de pré-esforço, o que provoca aumentos de deformações, e reduz sensivelmente o efeito do pré-esforço.

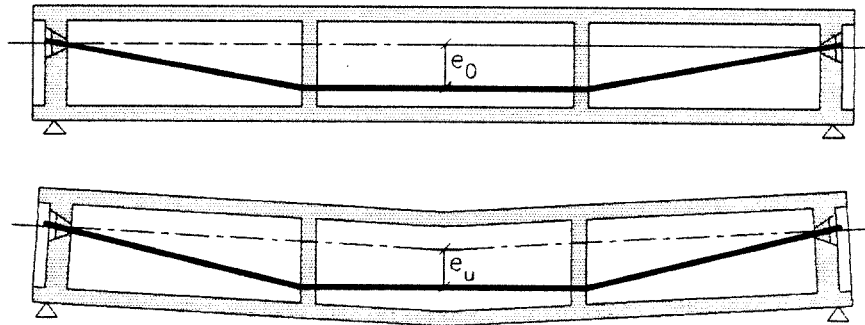


Figura VI.48 - Efeitos de segunda ordem devido às deformações em estruturas com cabos de pré-esforço exterior

Claro, a quantificação deste efeito depende do traçado do cabo e das características mecânicas e geométricas da estrutura em causa. A sua consideração pode, no entanto, ser feita de uma forma genérica, somando ao momento actuante um momento de segunda ordem:

$$Msd(x) = Msd'(x) + P_u(x) \cdot (e_0(x) - e_u(x)) \quad (\text{VI.156})$$

em que $Msd'(x)$ é o momento actuante de cálculo obtido da forma convencional, sendo $e_0(x)$ e $e_u(x)$ as excentricidades do cabo na configuração de repouso e na configuração de rotura.

Naturalmente este tipo de cálculo é de natureza recursiva (como é habitual em problemas com não linearidades geométricas [E1, F3]), na medida a excentricidade $e_u(x)$ é função do momento actuante efectivo $Msd(x)$.

VI.5.2.2 - Análise em estado limite último ao esforço transversal

No que respeita a verificação da segurança em estado limite último ao esforço transversal de estruturas com pré-esforço orgânico, os procedimentos a seguir são, mais uma vez, praticamente idênticos aos que são propostos para estruturas pré-esforçadas correntes. No entanto, devem ser consideradas, na generalidade, as mesmas combinações fundamentais propostas no ponto anterior.

Por outro lado, ao contrário do que se admitiu na análise à flexão composta, não se pode considerar que, em combinações com acção de base sobrecarga e na eminência da rotura, os sistemas orgânicos mobilizam o número máximo de contracções. Efectivamente, as configurações de carregamento condicionantes em termos de esforço transversal podem ser pouco importantes em termos de momentos flectores, e conseqüentemente podem provocar

tensões moderadas nas secções críticas. Por isso, essas configurações poderão estar relacionadas com estados de actividade intermédios, ou mesmo nulos.

Assim sendo, a única forma de determinar em rigor os esforços efectivos instalados nas várias configurações de carga associadas a este estado limite, pressupõe que se determinem previamente os estados de actividade dos sistemas orgânicos com base em carregamentos evolutivos. Note-se que esses carregamentos devem ser caracterizados pelo seu valor característico devidamente majorado pelo coeficiente de segurança γ_q . Em casos em que se pretenda simplificar tal procedimento, admite-se fazer a determinação dos esforços actuantes desprezando a acção dos sistemas orgânicos.

No que se refere à determinação dos esforços resistentes (V_{Rd}), o procedimento é em tudo semelhante ao que é habitual em estruturas correntes. Porém, é conveniente ter em conta que o factor de ampliação do termo corrector da teoria de Morsh ($1 + M_0 / Msd$) considerando a acção de controlo adequada, ou seja, tendo em conta o pré-esforço efectivo instalado.

Usando a terminologia da regulamentação portuguesa, isso pode ser analiticamente traduzido da seguinte forma [R1]:

$$V_{Rd}(x) = V_{cd}(x) + V_{wd}(x) \quad (\text{VI.157})$$

onde $V_{wd}(x)$ é a capacidade resistente das armaduras e $V_{cd}(x)$ é referido termo corrector da teoria de Morsh e cujo valor é determinado por:

$$V_{cd}(x) = \tau_l \cdot bw(x) \cdot d(x) \cdot \left(1 + \frac{M_0(x)}{Msd(x)} \right) \quad (\text{VI.158})$$

em que τ_l é uma tensão de resistência ao esforço transversal definida e quantificada no mesmo regulamento, bw é a largura da alma da secção e M_0 é o momento de descompressão.

Ora, é na determinação do valor M_0 que é necessário ter em conta o efeito do pré-esforço produzido pelos sistemas orgânicos. Esse valor, no caso de ser razoável admitir traçados semelhantes para todos os cabos, pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$M_0(x) = \gamma_p \cdot (P^f(x) + P^{f0}(x) + nc \cdot \Delta \bar{P}^{spo}(x)) \cdot \left(e(x) + \frac{I(x)}{A(x) \cdot V(x)} + \bar{M}_{up}(x) \right) \quad (\text{VI.159})$$

onde $\bar{M}_{up}(x)$ é o momento flector hiperstático unitário para o traçado equivalente, e as restantes variáveis já estão definidas.

Refira-se que, de acordo com o mesmo regulamento, este valor deverá ser limitado a 2, devendo também verificar-se que V_{Rd} não ultrapassa os valores máximos também aí estipulados [R1].

VI.5.2.3 - Análise em estado limite último de zonas sujeitas a cargas concentradas

A análise de zonas sujeitas a cargas concentradas em estruturas com pré-esforço orgânico pode ser efectuada exactamente da forma que é habitual (em estruturas pré-esforçadas convencionais), por exemplo com base nos Artºs 138º a 141º do R.E.B.A.P., desde que se tenha em consideração que os esforços máximos provocados pelos sistemas de pré-esforço são obtidos considerando a máxima actividade dos sistemas orgânicos ($n_c = n_{c_{max}}$), e que a acção do pré-esforço é majorada pelo coeficiente $\gamma_p = 1.35$ [R1].

VI.5.3 – Estado limite último de resistência à fadiga

A verificação dos estados limites últimos de resistência à fadiga visa, fundamentalmente, garantir a segurança de elementos estruturais sujeitos a solicitações de carácter cíclico, ou repetitivo.

No que diz respeito a esta matéria, a análise de estruturas dotadas de pré-esforço orgânico merece, inequivocamente, um tratamento distinto daquele que é adequado em estruturas pré-esforçadas correntes. Por um lado, a natureza orgânica da solução em causa implica a existência de processos de actividade que desgastam os cabos orgânicos e os elementos que lhes estão directamente ligados (como as ancoragens). Por outro lado, a acção de controlo, minimiza as amplitudes tensionais existentes nas estruturas base, nomeadamente no betão e nas armaduras aderentes.

Uma coisa é certa, no que se refere aos cabos orgânicos e às ancoragens orgânicas, a fadiga será, sistematicamente, um dos aspectos condicionantes do seu dimensionamento.

Independentemente das características de cada caso particular, existem soluções para minimizar os processos da fadiga. Uma das formas de o fazer é, tal como se referiu no capítulo 4, instalar uma componente fixa nos cabos de pré-esforço orgânico. Note-se que, como essa opção implica um aumento das áreas dos cabos, isso provoca que uma mesma variação de força, corresponda a uma menor variação tensional. Tal corresponde, em termos práticos, a aproximar a solução proposta, da solução convencional.

Será importante desde já salientar que, para além do fenómeno puro de fadiga resultante da variação repetitiva de estados tensionais, é previsível que os cabos orgânicos sofram processos de desgaste mecânico devido ao deslizamento dos cabos. Esse fenómeno, normalmente considerado conjuntamente com a fadiga, irá merecer algumas considerações específicas, no que se refere ao seu estudo em pré-esforço orgânico.

VI.5.3.1 - Efeitos da fadiga nos diversos materiais

Verifica-se que, apesar de certos autores admitirem haver uma certa dependência em relação à tensão média instalada nos elementos solicitados [P4], o dano por fadiga nos diversos

materiais das estruturas pré-esforçadas está, fundamentalmente, relacionado com a amplitude tensional e o número de ciclos a que os mesmos estão sujeitos [E3, E4, R1, P6, R4](*)).

♦ A fadiga no betão produz uma diminuição das capacidades resistentes à compressão, à tracção e ao corte, para além disso aumenta a sua deformabilidade. No entanto, o seu efeito só se faz sentir se as amplitudes tensionais forem significativas (em termos grosseiros, tal só acontece se esses valores forem superiores a metade da sua capacidade resistente [R1]). Na generalidade, essa situação apenas acontece na ocorrência de carregamentos particularmente gravosos (mas com uma frequência reduzida), ou se houverem importantes redistribuições internas de esforços devido à fendilhação. Por esse motivo, a verificação da resistência à fadiga no betão é, geralmente, dispensável em estruturas dotadas de pré-esforço orgânico.

Salienta-se, aliás, que de acordo com o Eurocódigo uma vez verificada a condição A do quadro VI.19 (respeitante aos estados limites de fendilhação), não é necessária qualquer verificação explícita da resistência à fadiga do betão em pontes rodoviárias [E3].

Exeptomam-se, no entanto, as zonas sujeitas à acção de forças localizadas, como é o caso das zonas onde se inserem as ancoragens orgânicas. Nestas zonas das estruturas orgânicas, embora não se preveja, na generalidade, uma situação tão gravosa como nos cabos orgânicos e nas respectivas ancoragens, será conveniente proceder à respectiva verificação. O desenvolvimento de metodologias para proceder a essa verificação carece, no entanto, de trabalho experimental, uma vez que na bibliografia especializada, ao que se sabe, não são feitas referências sobre as amplitudes tensionais aceitáveis em zonas de betão confinadas(**).

♦ Para as armaduras passivas e para cabos de pré-esforço fixo (aderente), o mais importante efeito de fadiga é a redução da capacidade resistente, contudo este efeito também só se revela significativo se houver fendilhação do betão. Isso justifica o facto de ser dispensável a verificação da resistência à fadiga em armaduras aderentes (activas ou passivas) exclusivamente sujeitas a tensões de compressão [E3]. Analogamente, admite-se que cabos não aderentes fixos (interiores ou exteriores) não sofrem fadiga, o que se justifica pelo facto de no pré-esforço convencional, estes cabos estarem isentos de amplitudes tensionais significativas [E1].

Em termos conclusivos pode, desde já estabelecer-se que, em tabuleiros de pontes rodoviárias que verifiquem os mais exigentes critérios no que respeita a estados limites de fendilhação é aceitável dispensar-se a verificação ao estado limite último de resistência à fadiga de todos os elementos que não estejam directamente ligados aos sistemas orgânicos. Em

(*) Na generalidade dos regulamentos, a tensão média instalada é um factor omissos nos procedimentos de verificação que aí são propostos.

(**) Note-se que, uma vez que as amplitudes de tensões admissíveis em zonas de betão não confinadas estão relacionadas com a capacidade resistente do betão à compressão (f_{cd}), é previsível que as correspondentes amplitudes em zonas de betão confinadas se relacionem com p_{cRd} (em que $p_{cRd} = k \cdot f_{cd}$ com $k > 1$).

contrapartida, nos sistemas orgânicos (cabos e ancoragens) essa verificação é fundamental. Por motivos já expostos, os pontos que se seguem desenvolvem-se exclusivamente em torno do problema da fadiga nos cabos orgânicos.

VI.5.3.2 – Pressupostos de cálculo

Independentemente da metodologia adoptada para a verificação da segurança em relação ao estado limite último de resistência à fadiga, a modelação das estruturas requer a fixação de determinados pressupostos.

Em estruturas com pré-esforço convencional, normalmente, o cálculo de esforços e de tensões é feito admitindo modelos elásticos lineares nos quais deve ser considerada uma rigidez reduzida nas zonas fendilhadas. Paralelamente, o cálculo tensional deve ser efectuado desprezando a capacidade resistente à tracção do betão nas secções fendilhadas, mas satisfazendo a compatibilidade de deformações [E3, R1]. É também habitual nesse tipo de cálculo reduzir-se a tensão tangencial entre betão e armaduras de modo a ter em conta a fendilhação, considerando-se, para além disso, um coeficiente de homogeneização previamente estipulado [C5, E3].

Em contrapartida, e tendo mais uma vez em consideração o estado limite de fendilhação previamente admitido para estruturas com pré-esforço orgânico (ver ponto VI.5.1.1), afigura-se correcto modelar estas estruturas recorrendo ao cálculo elástico e considerando as secções integrais das estruturas em causa^(*).

Para além disso, para que as metodologias que a seguir se apresentam sejam aplicáveis, é necessário garantir-se que se verificam determinadas condições, que não serão certamente condicionantes no caso geral [E5] (algumas das quais são, de resto, normalmente necessárias para a verificação de outros estados limites que as mesmas soluções terão que verificar).

- todas as tensões nominais deverão enquadrar-se nos limites elásticos dos materiais.

- os elementos estruturais sujeitos a importantes fenómenos de fadiga não podem estar expostos a condições de corrosão excessivas, nomeadamente aquelas que resultam de ambientes agressivos, ou muito agressivos.

- os elementos em causa não podem estar sujeitos a temperaturas superiores a 150° C.

^(*) Como é evidente, estes pressupostos também são válidos em estruturas pré-esforçadas convencionais, se estas estiverem isentas de fenómenos de fendilhação.

VI.5.3.3 – Métodos de verificação da resistência à fadiga

A verificação do estado limite último de resistência à fadiga em cabos orgânicos pode ser efectuada com base em quatro métodos que são seguidamente apresentados por ordem crescente de complexidade e de rigor(*). Esses métodos constituem adaptações quase imediatas dos métodos propostos na bibliografia especializada. A cada um dos dois últimos métodos que irão ser apresentados, está associada uma forma específica de quantificação de acções que é caracterizada conjuntamente com a exposição do respectivo método.

VI.5.3.3.1 – Método simplificado de verificação da resistência à fadiga

Este método, que é preconizado na regulamentação portuguesa e noutros regulamentos, consiste em verificar que a amplitude tensional máxima $\Delta\sigma_{max}$, obtida para uma dada combinação de acções, é inferior à amplitude de fadiga admissível $\Delta\sigma_{fat}$ [R1, C4].

$$\Delta\sigma_{max} = \sigma_{max} - \sigma_{min} < \Delta\sigma_{fat} \quad (VI.160)$$

Este procedimento não pressupõe uma quantificação de acções específica, podendo por isso ser efectuado tendo em conta as tensões obtidas σ_{max} e σ_{min} para as combinações de acções correntes definidas de acordo com cada critério. No quadro VI.24 são apresentados 3 critérios que recorrem a este método, sendo discriminado para cada um, para além das combinações de cálculo, o limite de ciclos a partir do qual a verificação é necessária, o limite a partir do qual a mesma verificação deixa de ser válida, e por fim, a amplitude tensional admissível.

Combinação de Acções	Limite mínimo de ciclos	Limite máximo de ciclos	$\Delta\sigma_{fat}$ MPa	Referência
Frequentes	10^4	10^8	$95/\gamma_{s,fat}$ (**)	C.E.B. [C4]
Frequentes	-	-	100	[V2]
Quase Permanentes	10^5	2.10^6	120	R.E.B.A.P. [R1]

Quadro VI.24 - Dados para verificação da resistência à fadiga de cabos de pré-esforço pelo método simplificado

A determinação da amplitude tensional $\Delta\sigma_{max}$ nos cabos de pré-esforço é feita de acordo com o ponto VI.5.2.4.1 para a combinação de acções pretendida.

(*) Apesar de serem conhecidos outros métodos para o mesmo efeito, não se entende haver nos mesmos qualquer vantagem substancial em relação aos que são seguidamente apresentados.

(**) $\gamma_{s,fat}$ é o coeficiente de segurança da capacidade resistente à fadiga e é dado por $\gamma_{s,fat} = 1.15$.

VI.5.3.3.2 – Verificação da resistência à fadiga considerando um nível de carga

Como é sabido, a resistência à fadiga do aço é vulgarmente definida pelas curvas S-N ou, curvas de Wohler. Estas curvas assumem uma configuração bilinear, em escalas logarítmicas, e relacionam números de ciclos N com amplitudes tensionais máximas admissíveis $\Delta\sigma_{fat}$, ou seja, definem o número de ciclos de carga com a referida amplitude que conduzem à rotura do material em causa.

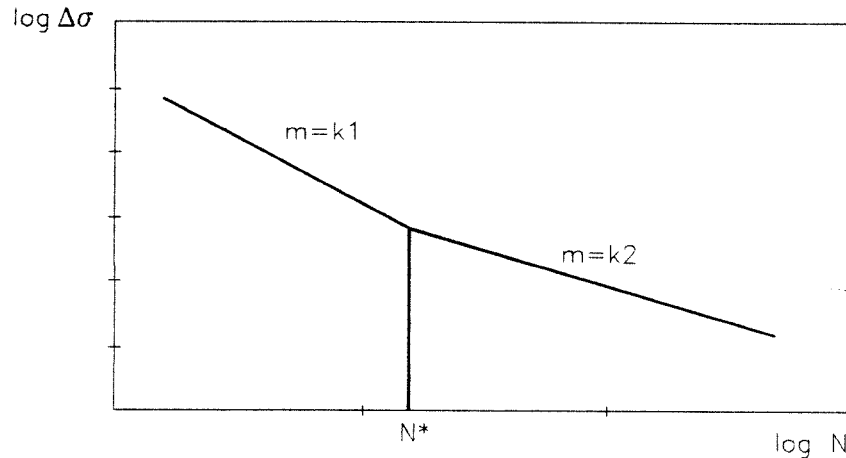


Figura VI.49 - Configuração da curva de resistência à fadiga para cabos de pré-esforço [C4, E3]

O valor N^* define o vértice da curva, e corresponde normalmente a 10^6 ciclos de carga, sendo os declives $k1$ e $k2$ constantes próprias de cada material. Pelo que a curva de resistência poderá ser analiticamente definida pela seguinte expressão:

$$\begin{cases} \log\left(\frac{\Delta\sigma_{fat}(N)}{\Delta\sigma_{fat}^*}\right)^{k1} = \log\left(\frac{N^*}{N}\right) \Leftarrow N < N^* \\ \log\left(\frac{\Delta\sigma_{fat}(N)}{\Delta\sigma_{fat}^*}\right)^{k2} = \log\left(\frac{N^*}{N}\right) \Leftarrow N \geq N^* \end{cases} \quad (VI.161)$$

ou libertando a expressão dos logaritmos:

$$\begin{cases} \Delta\sigma_{fat}(N) = \left(\frac{N^*}{N}\right)^{\frac{1}{k1}} \cdot \Delta\sigma_{fat}^* \Leftarrow N < N^* \\ \Delta\sigma_{fat}(N) = \left(\frac{N^*}{N}\right)^{\frac{1}{k2}} \cdot \Delta\sigma_{fat}^* \Leftarrow N \geq N^* \end{cases} \quad (VI.162)$$

Ora, se se conhecer, para uma dado elemento estrutural, qual o número previsto de ciclos N (ou qual a frequência N/Hv do carregamento) que provocam a amplitude tensional

máxima $\Delta\sigma_{max}(N)$, pode proceder-se à verificação da resistência à fadiga durante o período de vida H_v do elemento estrutural em causa, verificando a seguinte condição [C4] (*):

$$\gamma_{sd} \cdot \Delta\sigma_{max}(N) < \Delta\sigma_{fat}(N) / \gamma_{s,fat} \quad (VI.163)$$

Os valores dos parâmetros envolvidos podem ser identificados no quadro VI.25.

Aço de pré-esforço	N^*	Declive		$\Delta\sigma_{fat}(N)$ (MPa)		
		k_2	k_1	para N^* ciclos	para $2 \cdot 10^6$ ciclos	para 10^8 ciclos
Cabos curvos (bainhas metálicas)	10^6	3	7	120	110	65
Cabos curvos (bainhas de plástico)	10^6	5	9	160	145	95
Cabos rectos	10^6	5	9	160	145	95

Quadro VI.25 - Dados para verificação da resistência à fadiga de cabos de pré-esforço pelo método da carga equivalente [C4, E2](**)

O valor de $\Delta\sigma_{max}(N)$ é determinado para combinações frequentes de acções, também de acordo com o ponto VI.5.2.4.

Note-se que este método é mais rigoroso do que o anterior na medida em que tem em conta o período de vida do elemento estrutural, ou melhor, tem em conta o número previsto de ciclos de carga durante esse período.

VI.5.3.3.3 – Verificação da resistência à fadiga por avaliação do dano produzido por um veículo tipo de fadiga

Este método é muito semelhante ao anterior, no entanto, distingue-se porque em vez da tensão $\Delta\sigma_{max}$ ser determinada para combinações frequentes de acções, a mesma é determinada através do cálculo correspondente à passagem de um *veículo tipo de fadiga* - as amplitudes tensionais são determinadas de acordo com o ponto VI.5.2.4.2.

(*) Note-se que o período de vida de um elemento estrutural pode não coincidir com o período de vida da obra se o mesmo for substituível. Em princípio, esse é o caso dos cabos orgânicos.

(**) A diferença dos valores propostos para cabos rectos e cabos curvos, resulta da consideração do efeito de desgaste mecânico [C5].

Pressupõe este método que o dano provocado por esse veículo tipo durante um determinado período de tempo, é igual ao dano provocado pelo tráfego a que a ponte está sujeita, durante esse mesmo período.

No quadro VI.26 são apresentados os parâmetros que caracterizam os veículos tipo de fadiga preconizados por três regulamentos internacionais para pontes rodoviárias^(*).

Referência	Nº de eixos	D(1-2)	D(2-3)	D(3-4)	Nº passagens ano/ via de lentos	Q_i (kN)
Eurocode 1 [E2]	4	1.20	6.00	1.20	2×10^6	120
A.C.I [A3]	1	-	-	-	1.46×10^5 a 2.2×10^5	220
B.S. 5400 [B1]	4	1.80	6.00	1.80	-	80

Quadro VI.26 - Veículos tipo de fadiga propostos por normas internacionais para pontes rodoviárias^(**)

Numa fase de pré-dimensionamento, este método revela-se particularmente expedito, conduzindo na generalidade a resultados satisfatoriamente próximos daqueles que se obtém com o método mais rigoroso que a seguir se apresenta.

VI.5.3.3.4 – Verificação da resistência à fadiga por avaliação do dano determinado com base num espectro de níveis de carga

Este método para além de ter em conta o período de vida da obra em análise, permite determinar o dano acumulado provocado por um determinado número de classes de níveis de carga actuantes, aumentando o seu grau de rigor com o número de níveis de carga considerados. Sendo assim, este método torna-se particularmente adequado para a verificação da resistência à fadiga de elementos estruturais sujeitos a acções cíclicas de várias grandezas, tal como é o caso dos sistemas de pré-esforço orgânico.

O método consiste basicamente em somar o dano provocado por cada classe de carga segundo a regra cumulativa de Palmgreen-Miner de modo a obter o dano global equivalente, verificando que este é inferior à unidade [C4].

As classes de carga i são definidas a partir de um espectro de níveis de carga que se considera previamente definido.

(*) No quadro não se referem aspectos específicos vinculados a cada norma, nomeadamente no que se refere a coeficientes de segurança, a coeficientes de amplificação dinâmica, entre outros, uma vez que a sua consideração não é acessível a uma referência sintética.

(**) D(A-B) – representa a distância ente os eixos A e B.

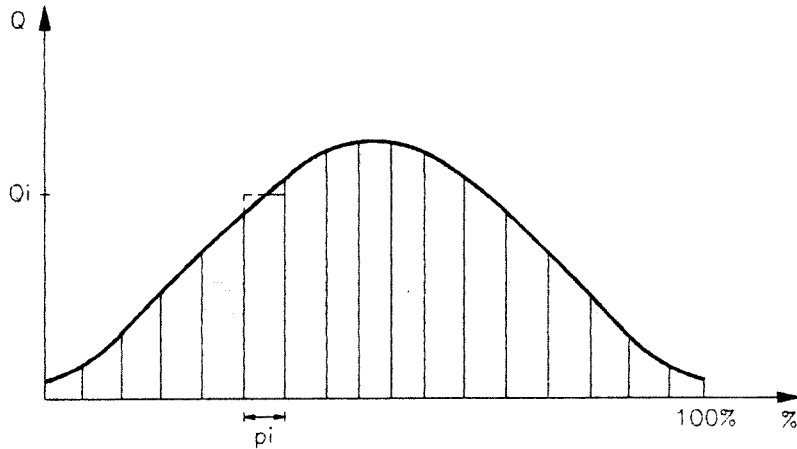


Figura VI.50 - Espectro de níveis de carga

Cada classe de carga i (cuja carga representativa é Q_i), é caracterizada por produzir uma amplitude tensional $\Delta\sigma_{fat}(Q_i)$ que se prevê ocorrer um determinado número de vezes ni durante a vida do elemento estrutural Hv . Ora sendo conhecida a contribuição pi (da classe associada a Q_i) para o número total de carregamentos esperados por ano N_p , é possível determinar o valor do número total de vezes que ocorre o carregamento em causa:

$$ni = pi \cdot N_p \cdot Hv \quad (VI.164)$$

Por outro lado, com base nas curvas de resistência definidas na figura VI.49 e no quadro VI.25, é possível determinar o número de vezes que poderá ocorrer a amplitude tensional $\Delta\sigma_{fat}(Q_i)$ até se atingir a rotura:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{Ri} = \left(\frac{\Delta\sigma_{fat}^*}{\gamma_{sd} \cdot \gamma_{s,fat} \cdot \Delta\sigma_{fat}(Q_i)} \right)^{k1} \cdot N^* \leftarrow \Delta\sigma_{fat}(Q_i) > \Delta\sigma_{fat}^* \\ N_{Ri} = \left(\frac{\Delta\sigma_{fat}^*}{\gamma_{sd} \cdot \gamma_{s,fat} \cdot \Delta\sigma_{fat}(Q_i)} \right)^{k2} \cdot N^* \leftarrow \Delta\sigma_{fat}(Q_i) < \Delta\sigma_{fat}^* \end{array} \right. \quad (VI.165)$$

podendo-se assim determinar o dano esperado devido à ocorrência dos carregamentos representados pela carga Q_i ,

$$Di = \frac{ni}{N_{Ri}} \quad (VI.166)$$

Finalmente, tem-se que, o dano total provocado num elemento estrutural pela ocorrência de $N_p \times Hv$ carregamentos, caracterizados por um espectro de níveis de carga com nci classes de carga, é dado por:



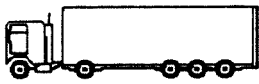
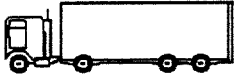

$$D = \sum_{i=1}^{nci} Di = \sum_{i=1}^{nci} \frac{ni}{N_{Ri}} \tag{VI.167}$$

ficando verificada a segurança de resistência à fadiga no período em causa se:

$$D < 1 \tag{VI.168}$$

Em pontes rodoviárias, as classes de níveis de carga podem ser representadas por veículos tipo aos quais estão associadas percentagens da sua representatividade no trânsito global, a que essas pontes estão sujeitas. Naturalmente, o volume total de trânsito e as percentagens atribuídas a cada classe dependem das características das pontes e, das características das vias de comunicação nas quais as pontes se integram.

Na pré-norma Eurocódigo 1 são propostos espectros de níveis de carga para pontes rodoviárias, sendo essa informação apresentada na forma de um quadro que a seguir se reproduz [E2].

Veículo Tipo de Fadiga			Caracterização do tráfego		
Silhueta do Veículo	Distância entre eixos (m)	Carga Axial Equivalente (kN)	(1) Longo Curso pi (%)	(2) Médio Curso pi (%)	(3) Trânsito local pi (%)
	4.50	70 130	20	50	80
	4.20 1.30	70 120 120	5	5	5
	3.20 5.20 1.30 1.30	70 150 90 90	40	20	5
	3.40 6.00 1.80	70 140 90 90	25	15	5
	4.80 3.60 4.40 1.30	70 130 90 80 80	10	10	5

Quadro VI.27 - Veículos tipo de fadiga representativos das classes de três espectros de níveis de carga em pontes rodoviárias [E2]

Nessa mesma norma são propostos valores para os volumes de tráfego anual de acordo com categorias de tráfego:

Categoria de Tráfego	$N_p/(\text{via de lentos})^{(*)}$
Estradas com duas ou mais fachas de rodagem por direcção e com elevado tráfego de pesados	$2.0.10^6$
Estradas com tráfego médio de pesados	$0.5.10^6$
Estradas principais com pouco tráfego de pesados	$0.125.10^6$
Estradas locais com pouco tráfego de pesados	$0.05.10^6$

Quadro VI.28 - Volumes de tráfego anual em função de categorias de tráfego [E2]

Salienta-se ainda que este método pode ser usado em aplicações práticas com base em espectros de níveis de carga obtidos especificamente para a situação em causa, o que, por motivos evidentes, é a forma mais correcta de proceder à verificação pretendida.

VI.5.3.4 – Determinação de amplitudes tensionais em cabos de pré-esforço orgânico

De acordo com o que foi referido anteriormente, haverá duas formas de determinar as amplitudes tensionais a considerar nos procedimentos relativos aos quatro métodos apresentados. No primeiro caso, que contempla os primeiros dois métodos, as amplitudes tensionais consideradas, são precisamente as máximas amplitudes tensionais que ocorrem nos cabos de pré-esforço orgânico durante a acção dos carregamentos gerais definidos no segundo ponto deste capítulo. No segundo caso, as amplitudes tensionais em questão, são obtidas para os carregamentos específicos de fadiga definidos nos pontos relativos aos dois últimos métodos.

Como já se referiu, a variação de tensão em cabos não aderentes devido à acção de carregamentos exteriores é um valor moderado, já que não havendo aderência, tal valor depende exclusivamente das deformações globais. Assim sendo, admite-se que as amplitudes tensionais existentes nos cabos orgânicos são exclusivamente dadas pelo incremento tensional produzido durante as contracções dos sistemas orgânicos. Ou seja, num determinado cabo orgânico, a tensão mínima é a tensão correspondente à componente fixa do pré-esforço orgânico, sendo a tensão máxima igual à soma da tensão mínima com a tensão produzida quando são consumidas o número máximo de contracções.

Este princípio é válido e aplicável em ambos os casos que a seguir se tratam.

(*) Ao valor de N_p deve ser adicionado 10% por cada facha rápida

VI.5.3.4.1 – Amplitudes tensionais máximas para as combinações de acções definidas

As amplitudes tensionais máximas para as combinações de acções definidas são determinadas a partir das acções gerais definidas no segundo ponto deste capítulo. Para tal procede-se ao cálculo evolutivo dos vários casos de carga iq para a combinação de acções definida (de acordo com os procedimentos do capítulo 4). Uma vez que se podem supor conhecidas as matrizes de actividade (e os vectores de evolução de actividade de cada sistema orgânico j) para as várias combinações de acções (já que são as mesmas usadas na verificação dos restantes estados limites), determina-se o número máximo de contracções $nc_{max,j}^{iq}$ a que cada sistema está sujeito em cada caso de carga iq da combinação pretendida. Posteriormente, determina-se o número máximo de contracções a que cada sistema orgânico j está sujeito na para a mesma combinação de acções:

$$nc_{max,j}^{fat} = Max(nc_{max,j}^{iq}) \quad (VI.169)$$

então, para cada sistema orgânico j , o valor da máxima amplitude tensional associada a referida combinação de acções é dada por:

$$\Delta\sigma_{max}^j = nc_{max,j}^{fat} \cdot \Delta\bar{P}^{spoj} / Ap_j \quad (VI.170)$$

onde Ap_j é a área do cabo de pré-esforço do sistema orgânico j .

O valor assim obtido, pode ser usado nas expressões (VI.160) ou (VI.163) para proceder à verificação da resistência à fadiga do cabo em causa, de acordo com o método seleccionado.

VI.5.3.4.2 – Amplitudes tensionais máximas devido à passagem de veículos tipo de fadiga

Ao contrário do que acontece no caso anterior, as matrizes de actividade correspondentes aos carregamentos evolutivos gerados pelas passagens dos veículos tipo de fadiga propostos nos dois últimos métodos apresentados, não se podem supor previamente conhecidas, já que, as respectivas simulações são exclusivamente feitas para o estudo de problemas de fadiga.

Assim sendo, ter-se-á que caracterizar completamente os carregamentos evolutivos em causa, e seguir os procedimentos apresentados no capítulo 4 para determinar as referidas matrizes. Para caracterizar os carregamentos evolutivos em causa basta atribuir as velocidades de circulação a cada veículo tipo de fadiga, já que as cargas e configurações do carregamento estão completamente definidas juntamente com a apresentação dos métodos que as consideram. Salienta-se que neste caso, as situações condicionantes correspondem a

velocidades de circulação baixas, pois, para velocidades altas os sistemas orgânicos poderão não efectuar todas as potenciais contracções devido aos atrasos das respostas(*).

A partir das matrizes de actividade assim obtidas, podem, de uma forma análoga à do ponto anterior, determinar-se os números máximos de contracções $nc_{max,j}^{iq_{fat}}$ que ocorrem em cada sistema orgânico j e para cada carregamento evolutivo de fadiga iq_{fat} podendo, de uma forma análoga ao ponto anterior, determinar-se a amplitude tensional que lhe está associada:

$$\Delta\sigma_{max}^j(Qi) = nc_{max,j}^{iq_{fat}} \cdot \Delta\bar{P}^{spoj} / Ap_j \quad (VI.171)$$

note-se que, neste caso, em termos de carregamentos evolutivos, cada carregamento Qi corresponde a um caso de carga iq_{fat} .

Os valores assim obtidos, podem ser usados nas expressões (VI.163) ou (VI.165) para proceder à verificação da resistência à fadiga do cabo em causa, de acordo com os respectivos métodos. Salienta-se que no método apresentado no ponto VI.5.3.3.3 apenas é definido um veículo tipo de fadiga, pelo que, apenas se tem que proceder ao cálculo de um carregamento evolutivo.

VI.5.3.5 – Considerações sobre o desgaste mecânico nos cabos orgânicos

Conforme se verificou anteriormente, na bibliografia específica a consideração do fenómeno de desgaste mecânico é intrinsecamente feita na verificação da segurança à fadiga, na medida em que os parâmetros que definem as curvas de resistência à fadiga dependem dos materiais utilizados nas bainhas e das curvaturas dos cabos (ver quadro VI.25) [E4, C6, R4]. Apesar disso, entende-se pertinente salvaguardar uma reserva na aplicação deste procedimento a sistemas de pré-esforço orgânico, pelo que se irão tecer algumas considerações sobre essa matéria.

No que diz respeito ao dano total (por fadiga pura e desgaste mecânico) existente exclusivamente no aço dos cabos de pré-esforço orgânico, a generalização dos referidos procedimentos apenas levanta uma questão que se relaciona com o facto dos cabos orgânicos poderem aquecer na sequência de séries prolongadas de activações.

Efectivamente, os ensaios do aço de pré-esforço à fadiga são realizados por sistemas muito semelhantes aos sistemas de pré-esforço orgânico (sistemas de pré-esforço com macacos acoplados), sendo no mesmos materializadas condições de atrito equivalentes às condições reais [R4, S4]. Assim sendo, desprezando a cadência temporal dos processos de esticamento (que se relaciona com a produção de calor) na qual tais ensaios são realizados, não haverá

(*) Na ausência de melhor informação, pode proceder-se a tais simulações com a velocidade de circulação ($v_{fad} = v / 10$ em que v_{vt} é a velocidade do veículo tipo definida em VI.2.1.2. Note-se que este valor torna praticamente desprezável o atraso da resposta sendo, por isso, certamente conservativo.

qualquer dúvida que os seus resultados tem aplicação directa em sistemas de pré-esforço orgânico(*). No entanto, uma vez que nas referências consultadas apenas são consideradas variações térmicas relacionadas com as variações térmicas ambientais, fica por esclarecer, se a referida adaptação de procedimentos será integralmente válida. Este aspecto será mais um, a merecer uma especial atenção na realização de ensaios do sistema proposto.

Por outro lado, apesar de alguns autores admitirem que o desgaste mecânico depende mais da interacção entre cordões do que da interacção entre cabos e bainhas [R4], no caso do pré-esforço orgânico não deixa de ser fundamental verificar o efeito deste fenómeno nas bainhas de pré-esforço. Note-se que, em cabos de pré-esforço não aderentes, o sistema de protecção contra a corrosão pressupõe a estanqueidade das bainhas.

Apesar de nesta matéria serem conhecidos resultados que indiciam que as bainhas existentes no mercado revelam uma capacidade resistente compatível com os sistemas não aderentes convencionais(**), uma vez que nos anteriormente referidos ensaios com cabos de aço não são feitas referências ao comportamento das bainhas, será questionável se as soluções actualmente existentes serão compatíveis com a solução proposta.

Em termos conclusivos, será importante salientar que os aspectos que se relacionam com o desgaste mecânico deverão merecer uma particular atenção na vertente experimental do pré-esforço orgânico.

(*) Salienta-se que de acordo com os resultados de ensaios experimentais realizados em bainhas de plástico (polietileno), o facto das operações de tensionamento serem de cursos mais alargados, não implica significativas alterações nos coeficientes de atrito efectivamente mobilizadas, verificando-se aliás que estes se mantêm numa gama de valores próxima dos indicados no quadro VI.14 ($\mu = 0.05$ a 0.07) [S4].

(**) Ensaio realizados em cabos não aderentes com bainhas de plástico com amplitudes tensionais de 35 Mpa (amplitudes típicas em cabos de pré-esforço exterior) revelam que ao fim de 2.500.000 ciclos de tensionamento, as bainhas se encontram em bom estado, sem pôr em causa o sistema de protecção em relação à corrosão [S4].

VI.6 - DESCRIÇÃO DE UM PROGRAMA PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

Neste ponto é sinteticamente apresentado um programa de cálculo, designado por *OPS*, que foi exclusivamente desenvolvido para modelar estruturas com pré-esforço orgânico (concebidas de acordo com a metodologia proposta).

Trata-se de um programa especialmente vocacionado para a análise longitudinal de tabuleiros de pontes de betão armado pré-esforçado. No entanto, o mesmo pode ser utilizado no cálculo de outras estruturas com pré-esforço orgânico mediante a operação de ligeiras adaptações.

De acordo com o que se referiu na introdução, entendeu-se ser mais produtivo procurar neste trabalho avaliar com a maior abrangência possível as aplicações estudadas. Nesse sentido, desenvolveu-se o programa para um universo de aplicabilidade de algum modo restrito, mas que reduz aos inevitáveis os fenómenos não analisados.

Por outras palavras, a utilização do programa *OPS* permite que, apenas descorando os fenómenos cuja avaliação dependerá de pesquisa experimental, se proceda ao dimensionamento integral de uma estrutura orgânica. Note-se que, esse carácter de abrangência do programa revela-se fundamental na medida em que permite garantir que as inequívocas vantagens que o sistema proposto revela em determinadas vertentes, não implicam soluções incompatíveis noutras vertentes. Simultaneamente, essa mesma propriedade torna este programa um instrumento que poderá ser usado na preparação e no acompanhamento do trabalho experimental.











Após a consideração de várias hipóteses, optou-se desenvolver o programa em "Excel". Esta opção, que se veio a assumir francamente vantajosa, irá certamente constituir uma excelente alternativa para a programação científica nos próximos anos. O uso deste tipo de programação, apesar de exigir elevadas velocidades de processamento devido aos significativos gastos de memória que pressupõe, admite ambientes interactivos com acesso directo à informação, permite a possibilidade quase instantânea de tratamento gráfico de qualquer tipo de informação, permite a possibilidade de recorrer a rotinas compreensivas para procedimentos cíclicos ("Visual Basic") e assegura uma muito elevada rapidez de programação.

Considerando-se que uma das mais importantes funções do programa *OPS* é a de permitir fazer comparações objectivas entre soluções convencionais e soluções com a metodologia proposta, entendeu-se conceber os sistemas de saída de informação de forma a serem acumulados os mínimos desvios em relação aos valores teóricos^(*).

O programa é constituído por 9 módulos independentes que podem ser executados por uma ordem sequencial, ou isoladamente, conforme se pretenda, reflectindo, a sua estruturação,

(*) Por exemplo, as armaduras são indicadas correspondem aos valores de cálculo e não a combinações lineares de diâmetros comerciais.

as várias fases do cálculo longitudinal de estruturas de betão armado com pré-esforço orgânico.

Módulo	Tarefas
	♦ Introdução de dados
	♦ Cálculo de propriedades geométricas e mecânicas ♦ Cálculo de esforços
	♦ Cálculo do sistema mecânico
	♦ Cálculo de esforços devido ao pré-esforço fixo
	♦ Cálculo de esforços devido ao pré-esforço orgânico
	♦ Simulação de carregamentos evolutivos ♦ Cálculo de envolventes de tensões para os vários cenários considerados
	♦ Cálculo e verificação dos estados limites de fendilhação ♦ Cálculo e verificação dos estados limites de deformação ♦ Cálculo e verificação dos estado limites de vibrações
	♦ Cálculo e verificação dos estado limite último à flexão ♦ Cálculo e verificação dos estado limite último ao esforço transverso
	♦ Cálculo e verificação do estado limite último de fadiga
	♦ Organização do relatório de cálculo

Quadro VI.29 - Tarefas fundamentais dos módulos constituintes do programa OPS

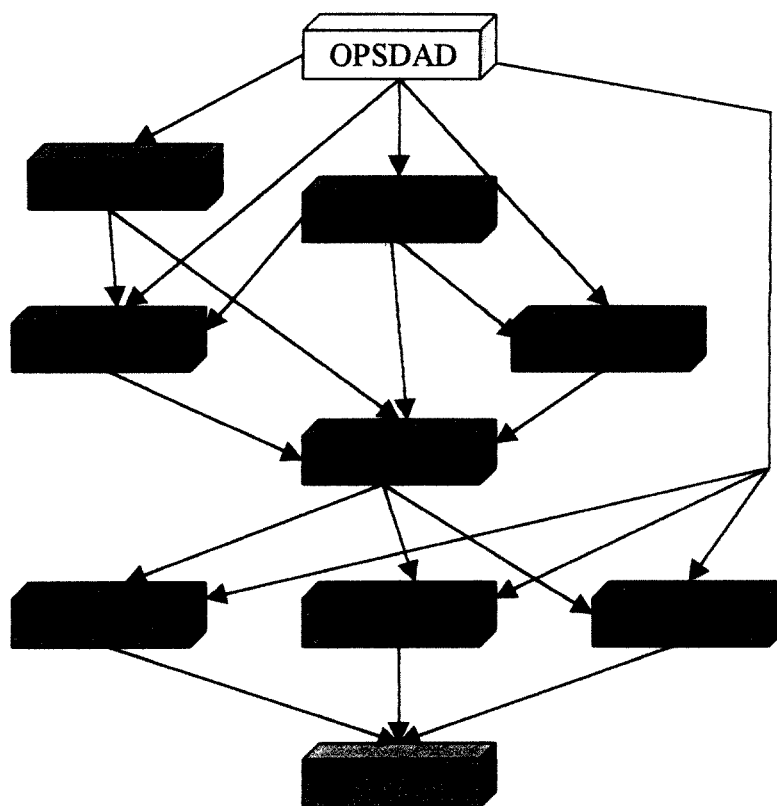


Figura VI.51 - Canais fundamentais de transmissão de informação entre os módulos do programa OPS

È seguidamente apresentada uma sintética exposição da forma como cada módulo executa as tarefas que lhes estão associadas, sendo ainda explicitadas as principais conexões existentes entre os vários módulos.

VI.6.1 - Introdução de dados

O módulo OPSDAD é uma folha de cálculo virtual na qual estão desenhados campos que identificam a informação a introduzir. Quando o módulo é seleccionado aparecem nas células de preenchimento valores correspondentes a um modelo base previamente seleccionado, sendo apenas necessário substituir os valores que sejam distintos no modelo em análise e no referido modelo base.

A introdução de dados é integralmente efectuada neste módulo, sendo por isso necessário alterar no mesmo os valores, que após a execução de outros módulos, se entendam serem susceptíveis de ser alterados. Nesse caso, como é evidente, o modelo base utilizado deve corresponder à última versão do modelo em análise.

A informação a introduzir pode ser classificada em 9 conjuntos de dados que são automaticamente transmitidos aos outros módulos sempre que os mesmos são executados.

Conjuntos de Dados	Módulos destinatários
Materiais	Todos excepto OPSMEC
Geometria	Todos excepto OPSMEC
Condições ambientais	OPSPEF; OPSPEV; OPSELS
Leis de actividade dos sistemas mecânicos	OPSMEC; OPSENV
Características dos sistemas mecânicos	OPSMEC; OPSENV
Acções e combinações de acções	OPSENV; OPSELS; OPSELU
Composições de tráfego	OPSFAD
Leis de comportamento de materiais	OPSELU
Crítérios de verificação dos estados limites	OPSELS; OPSELU; OPSFAD

Quadro VI.30 - Conjuntos de dados e módulos destinatários

VI.6.2 - Cálculo de propriedades geométricas e mecânicas e cálculo de esforços

O módulo OPSDGE é no fundo um programa de cálculo longitudinal de vigas contínuas com uma qualquer lei de evolução da secção, que para além de processar toda a informação relativa à caracterização geométrica e mecânica da estrutura em análise, procede ao seu cálculo estático, determinando os vários diagramas de esforços e de tensões e as respectivas envolventes estáticas respeitantes às acções exteriores consideradas.

O módulo em causa efectua uma discretização automática da estrutura e recorre, na generalidade, ao método das forças para a determinação dos esforços, usando processos numéricos para a sua resolução. Em alguns cálculos parcelares são usados métodos complementares que se afiguram mais vocacionados para os problemas em causa (nomeadamente, o método de Cross em sub-estruturas sujeitas a carregamentos evolutivos).

VI.6.3 - Cálculo das características relevantes dos sistemas mecânicos

O dimensionamento dos sistemas óleo-hidráulicos é efectuado no módulo OPSMEC fazendo uso da metodologia e da formulação apresentadas no capítulo 5. Desse dimensionamento resultam essencialmente a caracterização do cilindro de esticamento e da bomba hidráulica.

VI.6.4 - Cálculo de esforços e de tensões devidos ao pré-esforço fixo

O módulo OPSPEF usa da informação geométrica e mecânica produzida no módulo OPSDGE e, com base nesta e nos dados específicos procede à determinação dos traçados dos

cabos e ao cálculo das perdas de tensão nas diferentes fases (de acordo com o ponto 3 deste capítulo). Posteriormente determina os esforços e tensões devidos à acção do pré-esforço fixo, fazendo uso do método dos coeficientes de influência na obtenção das respectivas componentes hiperstáticas.

VI.6.5 - Cálculo de esforços e tensões devidos ao pré-esforço orgânico

O módulo OPSPEV, tal como o módulo anteriormente tratado, usa da informação geométrica e mecânica produzida no módulo OPSDGE para com base nesta, nos dados específicos, e nas características do sistema óleo-hidráulico (determinadas no OPSMEC), proceder à determinação dos traçados dos cabos, ao cálculo das perdas de tensão nas diferentes fases (igualmente de acordo com o ponto 3 deste capítulo). Posteriormente, calcula os esforços e as tensões devidos à acção da componente fixa do pré-esforço orgânico. Finalmente, determina os esforços e tensões produzidos pela activação unitária de cada um dos vários sistemas orgânicos. Naturalmente o método para a determinação dos esforços é idêntico ao anterior.

Este módulo determina, ainda, outras variáveis interessadas no cálculo evolutivo como, por exemplo, os atrasos da resposta afectos a cada sistema orgânico (de acordo com a formulação dos capítulos 4 e 5).

VI.6.6 - Simulação de carregamentos evolutivos e cálculo de envolventes totais de tensões para os vários cenários considerados

O módulo OPSENV usa a informação anteriormente produzida para simular os carregamentos evolutivos, ou seja, recorrendo à lei de actividade e às características do sistema mecânico, determina recursivamente os sucessivos estados de actividade.

Naturalmente, os algoritmos para simular os diferentes tipos de carregamentos evolutivos são distintos, baseando-se na formulação apresentada no capítulo 4. A informação relativa às várias fases de cálculo é organizada de modo a ser facilmente transferida para os módulos de verificação.

VI.6.7 – Verificação dos estados limites de utilização

O módulo OPSELS, com base nos critérios previamente definidos, procede às várias combinações de tensões tendo em conta que os valores reduzidos de determinados carregamentos correspondem, em si, a determinados carregamentos evolutivos. Seguidamente verifica o estado limite de fendilhação.

A determinação das máximas deformações, é feita do modo habitual no que envolve deformações diferidas, e é feita com base nos valores do módulo OPSENV no que se refere a

máximas deformações elásticas. É posteriormente verificado o estado limite de deformação previamente estabelecido.

O estado limite de vibrações é verificado pelo método simplificado de Rausch (ver ponto VI.5.1.3) a partir das flechas elásticas em serviço. As frequências próprias consideradas no cálculo, são determinadas pelo método de Rayleigh, fazendo uso das deformadas anteriormente determinadas. Salienta-se que este módulo verifica, ainda, a validade da análise estática, tendo em consideração a grandeza das vibrações produzidas pela acção de controlo.

VI.6.8 – Verificação dos estados limites últimos à flexão e ao esforço transversal

O módulo OPSELU reúne informação dos módulos OPSDGE, OPSPEF e OPSDGE para determinar os esforços em estado limite último, tendo em consideração as combinações fundamentais correspondentes. Seguidamente, e com base nas leis de comportamento dos materiais (como por exemplo o diagrama parábola rectângulo para os betões) procede a verificação da segurança em todos os elementos finitos de barra considerados na discretização, o que pressupõe o dimensionamento de armaduras ordinárias (transversais e longitudinais) ao longo de toda a estrutura. Esses procedimentos são efectuados de acordo com as hipóteses e com os preceitos formulativos expostos no ponto VI.5.2..

VI.6.9 – Verificação do estados limites últimos de fadiga

O módulo OPSFAD procede a simulações de carregamentos evolutivos semelhantes às efectuadas no módulo OPSENV, mas usando para isso as composições de tráfego específicas para fadiga. Neste módulo é desprezada a evolução tensional da estrutura ao longo dos referidos carregamentos, sendo apenas armazenada a informação relativa à evolução dos estados de actividade, o que de acordo com o apresentado no ponto VI.5.3 permite determinar as amplitudes tensionais de cálculo. Seguidamente, e de acordo com a metodologia apresentada no mesmo ponto, é determinado o dano de fadiga tendo em conta o efeito do desgaste mecânico, o que permite verificar o estado limite previamente definido para o tempo de referência em causa.

VI.6.8 – Organização do relatório de cálculo

O módulo OPSREL reduz a sua actividade a uma série de procedimentos elementares de transmissão, organização e classificação da informação produzida nos restantes módulos de modo a ser possível, mediante o grau de profundidade pretendido, avaliar o comportamento global do modelo em análise.

VI.6.9 – Possibilidade de acoplamento de outros módulos

O programa está desenhado de modo a ser fácil acoplar outros módulos que numa fase posterior poderão vir a revelar-se úteis, sendo exemplos, o módulo OPSMED que efectua a medição automática da estrutura analisada e do respectivo consumo energético, e o módulo OPSECO que procede a uma análise de custos em valores actualizados tendo em conta o investimento inicial e os custos de serviço, nomeadamente de manutenção e de consumo energético.

VI.7 - BIBLIOGRAFIA

- A1 • A.A.S.H.T.O - Standard Specifications for Highway Bridges , 1992
- A2 • ACI - Committee 343 "Analysis and Design of Reinforced Concrete Bridge Structures"- ACI-343R-88, American Concrete Institute, Detroit, 1988
- A3 • ACI - Part - 4 (Manual of Concrete Practice), "Bridge Analisis and Design", American Concrete Institute, 1993
- A4 • Amillategui, Fernando S., Pericot C. G., "Curso de Hormigon Pretensado", E.T.S.de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 1986
- A5 • Andrew, Arthur E., "Unbonded tendons in post-tensioned construction", Thomas Telford, 1987
- B1 British Standard, 5400: Part2, 1978
- B2 British Standard, 5400: Part10, 1980
- C1 • Calzona, R., "Rivoli Bianchi Bridge, Italy: single span beam for double-track railway bridge", FIP - Handbook of Practical Design -" Example of the design of Concrete Structures", Thomas Telford, 1990
- C2 • Campbell T. I., "A model for unbonded partially prestressed concrete beams at ultimate state", Eric Conti & Bernard Foure, A.F.P.C, France, 1993
- C3 • Cantieni R., "Dynamic Load Testing of Highway Bridges", IABSE, Zurich, Proceedings -75/84, August 1984
- C4 • CEB-FIP Model Code MC-78, Capítulo X, Paris, 1978
- C5 • CEB-FIP Model Code 1990, "Design Code" Thomas Telford, 1990
- C6 • CEB – Bulletin d'information N° 204, "Data for Prestressing", Contribution à la 28° Session Pleniére du CEB - Vienne, Setembre 1991
- C7 • CEB – Bulletin d'information N° 209, "Vibration Problems in Structures", Contribution à la 28° Session Pleniére du CEB – Vienne, 1991
- C8 • Clough Ray. W., Penzien Joseph, "Dynamics of Structures", McGraw Hill, Singapore, 1982
- C9 • Collins M. P., Mitchell D., "Prestressed Concrete Structures", Prentice Hall, 1991
- C10 • Conti E., Tardy R., Virlogeux M., "Friction Losses in some Externally Prestressed Bridges in France" in "External Prestressing Structures", Eric Conti & Bernard Foure, France, 1993

- D1 • Delgado R., “Sebenta de Dinâmica das Estruturas”, F.E.U.P.,1986
- D2 • Delgado R., S. M. dos Santos, “Modelling of railway bridge-vehicle interaction on high speed tracks”, in Computers & Structures, Vol. 63, Nº 3, pp 511-523, 1997
- D3 • DIN 1072, Deutsche Norm, Seite 3, “ Hauptlasten”,1981
- D4 • DIN 1075, Deutsche Norm, “Betonbrücken – concrete bridges; design and construction”,1981
- E1 • Eibl Josef, “Safety considerations for the ultimate limit state segmental structures”, in “External Prestressing in Structures”, AFPC, pags. 467-471, 1993
- E2 • Eurocode 1, ENV 1991 - Part 3 -“Basis of Design and Actions on Structures - Traffic Loads on Bridges”, Draf, 1993
- E3 • Eurocode 2, ENV 1992 “Design of Concrete Structures Part 2 - Concrete Bridges”, Draf 8, 1994
- E4 • Eurocode 2, prENV, Part 1-5, “The use of unbonded and external tendons”, (Final Draft), 1993
- E5 • Eurocode 3, ENV 1993 - Part 1. 9 – “Fatigue”, Draf, 1993
- E6 • EP-93, “Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado”, Ministério de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente, Artº 40.3, Madrid, 1993
- F1 • Falkner Horst, Huang Zhen, Teutsch Manfred, (Tec. Univ. Braunschweig, Germany), “Strengthening Bridges with Unbonded Prestressing”, Structural Engineering International, 1995
- F2 • Figueiras J., “Dimensionamento de Estruturas de Betão Pré-esforçado”, Sebenta da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1993
- F3 • Figueiras J., “Análise não linear de estruturas”, Sebenta do Curso de Mestrado F.E.U.P., 1986
- F4 • FIP - Handbook of Practical Design -” Example of the design of Concrete Structures”, Thomas Telford, 1990
- F5 • FIP - “Recommendations for the Design of Post-Tensioned Slabs and Foundation Rafts” (1995),
Aguarda publicação
- G1 • Ghali A., Favre R., “Concrete Structures: Stresses and Deformations”, Chapman and Hall, London, 1986
- G2 • Ghali, Amin, “Bending Moments in Prestressed Concrete Structures by Prestressing Moment Influence Coefficients”, A.C.I. Journal, Jun., 1969
- G3 • Gould, P. L., Abu-Sita S.H., “Dynamic Response of Structures to Wind and Earthquake Loading”, Pentech Press, London, 1980

- G4 • Guimarães, M. M.; Teixeira A. B., Mota Freitas J. M., Guedes Coelho A. G., “Aplicação do Método das Linhas de Influência à Determinação dos efeitos da Acção do Pré-Esforço em Estruturas Hiperstáticas”, Encontro do G.P.P.E. - Betão Estrutural 94, 1994
- II • Institut Fur Baustatik und Konstruktion, “Vibrations Problems in Structures - Practical Guidelines”, Birkhauser, 1995
- L1 • Lello José, ” Betão Armado Pré-Esforçado – Análise dos seus Fundamentos“, Relatório para Provas de Aptidão Pedagógica, F.E.U.P., 1990
- L2 • Leonhard Fritz, “Hormigon Pretensado – Proyecto y Construcción”, Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cimento, Madrid, 1977
- L3 • Leonhard Fritz, “Bridges – Aesthetics and Design”, MiT Press, Cambridge, Massachussets, 1984
- M1 • Menn, C. - Prestressed Concrete Bridges. Birkhauser Verlag, 1986, p. 192-197
- O1 • Ontário Hightway Bridge Design Code, 1983
- P1 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., “Effector Systems in Structures” - in Conceptual Design of Structures – Proceddings of IASS Symposium, Stutgard, págs. 339-346,1996
- P2 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., “Dimensionamento de Estruturas Orgânicas”, Encontro “Betão Estrutural 96” do GPPE, Lisboa, págs. 1.97 - 1.108, 1996
- P3 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., “Organically Prestressed Multi-Span Continuous Box Girders” – in New Technologies in Structural Engineering – Proceddings of IABSE International Conference, Lisboa, págs. 527-534 , 1997
- P4 • Páez, Alfredo, “El Hormigón Pretensado en ingeniería y en arquitectura”, Libreria Editorial Bellisco, Madrid, 1989
- P5 • Paultre Patrick, Chaallal Omar, Proulx Jean, “Bridge dynamic amplification factors – a review of analytical and experimental findings”, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 19, págs- 260-277, 1992
- P6 • Pinho J. P. Cruz, “Vibrações em pontes de Tirantes produzidas por Carga de Tráfego”, Tese de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, 1993
- R1 • Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, Decreto Lei nº 349-C/83, Imprensa Nacional da Casa da Moeda, 1983
- R2 • Regulamento de Segurança e Acções par Estruturas de Edifícios e Pontes, Porto Editora, 1993

Capítulo 7

Dimensionamento de estruturas com pré-esforço orgânico

INDÍCE

CAPÍTULO 7 – DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

VII.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
VII.2 – ASPECTOS ELEMENTARES SOBRE FIABILIDADE	2
VII.3 – CONCEPÇÃO	6
VII.3.1 – REDIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA BASE	6
VII.3.1.1 – <i>Interpretação paramétrica do redimensionamento da estrutura base</i>	7
VII.3.1.2 – <i>Viabilidade do redimensionamento em termos de estados limite últimos de resistência</i>	15
VII.4 – DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO	17
VII.4.1 – DEFINIÇÃO DE TRAÇADOS E CARACTERIZAÇÃO DAS ANCORAGENS	17
VII.4.2 – FIXAÇÃO DAS TRÊS COMPONENTES DE PRÉ-ESFORÇO.....	18
VII.5 – DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS ORGÂNICOS	25
VII.5.1 – FIXAÇÃO DOS INCREMENTOS UNITÁRIOS DE PRÉ-ESFORÇO.....	25
VII.5.1.1 – <i>Influência da grandeza dos incrementos unitários de pré-esforço no comportamento em serviço da estrutura</i>	25
VII.5.1.2 – <i>Influência da grandeza dos incrementos unitários de pré-esforço na eficiência da sensorização</i>	28
VII.5.2 – FIXAÇÃO DAS VELOCIDADES DE ESTICAMENTO	30
VII.5.3 – DEFINIÇÃO DAS LEIS DE ACTIVIDADE	34
VII.6 – ORGANIGRAMA DO PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO	38
VII.7 – BIBLIOGRAFIA	39

VII.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS

Tendo em conta a metodologia proposta no capítulo 4 e as soluções tecnológicas descritas no capítulo 5, neste capítulo são estabelecidos procedimentos para o dimensionamento de estruturas com pré-esforço orgânico que reflectem as directrizes de cálculo apresentadas no capítulo anterior.

Embora seja prematuro tratar a fiabilidade deste tipo de estruturas com profundidade, pois ainda não se realizaram estudos experimentais, não deixa de ser fundamental enquadrar a solução proposta nessa vertente, pelo que irão ser discutidos alguns aspectos elementares desta matéria.

A consideração das novas variáveis envolvidas pode ser feita sem alterar substancialmente o encadeamento do processo de dimensionamento corrente (em estruturas pré-esforçadas convencionais). No entanto, algumas dessas variáveis, especialmente a potência, envolvem conceitos estruturais que não são comuns. Por isso, na apresentação que se segue, paralelamente ao estabelecimento dos procedimentos é feita uma interpretação do significado estrutural que lhes é subjacente. É um exemplo disso a interpretação paramétrica do redimensionamento de uma estrutura base.

Não surpreenderá serem frequentemente necessárias várias tentativas para se alcançar uma solução satisfatória, o que exige um maior esforço de concepção e de pré-dimensionamento e um elevado sentido crítico na análise das sucessivas iterações. Por isso, e tendo em conta a pouca experiência nesta matéria, é preferível tomar sistematicamente como referência uma solução com pré-esforço convencional.

Tal como nos capítulos antecedentes, o presente texto está especialmente vocacionado para o caso das pontes rodoviárias, sendo no entanto facilmente generalizável a sua aplicação a qualquer outro tipo de estruturas.

Para além de um ponto dedicado à fiabilidade e de um último ponto que apresenta um organigrama do processo de dimensionamento, o texto tem três partes que abordam o mesmo número de fases fundamentais em que o processo de dimensionamento se desenvolve:

- concepção
- dimensionamento do pré-esforço
- dimensionamento dos sistemas orgânicos

VII.2 – ASPECTOS ELEMENTARES SOBRE FIABILIDADE

A implementação de sistemas de pré-esforço orgânico implica a adopção de medidas suplementares de fiabilidade. Naturalmente, a forma como essas medidas devem ser aplicadas depende das características específicas das obras em causa, nomeadamente da sua envergadura, da importância dos serviços que prestam, e dos períodos de vidas estimados (entre outras). Na prática, isso pode ser considerado através da avaliação do risco, o que tem em conta as probabilidades de falha e as respectivas consequências [A2]. No capítulo seguinte irão ser apresentados exemplos que expressam bem como em obras diferentes podem ser exigíveis níveis de fiabilidade diferentes.

Uma vez que ainda não se beneficia do conhecimento empírico de trabalho experimental com sistemas de pré-esforço orgânico (e do conhecimento que advém da realização de obras), entende-se ser prematuro propor valores concretos para os parâmetros envolvidos na análise de fiabilidade [B1]. Por esse motivo, as considerações que a seguir se tecem são exclusivamente de índole qualitativa.

Dependendo dos critérios de dimensionamento, os sistemas orgânicos podem ser pensados como elementos estruturais ligados em série a outro elementos da estrutura, ou como elementos estruturais ligados aos mesmos em paralelo. Isso irá determinar como é que esses sistemas se integram nos vários modos de rotura, e por conseguinte, qual o modelo matemático a adoptar para quantificar a probabilidade de falha da estrutura [M1].

Em todo o caso, para assegurar um nível de fiabilidade corrente (com probabilidades de falha da mesma ordem de grandeza das estruturas correntes), é suficiente que a probabilidade de falha dos sistemas orgânicos seja igual ou inferior à probabilidade de falha dos elementos estruturais “convencionais” do sistema estrutural em causa.

Em termos comparativos com outros sistemas de controlo, nomeadamente com os sistemas de controlo activo, o estudo da fiabilidade dos sistemas de pré-esforço orgânico é à partida notoriamente mais simples. Isso justifica-se porque no sistema proposto não é incluído o controlador, que é inequivocamente, mais um factor de risco. Para além disso, nos sistemas de controlo dinâmico, muito pequenas variações nos atrasos da resposta efectivos podem ter consequências drásticas [A1,S1].

Uma vez que nas estruturas orgânicas existe uma acção de controlo, é necessário ter em consideração não só as incertezas clássicas das acções actuantes e das características dos materiais [E1,T1] mas também as incertezas das acções de controlo. Dentre estas últimas, salientam-se a precisão da sensorização, a precisão da intensidade da acção de controlo e a precisão do atraso da resposta. Além disso, uma vez que a estratégia de controlo é concebida com base num modelo, deverá ser considerada a incerteza inerente a essa modelação, nomeadamente no que se refere as características dos materiais e às condições fronteira.

Para assegurar a fiabilidade de estruturas com pré-esforço orgânico são necessários vários procedimentos, não só em projecto, como também, durante a construção e em serviço,

sendo fundamental que nos mesmos sejam consideradas, de uma forma criteriosa, todas as referidas incertezas.

	Projecto	Construção	Serviço
Procedimentos	<p>(1) Verificação dos estados limite de utilização</p> <p>(2) Verificação dos estados limite últimos de resistência</p> <p>(3) Verificação das condições restritivas dos fenómenos indesejáveis na acção de controlo</p> <p>(4) Limitação das probabilidades de avaria dos aparelhos mecânicos e electrónicos</p>	<p>(5) Realização de procedimentos de calibragem dos sistemas orgânicos</p> <p>(6) Realização de ensaios de carga</p> <p>(7) Instalação de sistemas de aviso (ou alarme)</p>	<p>(8) Definição dos intervalos de manutenção de rotina</p> <p>(9) Calendarização de procedimentos de recalibragem</p>

Quadro VII.1 – Procedimentos necessários para assegurar a fiabilidade de estruturas com pré-esforço orgânico

- (1) A verificação dos estados limite de utilização pode ser efectuada para tabuleiros de pontes rodoviárias de acordo com o ponto VI.3.1. É previsível que, na generalidade, as incertezas relacionadas com a acção de controlo possam ser desprezadas nesta verificação, uma vez que as flutuações de comportamento dos sistemas mecânico e electrónico são, em condições normais, muito inferiores às flutuações de comportamento do betão (não tendo por isso uma expressão sensível nos procedimentos em questão) (ver pontos IV.4.9.2.1 e V.3.3.1)^(*). No entanto, em aplicações práticas isso deve ser confirmado, podendo ser pertinente proceder às análises evolutivas tendo em conta o máximo valor das incertezas em causa, no sentido mais desfavorável.
- (2) A verificação dos estados limite de resistência pode ser igualmente efectuada para tabuleiros de pontes rodoviárias de acordo com os pontos VI.3.2.1 e seguintes. No procedimento geral proposto para a flexão composta e para o esforço transversal, a

^(*) É previsível que em estruturas com pré-esforço orgânico possam ser minoradas as incertezas relacionadas com o comportamento dos materiais na medida em que a instalação e calibragem dos sistemas orgânicos constitui, em si, uma forma implícita de monitorizar a estrutura. Poderão para isso ser usados os procedimentos propostos no anexo D da parte 1ª do Eurocódigo 1 [E1] para projecto assistido por testes experimentais.

contribuição do pré-esforço orgânico para a capacidade resistente é independente de eventuais flutuações de comportamento dos sistemas mecânico e electrónico, pelo que os factores de segurança convencionais (de minoração de capacidades resistentes e de majoração das acções actuantes) podem ser usados da forma habitual. Salvaguarda-se ainda a possibilidade de avaria dos sistemas orgânicos, o que é aí devidamente considerado como uma acção accidental. No que respeita à verificação da resistência à fadiga, as incertezas relacionadas com o comportamento dos sistemas mecânico e electrónico são obviadas pelo facto de se considerar uma acção muito lenta (ver ponto VI.3.3), o que majora as amplitudes tensionais, e é, portanto, um procedimento conservativo.

- (3) A verificação das condições restritivas dos fenómenos indesejáveis na acção de controlo deve atender a todas as incertezas conforme se preconizou em IV.4.11 e em VI.4.3. De entre essas incertezas, salientam-se as flutuações da intensidade das acções de controlo. Dadas as suas consequências, a instabilidade pura e a estacionariedade poderão ser verificadas atendendo a coeficientes de segurança a definir, tendo em conta a realização de trabalho experimental.
- (4) A limitação das probabilidades de avaria dos aparelhos mecânicos e electrónicos deve ser uma decisão tomada no âmbito do projecto de estruturas, devendo a mesma ser transmitida aos responsáveis por cada uma das especialidades (note-se que, como é evidente, a probabilidade de falha de um sistema é uma grandeza independente da área tecnológica onde tal sistema se inclui). Deverão ser conjuntamente previstas as medidas adequadas para que os níveis de fiabilidade previamente definidos sejam assegurados. Entre essas medidas podem salientar-se a inclusão de dispositivos de segurança (ver ponto V.2.4), o recurso a sistemas redundantes (ver ponto V.3.3.1), a correcta calendarização dos programas de manutenção e a integração de sistemas de fornecimento de energia alternativos (ver ponto V.5.4).
- (5) Na sequência da montagem dos sistemas orgânicos devem ser realizados procedimentos de calibragem, que permitem não só afinar os diversos elementos dos sistemas mecânicos e electrónicos mas também avaliar as características da própria estrutura.
- (6) Os ensaios de carga preconizados para obras de uma certa importância, devem ser realizados em estruturas com pré-esforço orgânico permitindo não só aferir sobre as reais capacidades das obras assumirem as funções para as quais estão destinadas, como também fornecendo informação qualitativa e quantitativa sobre o real comportamento da estrutura base e dos sistemas orgânicos. Nas primeiras aplicações com sistemas de pré-esforço orgânico, este procedimento e o anterior deverão ser algo de um investimento adicional.

- (7) Em casos em que isso se justifique, e beneficiando da monitorização assegurada pelos sensores e das propriedades intrínsecas dos sistemas mecânico e electrónico, é particularmente oportuna a instalação de dispositivos de aviso (ou alarme) que condicionem ou impossibilitem a utilização da estrutura no caso de ser detectada qualquer anomalia no comportamento dos sistemas orgânicos.
- (8) A definição dos intervalos de manutenção de rotina deve atender não só as características específicas dos órgãos e aparelhos seleccionados, mas também às condições previsíveis de funcionamento (condições ambientais, frequência de carregamentos, etc.).
- (9) A calendarização de procedimentos de recalibragem visa fundamentalmente adequar o algoritmo de controlo à evolução reológica dos materiais (ver pontos V.3.3.1 e VI.2.2.3).

Salienta-se ainda que a fiabilidade assegurada por estes procedimentos não dispensa a realização dos ensaios experimentais mencionados ao longo dos capítulos anteriores, nomeadamente os que se referem no ponto VI.5.3.

Em conclusão, é previsível que o recurso a pré-esforço orgânico possa ser encarado como uma solução com uma fiabilidade compatível com as obras da Engenharia Civil. Aliás, o recurso a soluções técnicas mais elaboradas pode aumentar a fiabilidade dos sistemas que as incluem, pois para além destes serem objecto de um mais rigoroso controlo de qualidade, dispõem de meios que permitem minorar algumas incertezas.

VII.3 – CONCEPÇÃO

Não se discutem aqui os aspectos gerais de concepção comuns a obras pré-esforçadas correntes. Admite-se, portanto, que na sequência de uma análise prévia das características da estrutura, e na sequência de uma série de decisões tomadas *a priori*, é estudada a forma de a pré-esforçar organicamente. Entenda-se que esse estudo pressupõe a existência de uma solução base de referência (convencional) da qual se podem estimar valores típicos das cargas actuantes (permanentes e variáveis), e da qual são conhecidas as características geométricas mais importantes.

Nessa fase, os aspectos fundamentais da concepção são a fixação aproximada dos níveis de potência a instalar e a decisão sobre o eventual redimensionamento da estrutura base^(*).

No dimensionamento de estruturas orgânicas, e especificamente no dimensionamento de estruturas com pré-esforço orgânico, a *rigidez efectiva*^(**) é função não só da geometria e das características dos materiais mas também da “potência muscular”. A interpretação desta propriedade é fundamental para se clarificar as directrizes da concepção, podendo o significado estrutural que lhe é implícito ser melhor compreendido num estudo paramétrico do processo de redimensionamento de uma estrutura base.

VII.3.1 – Redimensionamento da estrutura base

O redimensionamento da estrutura base pode ser justificado por dois motivos fundamentais: a existência de condicionalismos de projecto que obrigam a reduzir as dimensões das secções da obra, e o interesse em otimizar a solução a adoptar, nomeadamente no que se refere ao aproveitamento dos meios estruturais usados.

Em ambos os casos existe uma quantidade de massa estrutural (betão) que, sendo imprescindível nas soluções convencionais (devido à necessidade de controlar as tensões iniciais e as tensões permanentes), pode ser dispensável em soluções com pré-esforço orgânico. A vantagem da redução da área das secções é naturalmente muito superior à vantagem da redução da inércia, mas conforme se verifica nos exemplos apresentados no próximo capítulo, o recurso ao pré-esforço orgânico permite sistematicamente a redução de ambas.

(*) Emprega-se a expressão “redimensionamento da estrutura base” pois, conforme se refere no texto, admite-se ser previamente definida uma solução inicial que corresponde à solução convencional de referência.

(**) Passa a designar-se rigidez efectiva à relação existente entre a força actuante e o deslocamento produzido segundo um determinado grau de liberdade, tendo em consideração a acção de controlo. Numa estrutura convencional, como a acção de controlo é nula, a rigidez efectiva é igual à *rigidez material*, ou seja, a rigidez associada a esse grau de liberdade, considerada no seu conceito mais clássico.

VII.3.1.1 – Interpretação paramétrica do redimensionamento da estrutura base

O redimensionamento da estrutura base pode ser qualitativamente compreendido à luz de uma análise paramétrica (simplificada) do comportamento, em termos de deformação, de vigas simplesmente apoiadas.

Considerem-se pois, duas estruturas semelhantes sujeitas às mesmas acções, sendo uma convencional realizada com uma inércia constante I , e outra redimensionada com uma inércia I^* inferior à primeira, mas dotada de pré-esforço orgânico:

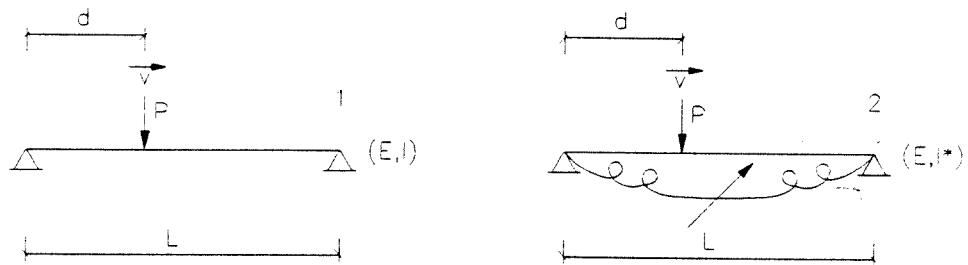


Figura VII.1 – Vigas simplesmente apoiadas (com e sem pré-esforço orgânico) sujeitas à passagem de cargas rolantes

Demonstra-se que o deslocamento vertical na secção da estrutura convencional (1) localizada sob a carga Q é dado por:

$$y_1(d) = -\frac{Q \cdot d^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot L} \cdot (L - d)^2 \quad (\text{VII.1})$$

Se na estrutura com pré-esforço orgânico (2), desprezando as perdas de tensão, a acção do pré-esforço for considerada através de uma carga distribuída equivalente $pm(d)$ (admita-se que o cabo é parabólico com um traçado semelhante ao da figura IV.10), na mesma configuração de carga o deslocamento vertical será dado pela soma de duas parcelas, igualmente de acessível dedução :

$$y_2(d) = -\frac{Q \cdot d^2}{3 \cdot E \cdot I^* \cdot L} \cdot (L - d)^2 + \frac{pm(d) \cdot d}{24 \cdot E \cdot I^*} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot d^2 + d^3) \quad (\text{VII.2})$$

Ora, se o redimensionamento for elaborado de forma a assegurar uma igualdade de deslocamentos verticais na secção de abscissa d , ou seja, de modo a assegurar a mesma rigidez efectiva nas duas soluções em relação ao grau de liberdade em causa, ter-se-á:

$$-\frac{Q \cdot d^2}{3 \cdot E \cdot I \cdot L} \cdot (L-d)^2 = -\frac{Q \cdot d^2}{3 \cdot E \cdot I^* \cdot L} \cdot (L-d)^2 + \frac{pm(d) \cdot d}{24 \cdot E \cdot I^*} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot d^2 + d^3) \quad (\text{VII.3})$$

o que devidamente manipulado, significa que a carga distribuída produzida pela acção de pré-esforço orgânico é a seguinte:

$$pm(d) = 8 \cdot \frac{\alpha \cdot Q \cdot d}{\beta \cdot L^2} \cdot \left(1 - \frac{I^*}{I}\right) \quad (\text{VII.4})$$

onde,

$$\alpha = (L-d)^2 \quad (\text{VII.5})$$

e,

$$\beta = \left(L^2 - 2 \cdot d^2 + \frac{d^3}{L}\right) \quad (\text{VII.6})$$

Ora, atendendo ao traçado do cabo, a força distribuída produzida pela acção de controlo pode ser relacionada com o máximo pré-esforço produzido P^{spo} através da seguinte expressão:

$$pm(d) \cdot \frac{L^2}{8} = P^{spo} \cdot f \cdot \frac{nc(d)}{nct} \quad (\text{VII.7})$$

onde f é a máxima excentricidade do cabo e $nc(d)$ e nct são, respectivamente o número de contracções mobilizados quando a carga Q se encontra na posição de abcissa d e na posição de abcissa $L/2$ (onde se localiza a secção de controlo Sc).

Por outro lado, admitindo, por simplificação, que a relação $\gamma(d) = nc(d)/nct$ varia directamente e linearmente com a relação de deslocamentos na secção de controlo nos dois cenários, como,

$$y_{sc}(d) = -\frac{Q \cdot d}{48 \cdot E \cdot I^*} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot d^2) \quad (\text{VII.8})$$

e,

$$y_{sc}\left(\frac{L}{2}\right) = -\frac{Q \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I^*} \quad (\text{VII.9})$$

ter-se-á que:

$$\gamma(d) = \frac{y_{sc}(d)}{y_{sc}(L/2)} = d \cdot \frac{3 \cdot L^2 - 4 \cdot d^2}{L^3} \quad (\text{VII.10})$$

Logo, tendo em conta esta expressão, e manipulando a expressão (VII.7) determina-se o pré-esforço máximo instalado, de modo a que, para uma acção de controlo linear seja garantido o mesmo deslocamento na secção de abcissa d nas duas estruturas:

$$P^{spo} = pm(d) \cdot \frac{L^5}{8 \cdot f \cdot d \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot d^2)} \quad (\text{VII.11})$$

Então, admitindo que se tratam de bombas de caudal constante (ou seja, a velocidade do cilindro de esticamento é constante), admitindo, por simplificação, que a acção de controlo é iniciada quando a carga Q se encontra sobre a secção de abcissa nula, e tendo em consideração a expressão (V.16), a potência do sistema orgânico necessária para garantir ainda a mesma condição, será:

$$P_b = \frac{P^{spo}}{0.746 \cdot \eta_t} \cdot \frac{\Delta_{cil}(d)}{Td} \quad (\text{VII.12})$$

onde o curso do cilindro de esticamento pode ser relacionado com a força máxima de pré-esforço,

$$\Delta_{cil}(d) = P^{spo} \cdot \gamma(d) \cdot \frac{Lc}{E_p \cdot A_p} \quad (\text{VII.13})$$

em que Lc é o comprimento do cabo, e as restantes variáveis são também já conhecidas. Por coerência com o admitido, o percurso de tempo necessário para a carga Q percorrer o percurso d é:

$$Td = \frac{d}{v} \quad (\text{VII.14})$$

por outro lado, a área do cabo orgânico é dimensionada para sustentar não só a componente variável P^{spo} , mas também, a componente fixa P^fo , pelo que admitindo um tensionamento máximo até 75% da tensão de rotura do aço (f_{puk}), essa área poderá ser definida por uma expressão do tipo:

$$A_p = \Omega \cdot \frac{P^{spo}}{0.75 \cdot f_{puk}} \quad (\text{VII.15})$$

em que Ω define a relação entre as componentes fixa e variável do pré-esforço orgânico ($\Omega = P^{fo} / P^{spo}$). Substituindo estas últimas três expressões na expressão (VII.12) obtém-se:

$$P_b = P^{spo} \cdot \frac{v \cdot Lc \cdot 0.75 \cdot f_{puk} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot d^2)}{0.746 \cdot \eta_t \cdot E_p \cdot \Omega \cdot L^3} \quad (\text{VII.16})$$

e tendo em conta que $Lc \approx L$, e fazendo uso da expressão (VII.11), obtém-se aproximadamente:

$$P_b = pm(d) \cdot \frac{v \cdot f_{puk} \cdot L^3}{8 \cdot f \cdot d \cdot E_p \cdot \eta_t \cdot \Omega} \quad (\text{VII.17})$$

finalmente, atendendo à expressão (VII.4), concluiu-se que:

$$P_b = \frac{\alpha \cdot Q \cdot v \cdot f_{puk} \cdot L}{\beta \cdot f \cdot E_p \cdot \eta_t \cdot \Omega} \cdot \left(1 - \frac{I^*}{I}\right) \quad (\text{VII.18})$$

Esta expressão determina a potência necessária para um sistema orgânico garantir que uma estrutura com uma inércia I^* sofre na secção de abcissa d o mesmo deslocamento vertical que uma estrutura de inércia I , quando ambas estão sujeitas à presença de uma carga Q nessa mesma secção, e quando a velocidade dessa carga é v . Esta mesma expressão assume uma configuração evidentemente semelhante se for rescrita em função das rigidezes materiais referidas à mesma secção ($K = 3EI \cdot L / (d^2 \cdot (L - d)^2)$):

$$P_b = \frac{\alpha \cdot Q \cdot v \cdot f_{puk} \cdot L}{\beta \cdot f \cdot E_p \cdot \eta_t \cdot \Omega} \cdot \left(1 - \frac{K^*}{K}\right) \quad (\text{VII.19})$$

Ora, se o redimensionamento da estrutura não implicar a alteração do traçado (se, por exemplo, corresponder a uma redução de área sem redução de altura da secção), todas as variáveis do primeiro factor desta expressão podem supor-se constantes, pelo que a potência necessária para assegurar na solução (2) a mesma rigidez efectiva do que na solução (1) (no grau de liberdade em causa), aumenta linearmente com a redução de rigidez.

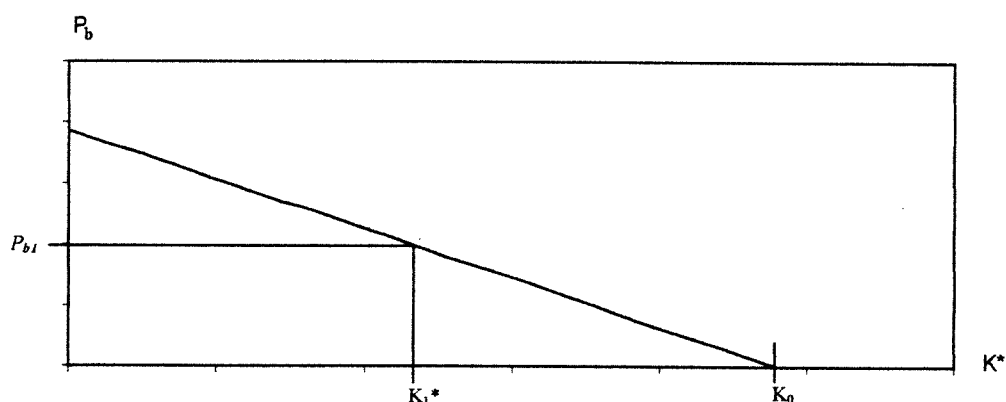


Figura VII.2 – Soluções de rigidez efectiva equivalente numa secção d para redimensionamentos sem alteração de traçado

A interpretação do gráfico da figura anterior permite concluir que fazendo uso de um sistema de pré-esforço orgânico com uma potência P_{bl} , para assegurar uma rigidez efectiva igual à de uma estrutura convencional de rigidez K_0 , apenas é necessária uma estrutura base com rigidez K_l^* .

Note-se que o ponto de ordenada nula corresponde precisamente à solução convencional (com rigidez K_0 e potência nula). Contrariamente, o ponto de abcissa nula, não tem correspondência física na medida em que a montagem de um sistema orgânico pressupõe a existência de uma estrutura base (de rigidez não nula).

Se porventura, o redimensionamento incluir a redução de esbeltez, e a presumível alteração do traçado, essa relação deixa de ser linear passando a assumir a seguinte configuração típica (note-se que nesse caso o parâmetro f passa a ser variável – ver expressão VII.19)):

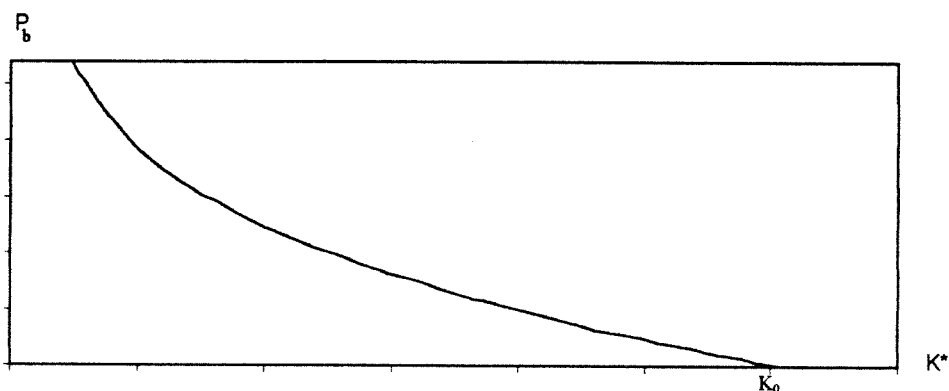


Figura VII.3 – Soluções de rigidez efectiva equivalente numa secção d para redimensionamentos com alteração de traçado

Porém, a determinação de pares de valores (I^* , P_b) (ou seja, o redimensionamento) de acordo com este critério, apenas assegura uma rigidez efectiva equivalente no grau de liberdade considerado. Ou seja, existe uma solução de redimensionamento distinta para cada grau de liberdade que se considere.

Um critério simples para chegar a uma única solução consiste em igualar os máximos deslocamentos em ambas estruturas durante a passagem da carga Q (independentemente da secção onde tais deslocamentos possam ocorrer). Como é evidente, na estrutura convencional o máximo deslocamento ocorre na secção de abscissa $d = L/2$, contrariamente, na solução com pré-esforço orgânico o máximo deslocamento ocorre numa secção cuja abscissa depende da potência instalada.

Efectivamente, fazendo uso das expressões (VII.2) e (VII.17) obtém-se uma expressão que determina os deslocamentos na secção d em função da potência útil instalada, para cada solução I^* :

$$y_2(d) = -\frac{Q \cdot d^2}{3 \cdot E \cdot I^* \cdot L} \cdot (L-d)^2 + \frac{f \cdot E_p \cdot \eta_t \cdot \Omega \cdot d^2}{3 \cdot v \cdot f_{puk} \cdot L^3 \cdot E \cdot I^*} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot d^2 + d^3) \cdot P_b \quad (\text{VII.20})$$

Ora, computando essa expressão para um qualquer cenário onde se admitam fixas todas as outras variáveis consideradas, verifica-se que o aumento da potência provoca que a secção de abscissa d_{cri} , onde ocorre o máximo deslocamento para cada solução, seja progressivamente mais distante da secção de meio vão.

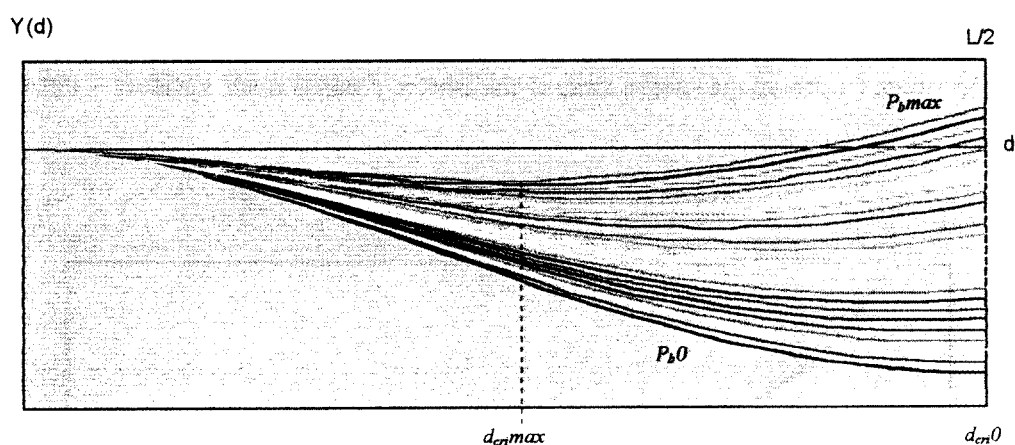


Figura VII.4 –Deslocamentos máximos verticais das secções da metade esquerda de uma viga simplesmente apoiada dotada de sistemas orgânicos com várias potências, durante a passagem de uma carga rolante

Note-se que a solução de potência nula, ou seja a solução convencional, à qual corresponde a curva inferior da figura VII.4, é evidentemente uma curva sempre crescente na metade da viga em análise.

Adoptando o critério proposto ter-se-á então:

$$y_2(d) = y_1(L/2) \quad (\text{VII.21})$$

ou, substituindo,

$$-\frac{Q \cdot d^2}{3 \cdot E \cdot I^* \cdot L} \cdot (L-d)^2 + \frac{pm(d) \cdot d}{24 \cdot E \cdot I^*} \cdot (L^3 - 2 \cdot L \cdot d^2 + d^3) = -\frac{Q \cdot L^3}{48 \cdot E \cdot I} \quad (\text{VII.22})$$

Fazendo um raciocínio em tudo análogo ao anterior, obtém-se uma expressão que determina a potência útil necessária para que o deslocamento máximo na secção de abcissa d da estrutura orgânica seja igual ao deslocamento máximo da estrutura convencional:

$$P_{bm} = \frac{Q \cdot v \cdot f_{puk} \cdot L^6}{16 \cdot f \cdot E_p \cdot \Omega \cdot \eta_i \cdot \chi} \cdot \left(\frac{d^2 \cdot \alpha}{4 \cdot L^2} - \frac{I^*}{I} \right) \quad (\text{VII.23})$$

onde,

$$\chi = (L^3 \cdot d^2 - 2 \cdot L \cdot d^4 + d^5) \quad (\text{VII.24})$$

As curvas de potência-rigidez determinadas por este critério revelam uma evolução análoga às anteriores. No entanto, verifica-se que as potências necessárias para assegurar nas secções afastadas do meio vão da estrutura (2) deslocamentos máximos semelhantes aos do meio vão da estrutura (1), são negativas. Isso justifica-se, na medida em que, nesse caso, não havendo uma redução substancial das secções, a rigidez material K_0' nessas secções é superior à mesma rigidez da secção de meio vão da estrutura convencional K_0 .

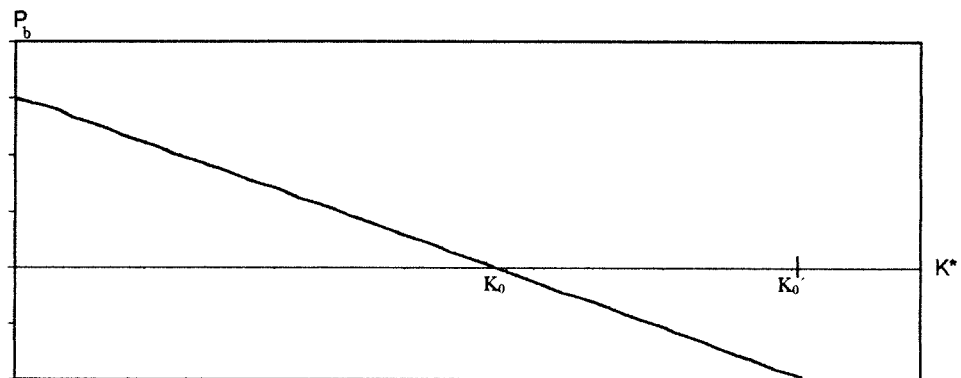


Figura VII.5 – Soluções de rigidez efectiva equivalente numa secção d da estrutura orgânica e na secção de meio vão da estrutura convencional para redimensionamentos sem alteração de traçado

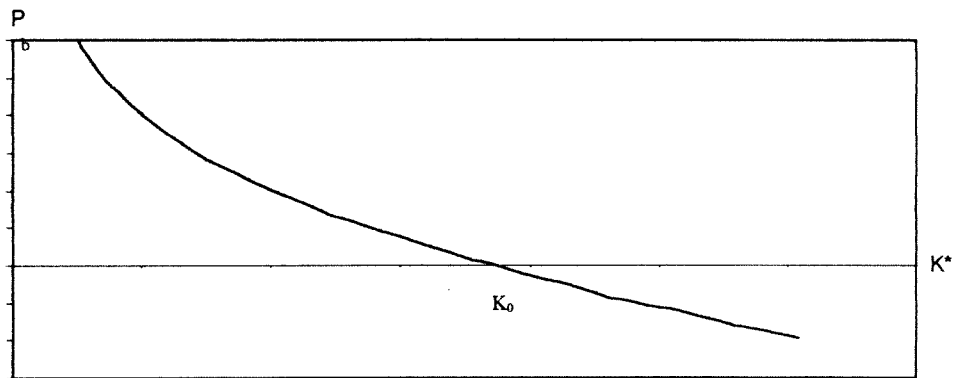


Figura VII.6 – Soluções de rigidez efectiva equivalente numa secção d da estrutura orgânica e na secção de meio vão da estrutura convencional para redimensionamentos com alteração de traçado

Naturalmente, o troço com ordenada negativa das curvas representadas vai diminuindo conforme a secção d se aproxima do meio vão, sendo evidentemente nulo neste caso limite (conforme se pode verificar nas figuras VII.2 e VII.3).

Em termos práticos, o processo de redimensionamento pressupõe a determinação de várias curvas potência-abscissa (ver figura VII.7) para uma série de soluções I^* que verifiquem os requisitos previamente fixos, encontrando-se para cada uma a potência necessária no seu máximo absoluto, ao qual corresponde a abscissa da secção crítica d_{cri} .

A determinação das abcissas das secções críticas para cada solução de redimensionamento pode ser efectuada igualando a zero a derivada da expressão (VII.23) que define a potência útil necessária, ou, simplesmente, recorrendo à determinação numérica do máximo de cada curva no intervalo $[0, L/2]$.

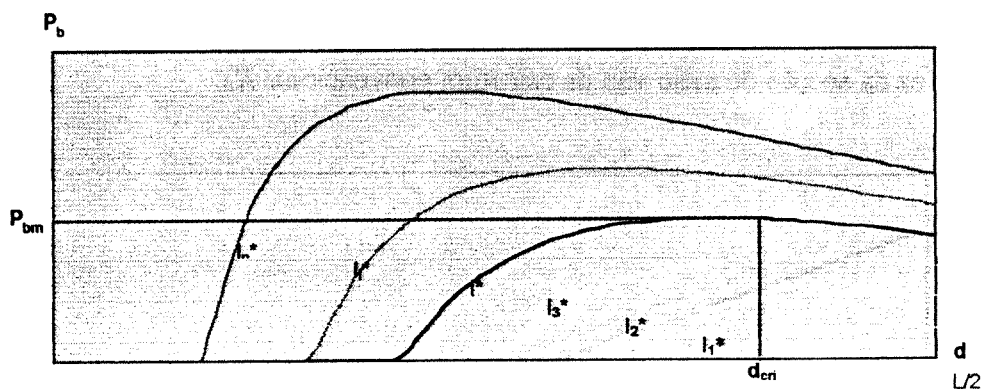


Figura VII.7 – Curvas potência-abscissa, ou curvas da potência necessária para assegurar nas abcissas d rigidezes equivalentes para soluções de redimensionamento (I^*)

Da análise da figura interpreta-se que conforme se pretendam maiores níveis de redução da rigidez material da estrutura (curvas a vermelho) mais a secção crítica d_{cri} (onde a potência necessária é máxima) se afasta da secção de meio vão (correspondente à extremidade direita do gráfico).

Naturalmente, numa aplicação prática não se podem fazer as simplificações admitidas neste raciocínio, já que, em rigor, não só não existe uma relação linear entre a acção de controlo e o deslocamento vertical na secção de controlo, como também, este processo deve contemplar simultaneamente os vários fenómenos envolvidos (não apenas a deformação). Para além disso, em estruturas com vários sistemas orgânicos o tratamento analítico do problema seria evidentemente mais complexo.

Esta abordagem constitui, no entanto, uma referência compreensiva do raciocínio implícito a um processo de redimensionamento de uma estrutura orgânica qualquer que sejam as suas características e a sua complexidade.

Naturalmente, a viabilidade do redimensionamento da estrutura base deve compreender, não só os aspectos ligados ao comportamento em serviço, como também, o que se refere ao comportamento em estado limite último e a outros aspectos (*).

VII.3.1.2 – Viabilidade do redimensionamento em termos de estados limite últimos de resistência

Já se referiu que os cabos não aderentes são, normalmente, sub-utilizados em estado limite último. Também se referiu que apesar de ser possível mobilizar a máxima capacidade resistente dos cabos orgânicos, será boa norma fixar o número máximo de contracções em função dos carregamentos máximos (não majorados).

No entanto, em casos em que isso seja necessário, é possível recorrer ao reforço com armaduras passivas para assegurar a capacidade resistente pretendida. Para além disso, uma vez que se admitem maiores níveis de pré-esforço, é ainda possível realizar essa mesma compensação da capacidade resistente através do aumento dos esforços axiais instalados na peça em causa.

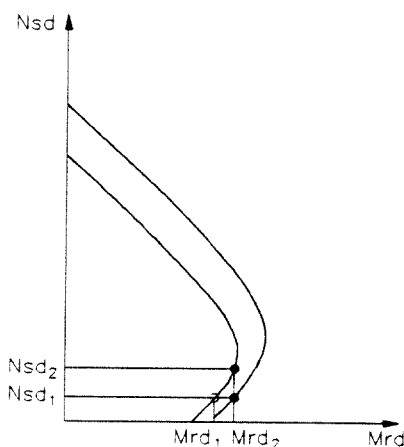


Figura VI.38 – Aumento da capacidade resistente por efeito do acréscimo de esforços axiais

(*) Por exemplo, na redução da área da secção de uma solução base devem ser considerados aspectos construtivos (como os espaçamentos das bainhas, etc.), o comportamento da estrutura no sentido transversal, entre outros.

Naturalmente, a possibilidade de recorrer a esta solução, pressupõe que a peça em análise esteja sujeita a esforços axiais inferiores àquele que está associado ao máximo momento resistente.

Será ainda relevante salientar que, geralmente, em estruturas pré-esforçadas, o estado limite último à flexão não é condicionante nem em termos de fixação de dimensões das secções nem em termos de dimensionamento de pré-esforço [F1, P1, P2, P3, P4]. Com efeito, a pressuposta verificação dos restantes estados limites, nomeadamente o estado limite de fendilhação, conduz por si a secções e níveis de pré-esforço que são, na generalidade, manifestamente suficientes para que, com o reforço de armaduras passivas, as estruturas pré-esforçadas assumam capacidades resistentes suficientes.

Para todos efeitos, será este um aspecto limitativo do redimensionamento de estruturas base, mais concretamente, da redução das secções. Entende-se por isso que num processo de dimensionamento de estruturas orgânicas com redimensionamento da estrutura base deve ser estimada, mesmo que de uma forma expedita, a viabilidade da secção em termos de estado limite último à flexão.

Um raciocínio semelhante deve ser feito no que se refere à viabilidade do redimensionamento em termos de estado limite último ao esforço transversal, embora o aumento dos esforços axiais possa ampliar o momento de descompressão e rentabilizar a capacidade resistente dos materiais.

VII.4 – DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-ESFORÇO

Uma vez definida a estrutura base, e tendo em conta as acções actuantes, é possível dimensionar os dois sistemas de pré-esforço (fixo e orgânico). Este processo, que também é iterativo, inclui a definição de traçados e a localização e caracterização das ancoragens numa primeira fase, e a fixação das três componentes de pré-esforço instaladas nos dois sistemas, numa fase posterior.

VII.4.1 – Definição de traçados e caracterização das ancoragens

Em geral, a definição dos traçados e a localização e caracterização das ancoragens devem obedecer aos mesmos critérios adoptados para o efeito em estruturas com pré-esforço convencional. Ou seja, devem ser tidas em conta a máxima rentabilidade do pré-esforço no que diz respeito a excentricidades e à minimização de perdas, e devem também ser consideradas a facilidade construtiva e a viabilidade técnica^(*).

Naturalmente, no que se refere à localização das ancoragens do pré-esforço orgânico deve ser respeitada a implantação de pares de cabos de acção complementar. Em princípio as ancoragens deverão ficar próximas das abcissas de momentos nulos para cargas permanentes.

Para além disso, serão de ressaltar dois aspectos fundamentais que são incomuns às soluções convencionais, a saber: em casos em que se verifique um diferencial significativo entre os máximos tensionais absolutos e os máximos tensionais nas secções críticas pode ser conveniente reduzir as excentricidades dos cabos em certos troços, ou mesmo, alterar a configuração dos cabos^(**); por outro lado, e no que diz respeito à escolha do tipo de ancoragens, para além das ancoragens orgânicas exigirem mais elevados requisitos construtivos (nomeadamente em termos de espaço), a sua escolha está encadeada na estratégia de controlo.

O primeiro aspecto é facilmente detectado na sequência da realização dos carregamentos evolutivos, nomeadamente os que incluem cargas rolantes. O segundo aspecto deve ser ponderado após um pré-dimensionamento dos sistemas óleo hidráulicos, sendo frequentes vezes vantajoso recorrer a pares de ancoragens orgânicas em cada sistema para reduzir as velocidades de esticamento necessárias em cada cilindro.

(*) Para além dos aspectos que se referem em V.I devem ser estudados os máximos comprimentos dos cabos.

(**) Conforme se verificou na análise paramétrica anteriormente apresentada, a secção crítica em termos de deformações pode não coincidir com a secção de meio vão (o que também acontece no que respeita a envolventes tensionais). Poderão, por isso, ser estudadas soluções com cabos não simétricos, mesmo em estruturas simétricas.

VII.4.2 – Fixação das três componentes de pré-esforço

Em aplicações práticas é frequente verificar-se que a definição final das três componentes de pré-esforço (P^f , P^{fo} e P^{spo}) necessárias ao longo da estrutura apenas é estabelecida ao fim de algumas tentativas. No entanto, é possível abreviar o processo de dimensionamento se o mesmo for inicializado com valores encontrados a partir da solução convencional de referência, e tendo em conta as condições que neste tipo de estruturas são normalmente condicionantes.

Uma forma expedita de o fazer consiste em determinar os valores dessas três componentes nas secções de controlo localizadas nas zonas intermédias dos vãos, distribuindo-se posteriormente os valores obtidos em cada uma pelos cabos coexistentes nas mesmas. Faz-se notar que os procedimentos sugeridos incluem a proposta de alguns valores concretos que reflectem a experiência existente em termos de ensaios numéricos. Tais valores deverão, por isso, ser tomados como valores de referência, e não mais do que isso.

A determinação das três componentes em causa exige o estabelecimento de outras tantas equações em cada secção de controlo. Admitam-se conhecidos os seguintes valores em cada secção de controlo (correspondentes a uma solução convencional de referência):

- ◆ P_0^{rr} - pré-esforço inicial necessário na origem na solução de referência
- ◆ $\sigma_{sc}(P_0^{rr})$ – tensão numa secção de controlo devido à acção do referido pré-esforço
- ◆ $\sigma_{sc}(Q^{w=1})$ – tensão na mesma secção de controlo devido à totalidade do máximo carregamento
- ◆ $\sigma_{sc}(G)$ – tensão permanente na mesma secção de controlo

não havendo alterações na estrutura base, o pré-esforço nominal total da solução em estudo ($P_0' = P_0^{f'} + P_0^{fo'} + P_0^{spo'}$) pode ser determinado com base numa relação grosseira de perdas:

$$P_0^{f'} + P_0^{fo'} + P_0^{spo'} \approx \frac{P_0^{rr}}{0.9} \cdot 0.75 \approx 0.85 \cdot P_0^{rr} \quad (\text{VII.25})$$

onde os valores 0.75 e 0.90 constituem valores típicos do rendimento do pré-esforço aplicado em soluções com pré-esforço convencional e em soluções com pré-esforço orgânico (o que corresponde a perdas típicas de 25% e 10%, respectivamente). Fica assim estabelecida uma primeira equação.

Uma segunda equação pode ser também estabelecida de uma forma particularmente simples, com base no conceito de acção de controlo. Efectivamente, a componente $P_0'^{spo}$ estará inequivocamente relacionada com a máxima tensão produzida pelo carregamento condicionante, já que, por definição, a acção de controlo é vocacionada para compensar as acções variáveis. Mas, por motivos que a seguir serão detalhadamente aprofundados, a acção de controlo apenas se efectua em carregamentos superiores a um determinado nível de carga $Q^{(*)}$, pelo que essa componente será próxima do seguinte valor:

$$P_0'^{spo} \approx \frac{\sigma_{sc}(Q^{w=1}) - \sigma_{sc}(Q^*)}{\sigma_{sc}(G) + \sigma_{sc}(Q^{w=1})} \cdot 0.8 \cdot P_0'' \quad (\text{VII.26})$$

Note-se que esta expressão traduz o facto da acção de controlo máxima ser semelhante à parcela de pré-esforço da solução convencional destinada a compensar a parte do carregamento que excede o nível de carga Q^* . O factor 0.8 ($\approx 0.75/0.95$) resulta de uma compensação aproximada de perdas semelhante à do raciocínio anterior, na qual é admitida uma perda na componente variável do pré-esforço orgânico de 5%.

Essa expressão pode ainda ser expressa de uma outra forma, se o nível de carga Q^* for relacionado com o valor total da carga ($Q^* = C_1 \cdot Q^{w=1}$ em que C_1 é uma constante real), ou seja:

$$P_0'^{spo} \approx (1 - C_1) \cdot \frac{\sigma_{sc}(Q^{w=1})}{\sigma_{sc}(G) + \sigma_{sc}(Q^{w=1})} \cdot 0.8 \cdot P_0'' \quad (\text{VII.27})$$

Resta pois estabelecer uma última equação.

Conforme se salientou nos capítulos anteriores (e conforme se pode verificar nos exemplos do próximo capítulo), o aumento das componentes de pré-esforço orgânico é globalmente favorável em serviço e eventualmente limitativo em estado limite último. Assim sendo, uma forma simples de balizar os valores a dimensionar é precisamente considerar as máximas componentes do pré-esforço orgânico compatíveis com os estados limites últimos.

As condições resultantes da verificação da segurança á flexão em estado limite último são de difícil sistematização, já que, para além de resultarem de um procedimento não linear dependem muito da configuração das secções transversais das peças em análise. Por outro lado, conforme já se referiu, verifica-se que em estruturas sujeitas a exigentes condicionamentos de comportamento em serviço, nomeadamente em termos de fendilhação, o estado limite último não se assume, geralmente, condicionante.

(*) O valor Q^* define o valor da carga equivalente mínima que mobiliza a acção de controlo (se $Q^* = 0$ os sistemas orgânicos reagem a qualquer nível de carga). A fixação deste parâmetro relaciona-se com custos energéticos, com o desgaste do sistema mecânico e com a fadiga (ver ponto VII.5.3).

Assim sendo, nos casos gerais não se justifica limitar superiormente o factor $(P_0'^{spo} + P_0'^{fo}) / P_0'^f$ (que relaciona o pré-esforço orgânico total com o pré-esforço fixo). Para além disso, em casos particulares nos quais este aspecto se assuma importante, a parcela de capacidade resistente garantida pela aderência das armaduras fixas pode ainda ser compensada de acordo com os procedimentos referidos em VII.3.3.2.

Para todos os efeitos, faz-se notar que a capacidade resistente de uma secção de uma estrutura com pré esforço orgânico, relaciona-se com esse factor por uma curva com a seguinte configuração tipo (admitindo fixos os restantes parâmetros anteriormente referidos, como a área de armadura passiva, a intensidade dos esforços axiais, etc.):

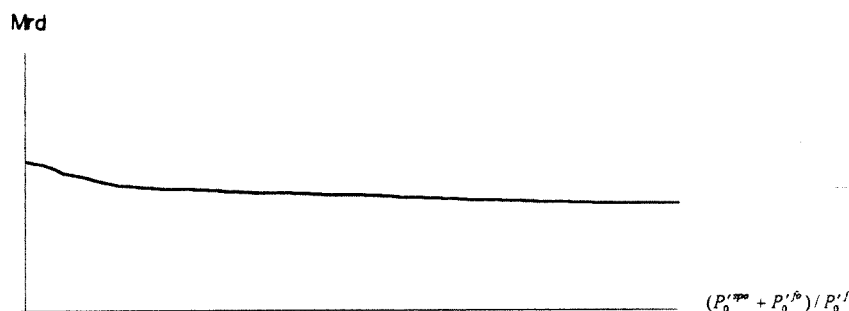


Figura VII.8 – Configuração típica da relação entre a capacidade resistente e o factor $(P_0'^{spo} + P_0'^{fo}) / P_0'^f$

Se, apesar disso, o estado limite último à flexão não se assume normalmente condicionante, o mesmo já não acontece no que diz respeito à fadiga. Com efeito, este estado limite é sistematicamente condicionante em estruturas com pré-esforço orgânico. Ora, como o dano por fadiga é função de amplitudes tensionais, irá tornar-se claro que as condições representativas deste estado limite poderão ser relacionadas com o parâmetro $P_0'^{spo} / P_0'^{fo}$.

Note-se que se se admitir um tensionamento máximo nos cabos orgânicos de $0.75 f_{puk}$ então a área dos mesmos será dada por:

$$A_{spo} = \frac{P_0'^{fo} + P_0'^{spo}}{0.75 \cdot f_{puk}} \quad (\text{VII.28})$$

por outro lado, como a variação de tensão nos mesmos cabos é exclusivamente devida à acção de controlo, as amplitudes tensionais serão dadas por uma expressão do tipo:

$$\Delta\sigma = \gamma \cdot \frac{P_0'^{spo}}{A_{spo}} \quad (\text{VII.29})$$

em que γ é uma variável que reflecte a intensidade do controlo. Ou seja, as amplitudes tensionais nos cabos orgânicos estão relacionadas com o factor P_0^{spo} / P_0^{fo} por uma relação do tipo:

$$\Delta\sigma = \gamma \cdot \frac{0.75 \cdot f_{puk}}{1 + \left(\frac{P_0^{spo}}{P_0^{fo}} \right)^{-1}} \quad (\text{VII.30})$$

Com base num modelo simplificado de verificação da resistência à fadiga (por exemplo, através da verificação da resistência à fadiga por avaliação do dano produzido por um veículo tipo de fadiga num determinado número de passagens - VI.5.5.3.3) é possível estabelecer de uma forma expedita uma relação entre as tensões $\sigma_{Sc}(Q^{fad})$ produzidas na secção de controlo Sc por um veículo tipo de fadiga e as tensões $\sigma_{Sc}(Q^{\psi=1})$ produzidas na mesma secção de controlo pelo carregamento característico (considerado na análise dos restantes estados limites).

$$\sigma_{Sc}(Q^{fad}) \approx C_2 \cdot \sigma_{Sc}(Q^{\psi=1}) \quad (\text{VII.31})$$

onde C_2 é uma constante real.

Na resposta a essa acção, a acção de controlo P_{fat}^{spo} deve ser tal que produza aproximadamente a seguinte variação tensional,

$$\sigma_{Sc}(P_{fat}^{spo}) = C_2 \cdot \sigma_{Sc}(Q^{\psi=1}) - \sigma_{Sc}(Q^*) \quad (\text{VII.32})$$

já que, mais uma vez se tem em conta o facto da acção de controlo não actuar na fase inicial do carregamento. Ora, admitindo que a relação entre a acção de controlo e a acção exterior é aproximadamente linear:

$$\frac{P_{fat}^{spo}}{P^{spo}} = \frac{C_2 \cdot \sigma_{Sc}(Q^{\psi=1}) - \sigma_{Sc}(Q^*)}{\sigma_{Sc}(Q^{\psi=1}) - \sigma_{Sc}(Q^*)} \quad (\text{VII.33})$$

ou, fazendo um raciocínio análogo ao anterior,

$$\frac{P_{fat}^{spo}}{P^{spo}} = \frac{C_2 \cdot \sigma_{Sc}(Q^{\psi=1}) - \sigma_{Sc}(Q^{\psi=1}) \cdot C_1}{\sigma_{Sc}(Q^{\psi=1}) - \sigma_{Sc}(Q^{\psi=1}) \cdot C_1} = \frac{C_2 - C_1}{1 - C_1} \quad (\text{VII.34})$$

como o segundo membro é uma constante ($C_3 = (C_2 - C_1)/(1 - C_1)$), então, o pré-esforço produzido na acção de controlo durante a passagem do veículo tipo de fadiga está relacionado com a componente variável do pré-esforço orgânico:

$$P_{fat}^{spo} = C_3 \cdot P^{spo} \quad (\text{VII.35})$$

ou, atendendo às perdas,

$$P_{fat}^{spo} = 0.95 \cdot C_3 \cdot P_o^{'spo} \quad (\text{VII.36})$$

Se os cabos de pré-esforço orgânico tiverem uma resistência à fadiga $\Delta\sigma_{fat}$ associada ao mesmo número característico de passagens do veículo de fadiga considerado, fica verificada a fadiga se:

$$\Delta\sigma_{spo}(Q^{fat}) \leq \Delta\sigma_{fat} / \gamma_{s,fat} \quad (\text{VII.37})$$

Logo, como :

$$\Delta\sigma_{spo}(Q^{fat}) = \frac{P_{fat}^{spo}}{A_{spo}} = \frac{0.75 \cdot f_{puk}}{P_o^{'fo} + P_o^{'spo}} \cdot P_{fat}^{spo} \quad (\text{VII.38})$$

ou, tendo em conta a expressão (VII.36), obtém-se

$$\Delta\sigma_{spo}(Q^{fat}) \approx \frac{0.72 \cdot f_{puk} \cdot C_3}{P_o^{'fo} + P_o^{'spo}} \cdot P_o^{'spo}, \quad (\text{VII.39})$$

expressão esta que se pode substituir na expressão (VII.37), conduzindo a uma nova expressão,

$$\frac{0.72 \cdot f_{puk} \cdot C_3}{P_o^{'fo} + P_o^{'spo}} \cdot P_o^{'spo} \leq \frac{\Delta\sigma_{fat}}{\gamma_{s,fat}} \quad (\text{VII.40})$$

que convenientemente manipulada, permite definir uma equação limite dada por (*):

(*) Note-se que o factor $\left(\frac{0.75 \cdot f_{puk} \cdot \gamma_{s,fat} \cdot C_3}{\Delta\sigma_{fad}} - 1 \right)$ determina o valor do parâmetro Ω usado na expressão (VII.15).

$$P_o' f_o = \left(\frac{0.72 \cdot f_{puk} \cdot \gamma_{s, fat} \cdot C_3}{\Delta \sigma_{fat}} - 1 \right) \cdot P_o' spo \quad (\text{VII.41})$$

Ora, como valor da constante C_1 , é uma opção de projecto (cujos critérios de fixação serão mais tarde abordados – ver ponto VII.5.3) e o valor da constante C_2 é facilmente determinado uma vez conhecida a estrutura, recorrendo a esta metodologia simplificada, torna-se muito simples estabelecer a terceira equação, conforme se pretendia.

Podem, assim, estimar-se os valores aproximados das três componentes de pré-esforço. A sequência processual da determinação dessas componentes assume a seguinte ordem:

I - $P_o' spo$ - expressão (VII.26)

II - $P_o' f_o$ – expressão (VII.41)

III - $P_o' f$ – expressão (VII.25)

Salienta-se, que no caso de a estrutura base da solução de referência (convencional) ter sido redimensionada, deve ter-se, tal facto, em consideração no uso dos valores de referência, podendo, no caso de tais alterações serem substanciais, ser aconselhável proceder a um cálculo estático da nova estrutura de forma a serem disponíveis valores mais consistentes.

Uma vez realizado este procedimento para cada secção de controlo, podem ser pré-dimensionadas as forças de esticamento a instalar nos vários cabos.

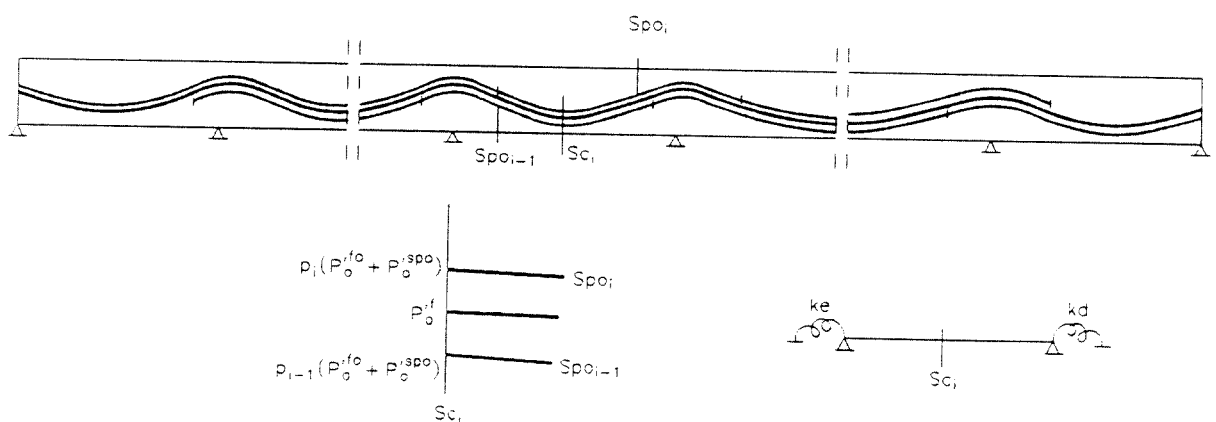


Figura VII.9 - Distribuição das componentes de pré-esforço na secção de controlo S_{ci}

Os factores de distribuição p_i associados a cada sistema orgânico spo_i podem ser expeditamente determinados com base em relações de rigidezes.

$$P_{i-1} = \frac{Ke}{Ke + Kd} \quad \wedge \quad P_i = \frac{Kd}{Ke + Kd} \quad (\text{VII.42})$$

Fazendo este procedimento em todos os vãos, fica completamente definida uma solução base do pré-esforço a instalar ao longo da estrutura em causa.

Após a realização do cálculo da estrutura perante a acção dos vários carregamentos evolutivos é provável que seja conveniente proceder a pequenas alterações até se encontrar uma solução satisfatória. Normalmente são habituais certos procedimentos de ajuste que estão associadas a correspondentes causas típicas. No quadro seguinte faz-se uma sistematização das medidas correctivas a adoptar de acordo com os respectivos sintomas de causalidade.

Aspectos a corrigir	Medida correctiva
Dano por fadiga elevado	reduzir a relação $\frac{P_0^{'spo}}{P_0^{'fo}}$
Reduzida capacidade resistente à flexão em estado limite último	reduzir a relação $\frac{P_0^{'spo} + P_0^{'fo}}{P_0^{'f}}$
Perdas diferidas excessivas	aumentar a relação $\frac{P_0^{'spo}}{P_0^{'f} + P_0^{'fo}}$
Tensões iniciais excessivas	

Quadro VII.2 – Medidas correctivas habituais no dimensionamento das três componentes de pré-esforço

VII.5 – DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS ORGÂNICOS

O dimensionamento dos sistemas orgânicos (que está directamente relacionado com a definição da estratégia de controlo) visa fundamentalmente alcançar a máxima eficiência da aplicação da componente variável de pré-esforço orgânico P^{spo} . Este processo deve atender às condições de comportamento da estrutura previamente definidas (verificação dos estados limites), sendo simultaneamente necessário garantir a compatibilidade das soluções projectadas com as condições tecnológicas existentes. É ainda fundamental que a estratégia de controlo seja robusta e estável, o que pressupõe a verificação da impossibilidade de ocorrência dos mais graves fenómenos indesejáveis na acção de controlo.

Em termos processuais, o dimensionamento dos sistemas orgânicos inclui o dimensionamento e os estudos das calibrações dos sensores e dos actuadores, o que por sua vez, resulta de três sub-processos fundamentais e que são a fixação dos incrementos unitários de pré-esforço, a fixação das velocidades de esticamento, e por fim, a definição das leis de actividade. Nos pontos que se seguem são propostas metodologias expeditas de pré-dimensionamento e critérios de ajuste dos parâmetros envolvidos, nos três referidos sub-processos.

VII.5.1 – Fixação dos incrementos unitários de pré-esforço

Uma vez definida a componente variável do pré-esforço orgânico P^{spo} para cada sistema orgânico, podem fixar-se os incrementos de pré-esforço unitários (ΔP^{spo}) que, como é evidente, determinam implicitamente o número máximo de contracções.

$$nc_{max} = \frac{P^{spo}}{\Delta P^{spo}} \quad (\text{VII.43})$$

A fixação dos incrementos de pré-esforço unitários deve ter em conta dois aspectos fundamentais:

- o comportamento em serviço da estrutura
- a sensibilidade e precisão máximas dos sensores

VII.5.1.1 – Influência da grandeza dos incrementos unitários de pré-esforço no comportamento em serviço da estrutura

Atendendo às características da metodologia de controlo proposta, numa estrutura dotada de pré-esforço orgânico, os estados de tensão nas secções de controlo encontram-se sistematicamente na vizinhança do fuso de controlo.

Ora, conforme se irá verificar no ponto VII.5.3, os limites que definem os fusos de controlo (que são os parâmetros definidores das leis de actividade), estão relacionados com os incrementos tensionais unitários de forma a verificar as condições restritivas dos fenómenos indesejáveis na acção de controlo. Ou seja, as amplitudes tensionais $\Delta\sigma_{Sci}$ do fuso de controlo podem ser relacionadas com os incrementos tensionais unitários $\bar{\sigma}_{Sci}$ ($\Delta\sigma_{Sci} = k_i \cdot \bar{\sigma}_{Sci}$ em que k_i são constantes reais).

Então a minimização das amplitudes tensionais existentes nas várias secções de uma estrutura (que estão, evidentemente, relacionadas com as amplitudes de tensões nas secções de controlo), passa pela minimização dos incrementos tensionais unitários (e por consequência, dos incrementos unitários de pré-esforço).

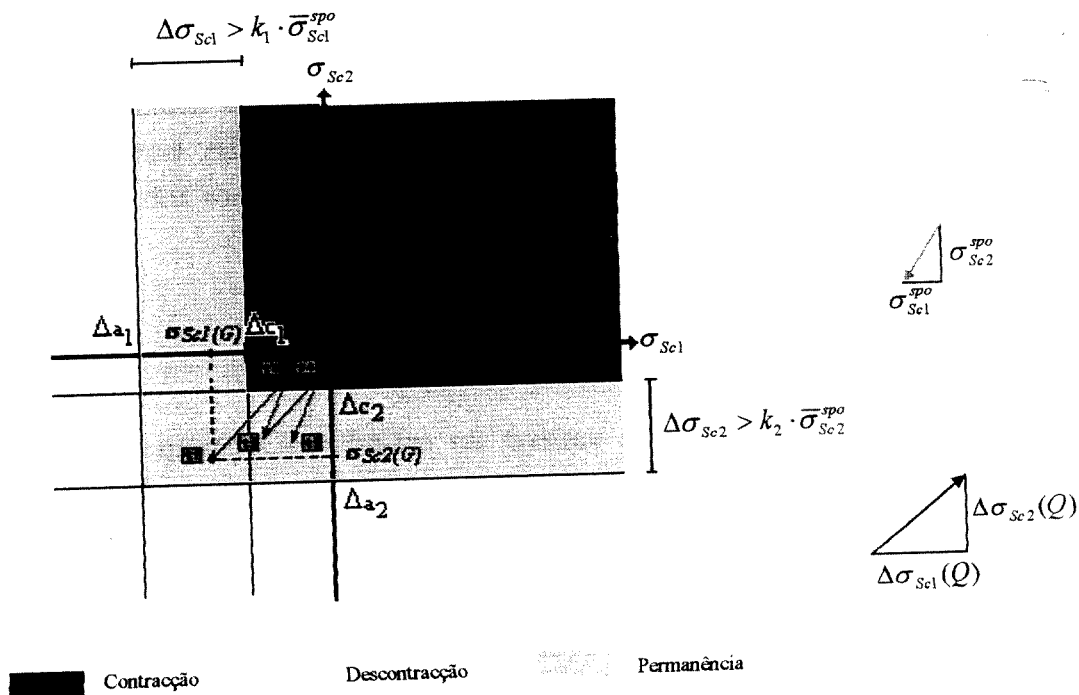


Figura VII.10 – Representação vectorial da evolução de estado de tensão numa base de controlo

Conclui-se que, desprezando as outras condicionantes que afectam a fixação dos incrementos unitários de pré-esforço, a solução óptima corresponde à minimização dos referidos incrementos. Em termos práticos a consideração deste aspecto significa que os incrementos unitários de pré-esforço devem ser os menores valores compatíveis com as restantes condições (que serão posteriormente tratadas).

Note-se que, se numa estrutura forem testadas várias grandezas dos incrementos tensionais unitários, mantendo-se a amplitude do fuso de controlo, e mantendo-se, por exemplo, a margem de compressão, verifica-se que as envolventes tensionais positivas num conjunto de fibras de igual tendência (relativas a tracções) têm máximos absolutos muito próximos. Em contrapartida, nas envolventes tensionais negativas (relativas a compressões) o mesmo já não se verifica.

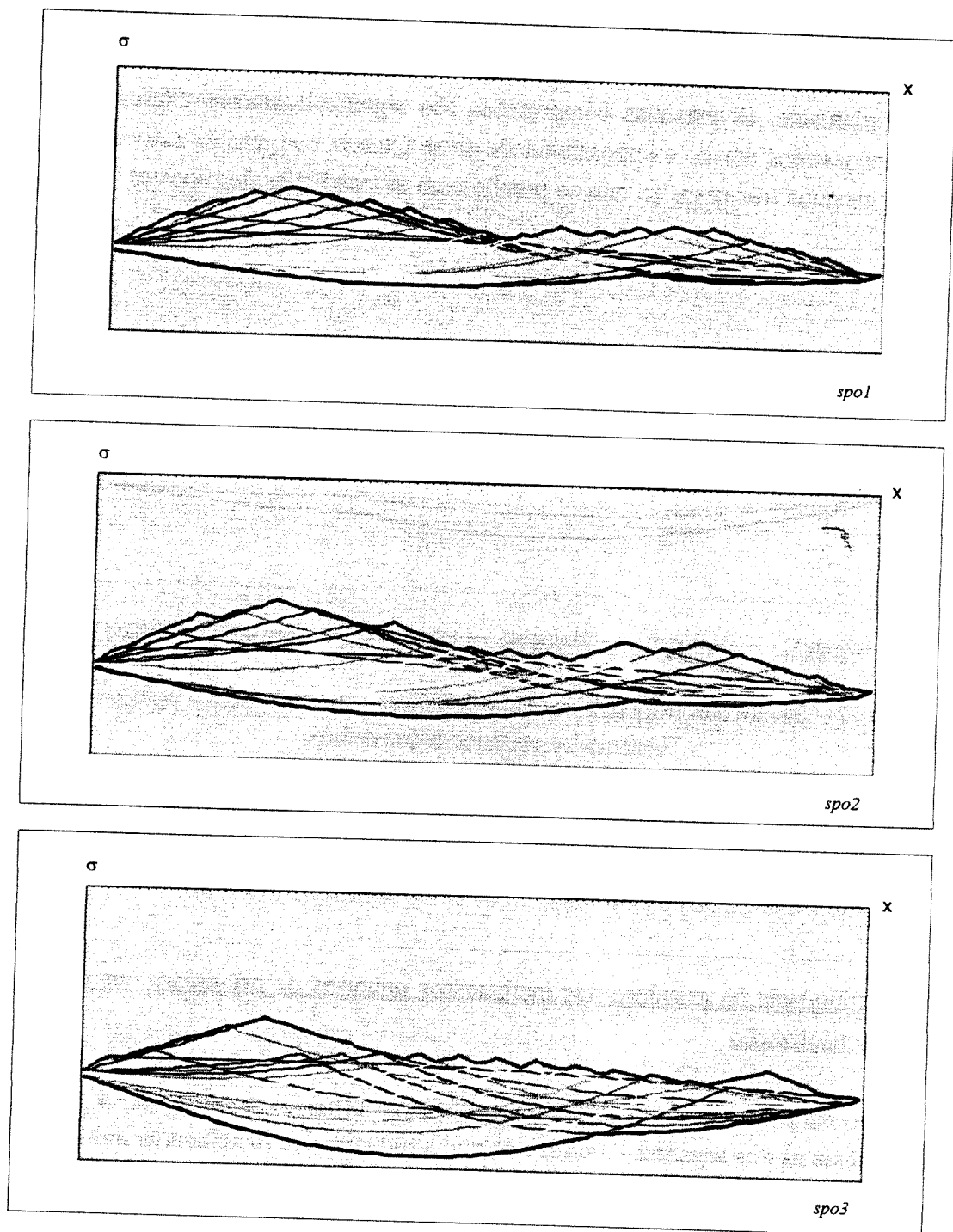


Figura VII.11 – Evoluções tensionais nas fibras inferiores de vigas simplesmente apoiadas, com sistemas orgânicos dimensionados com diferentes grandezas de incrementos unitários de pré-esforço em carregamentos com cargas rolantes ($\Delta\bar{P}^{spo3} > \Delta\bar{P}^{spo2} > \Delta\bar{P}^{spo1}$)

No primeiro caso (*spo1*), que representa a evolução tensional nas fibras inferiores com a estratégia de controlo com incrementos unitários mais reduzidos (com elevado número de contracções), existe uma maior regularidade da envolvente de tracções, já que, o controlo é efectuado de uma forma mais gradual e quase contínua. Nos outros dois, essa regularidade vai

diminuindo conforme aumentam os incrementos unitários. Mas, sendo a acção tensional total idêntica, e sendo também idênticas as margens de compressão, os máximos absolutos serão, inevitavelmente, muito próximos, ou mesmo, idênticos^(*).

Contrariamente, as máximas compressões são significativamente diferentes nos três casos, o que se justifica devido à impossibilidade de se fixarem margens de actividade também idênticas nos mesmos três casos (o que se prende com as condições de robustez da estratégia de controlo).

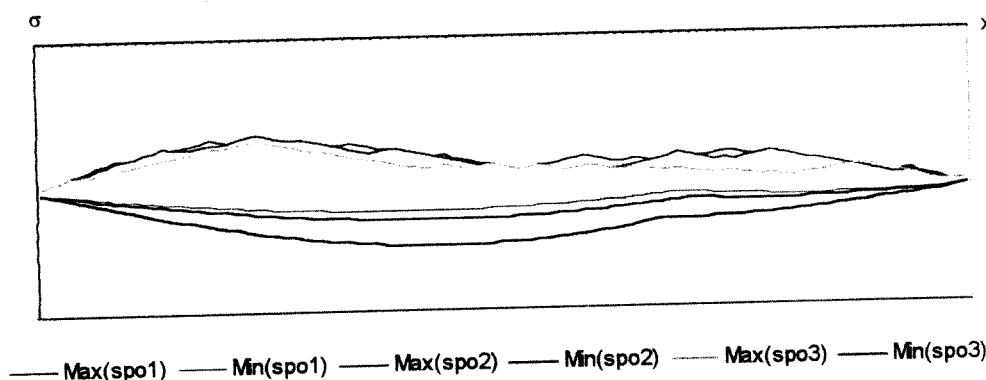


Figura VII.12 – Envolventes tensionais nas fibras inferiores correspondentes a cada grandeza dos incrementos unitários de pré-esforço

No fundo, a análise desta última figura permite concluir que o aumento dos incrementos unitários de pré-esforço, em relação a uma solução previamente fixa, implica necessariamente a existência de pelo menos uma envolvente mais gravosa.

VII.5.1.2 – Influência da grandeza dos incrementos unitários de pré-esforço na eficiência da sensorização

Tendo em consideração o segundo aspecto anteriormente mencionado - a sensibilidade e precisão máximas dos sensores - verifica-se que a redução dos incrementos unitários de pré-esforço deve ser limitada. Isto justifica-se porque se tais incrementos forem muito reduzidos a sensorização pode tornar-se ambígua (se em algum cenário, a acção de controlo for indetectável para os sensores), o que é evidentemente intolerável para a consistência da estratégia por autocontrolo. Será pois necessário ter em consideração este aspecto, podendo o mesmo servir para uma primeira aproximação quantitativa dos valores a fixar.

^(*) Repare-se que, se porventura, se admitisse um número fictício de contracções igual a zero, isso seria equivalente a instalar todo o pré-esforço originalmente (pré-esforço convencional), o que, desprezando as perdas, seria equivalente às situações anteriores na fase máxima de carregamento, mas conduziria ao levantamento da viga na ausência da carga.

Ora, sendo conhecidas as grandezas da precisão e da sensibilidade dos sensores seleccionados, pode determinar-se a mínima grandeza ΔL_m possível de medir com um erro inferior a $\delta\alpha$,

$$\Delta L_m = \frac{\delta p \cdot \Delta L_{mi}}{\delta\alpha} \quad (\text{VII.44})$$

onde δp é a precisão do sensor e ΔL_{mi} é a menor variação de comprimento que o mesmo sensor mede com a precisão indicada. Naturalmente, se a precisão do sensor seleccionado for considerada aceitável ($\delta p < \delta\alpha$), então a mínima variação de comprimento passível de ser medida com uma precisão aceitável, é precisamente a mínima grandeza que o sensor indica ($\Delta L_m = \Delta L_{mi}$).

Conhecida essa grandeza, determina-se directamente a extensão correspondente com base na expressão (V.19),

$$\varepsilon = \frac{\Delta L_m}{L_0} \quad (\text{VII.45})$$

podendo também determinar-se o mínimo incremento tensional por contracção que cada sistema pode produzir nas secções de controlo que lhe são afectas (de modo ao seu efeito ser avaliado com uma precisão aceitável):

$$\min(\bar{\sigma}_{Sci}^{spo}) = \frac{\Delta L_m}{L_0} \cdot E_c \quad (\text{VII.46})$$

ou, substituindo a expressão (VII.44) na expressão anterior,

$$\min(\bar{\sigma}_{Sci}^{spo}) = \frac{\delta p \cdot \Delta L_{mi}}{\delta\alpha \cdot L_0} \cdot E_c \quad (\text{VII.47})$$

ora, sendo conhecidas as características geométricas (A, I, V) nas secções de controlo, estando definidos os traçados (e implicitamente os diagramas de momentos associados), tal incremento tensional pode converter-se aproximadamente no seguinte incremento de pré-esforço^(*):

$$\min(\Delta \bar{P}^{spo}) = 1.05 \cdot \frac{\min(\bar{\sigma}_{Sci}^{spo})}{1/A + (e + \bar{M}_{pu})/I \cdot V} \quad (\text{VII.48})$$

^(*) O factor 1.05 visa atender à compensação de perdas de pré-esforço de acordo com o que foi anteriormente exposto.

onde todas as características são afectas a cada secção de controlo, e \overline{M}_{pu} corresponde ao momento hiperstático existente nas mesmas devido à acção de um cabo com o mesmo traçado e com um pré-esforço unitário. Note-se que todas estas grandezas podem, numa primeira análise, ser estimadas com base na solução convencional de referência (cujos cálculos se supõem conhecidos).

Em vigas contínuas com pares de cabos de acção complementar, o valor mínimo dos incrementos unitários de pré-esforço a adoptar em cada sistema orgânico pode então ser obtido, achando o valor máximo dos valores determinados em cada par de secções de controlo através da expressão (VII.48).

VII.5.2 – Fixação das velocidades de esticamento

As velocidades de esticamento nos processos de contracção (velocidades dos êmbolos dos cilindros de esticamento) são, fundamentalmente, definidas de modo a ser instalado nas armaduras dos cabos orgânicos o pré-esforço pretendido em tempo útil. Sendo assim esse parâmetro é normalmente condicionado pelos carregamentos rápidos com cargas rolantes (como por exemplo, o veículo tipo). Conforme já se referiu, na presente metodologia admite-se que essas velocidades são constantes.

Tal como a generalidade dos restantes parâmetros envolvidos no dimensionamento de estruturas com pré-esforço orgânico, a velocidade de esticamento é determinada por tentativas. Contudo, a sua inicialização pode ser efectuada com grande simplicidade a partir de determinadas condições estereotipadas, o que permite reduzir o número de tentativas necessárias para encontrar a solução adequada.

Não sendo a velocidade de esticamento um parâmetro habitualmente usado no âmbito da Engenharia Estrutural, e não havendo por isso uma sensibilidade crítica (como em relação a outros parâmetros), poderão numa primeira análise tomar-se como referência os valores apresentados no quadro V.2.

Note-se que, uma vez que as componentes de pré-esforço orgânico são previamente fixadas, as velocidades de esticamento definem implicitamente as potências necessárias. Este parâmetro, envolve-se não só com condicionantes técnicas (ver quadro V.3) mas também com problemas de custo. No que respeita a este último aspecto, ainda não se conhecem dados que permitam a sua consideração de uma forma sustentada.

Um outro aspecto limitativo da velocidade dos cilindros de esticamento, é a grandeza da amplificação dinâmica associada aos processos de contracção. No que diz respeito a este aspecto, é importante verificar que as vibrações produzidas são moderadas de modo a não haverem perturbações significativas da acção de controlo, e de modo a essas mesmas vibrações serem aceitáveis em serviço (ver pontos VI.4.3.1 e VI.5.1.3).

Finalmente, a fixação deste parâmetro poderá ter influências secundárias noutros fenómenos, o que só é identificável mediante a realização da simulação dos carregamentos evolutivos. Um exemplo desse tipo de influências, é o facto do aumento das velocidades de

esticamento poder tornar os sistemas orgânicos mais vulneráveis à fadiga, já que nesse caso, permitem que para carregamentos semelhantes, os sistemas orgânicos efectuem mais contracções do efectuariam se as mesmas velocidades de esticamento fossem mais lentas.

Em termos conclusivos, a fixação das velocidades de esticamento consiste em garantir uma eficiência aceitável do pré-esforço orgânico (o que visa fundamentalmente a verificação dos estados limites de utilização). Posteriormente, deve verificar-se que as velocidades de esticamento e as potências necessárias são técnica e economicamente exequíveis, e que as vibrações induzidas pelos sistemas orgânicos não só são aceitáveis, como também, não põem um causa a validade da análise estática. A realização da simulação dos carregamentos evolutivos e o procedimento de eventuais ajustes nos vários parâmetros envolvidos, deve secundar um processo de pré-dimensionamento expedito cuja metodologia pode assumir, no caso geral, os passos que a seguir se descrevem.

Substituindo a expressão (VII.15) na expressão (VII.13) obtém-se uma expressão que, desprezando as perdas durante o processo de tensionamento, define o curso de cada cilindro de esticamento quando a carga actuante se encontra na posição de abcissa $d^{(*)}$ do vão onde se insere o sistema orgânico em análise,

$$\Delta_{cil}(d) = \frac{\gamma(d) \cdot Lc \cdot 0.75 \cdot f_{puk}}{E_p \cdot \Omega} \quad (\text{VII.49})$$

ou, quando a carga se encontra na posição de abcissa d_{cri} correspondente à situação mais desfavorável:

$$\Delta_{cil}(d_{cri}) = \gamma(d_{cri}) \cdot \frac{Lc \cdot 0.75 \cdot f_{puk}}{E_p \cdot \Omega} \quad (\text{VII.50})$$

Para obviar as perdas compensáveis ΔP_c^{spo} que ocorrem na origem durante esse mesmo processo, o curso deverá, então, ser o seguinte:

$$\Delta_{cil}(d_{cri}) = (1 + pc) \cdot \gamma(d_{cri}) \cdot \frac{Lc \cdot 0.75 \cdot f_{puk}}{E_p \cdot \Omega} \quad (\text{VII.51})$$

em que pc é a percentagem de perdas compensáveis ($pc = \Delta P_c^{spo} / P_0^{spo}$).

(*) Note-se que o curso em causa tem como origem o anel de bloqueio, ou seja, não inclui o curso inicial correspondente ao tensionamento permanente dos cabos orgânicos.

Por outro lado, o período de activação $Tc(d_{cri})$ dos sistemas orgânicos envolvidos durante o percurso da carga rolante até atingir a mesma secção, poderá ser relacionado com o período de tempo $Tp(d_{cri})$ gasto pela carga a percorrer esse percurso, já que:

$$Tp(d_{cri}) = \frac{d_{cri}}{L} \cdot Tp \quad (\text{VII.52})$$

e,

$$Tc(d_{cri}) = \eta_{tc} \cdot Tp(d_{cri}) \quad (\text{VII.53})$$

onde η_{tc} é um valor no intervalo $[0,1]$ que representa a percentagem do período de carregamento no qual o sistema está activo, pelo que substituindo, obtém-se:

$$Tc(d_{cri}) = \eta_{tc} \cdot d_{cri} \cdot \frac{Tp}{L} \quad (\text{VII.54})$$

ou, como se admite a velocidade da carga constante ($v = L / Tp$),

$$Tc(d_{cri}) = \frac{d_{cri}}{v} \cdot \eta_{tc} \quad (\text{VII.55})$$

Ora, a velocidade de esticamento de cada ancoragem orgânica será igual à divisão do curso em causa pelo período de activação e pelo número de ancoragens orgânicas do sistema em causa (n_{ao}):

$$v_{cil} = \frac{\Delta_{cil}(d_{cri})}{Tc(d_{cri}) \cdot n_{ao}} \quad (\text{VII.56})$$

o que, manipulando as expressões anteriores, se transforma em:

$$v_{cil} = (1 + pc) \cdot \frac{\gamma(d_{cri}) \cdot Lc \cdot v \cdot 0.75 \cdot f_{puk}}{E_p \cdot \Omega \cdot d_{cri} \cdot \eta_{tc} \cdot n_{ao}} \quad (\text{VII.57})$$

Tendo em conta, que nesta fase do dimensionamento já estão definidas as componentes do pré-esforço orgânico e os respectivos traçados, é possível estimar as perdas que se pretendem obviar, pelo que apenas permanecem desconhecidos os factores d_{cri} , γ_{cri} e η_{tc} . Ora, conforme se verificou anteriormente estes factores dependem da potência a instalar, pelo que só podem ser determinados iterativamente.

No entanto, com base na experiência existente em ensaios numéricos podem considerar-se os seguintes valores de inicialização do processo para pontes rodoviárias:

	Vãos extremos iniciais(*)	Vãos extremos finais	Vãos intermédios
γ_{cri}	$0.8 \cdot \frac{\sigma_{sc}(Q^{cri})}{\sigma_{sc}(Q^{max})}$		
η_{tc}	0.85		
d_{cri}	0.3 x L	0.5 x L	0.35 x L

Quadro VII.3 – Valores de referência para inicialização do processo de fixação das velocidades de esticamento em pontes rodoviárias(**)

Salienta-se que estes parâmetros são sensíveis a vários factores, sendo particularmente relevantes a importância relativa dos carregamentos com cargas rolantes em relação aos carregamentos máximos, e a importância relativa da componente variável do pré-esforço orgânico em relação ao pré-esforço orgânico total.

No caso de estruturas sujeitas a carregamentos lentos (da ordem das dezenas de segundos) a potência necessária torna-se progressivamente menos importante, assim como se tornam menos relevantes as assimetrias relacionadas com os atrasos da resposta, podendo nestes casos ser admitidos os seguintes valores:

	Vãos extremos e vãos intermédios
γ_{cri}	$0.8 \cdot \frac{\sigma_{sc}(Q^{cri})}{\sigma_{sc}(Q^{max})}$
η_{tc}	0.95
d_{cri}	0.5 x L

Quadro VII.4 – Valores de referência para inicialização do processo de fixação das velocidades de esticamento em estruturas sujeitas a carregamentos lentos

Conforme anteriormente se referiu, após o pré-dimensionamento dos actuadores é desde logo conveniente verificar o comportamento dinâmico da estrutura quando sujeita à acção isolada dos sistemas orgânicos. Ora, sendo conhecidos para cada sistema orgânico os incrementos unitários de pré-esforço $\Delta \bar{P}^{spo}$, e sendo os períodos de contracção função das velocidades de esticamento, tem-se que:

(*) As vigas simplesmente apoiadas exibem comportamentos semelhantes aos vãos extremos iniciais.

(**) De acordo com o que foi admitido nos capítulos anteriores, apenas se consideram pontes rodoviárias com um único sentido de tráfego.

$$Tc = \frac{\Delta_{cil}}{v_{cil} \cdot nc_{max}} \quad (VII.58)$$

pelo que ficam definidos os impulsos gerados pela actuação dos sistemas orgânicos, e cuja configuração típica está representada na figura V.13. Resta pois proceder à análise expedita proposta no ponto VI.4.1.1 para avaliar o efeito dinâmico das acções de controlo e seguidamente verificar a robustez da estratégia, tendo em conta os procedimentos anteriormente mencionados.

Será também oportuno avaliar, desde logo, a potência necessária para a realização das velocidades de esticamento previstas o que pode ser efectuado substituindo na expressão (VI.16) a força máxima pela soma das componentes de pré-esforço orgânico:

$$P_b = \frac{v_{cil} \cdot (P^{fo} + P^{spo})}{0.746 \cdot \eta_t} \quad (cv) \quad (VII.59)$$

onde v_{cil} é expresso em (m/s) e $(P^{fo} + P^{spo})$ em kN.

Uma vez definidos estes valores, e sendo fixa a pressão a instalar no óleo, podem dimensionar-se os vários órgãos que constituem os actuadores, nomeadamente, os cilindros de esticamento, as bombas e os reservatórios de óleo (de acordo com os vários pontos do sub-capítulo V.2).

VII.5.3 – Definição das leis de actividade

A definição das leis de actividade dita, no fundo, a forma como se irão dispor dos meios anteriormente dimensionados, e consiste fundamentalmente na fixação dos limites de tensão dos fusos de controlo, ou seja, das margens de compressão e das margens de actividade.

Nesta fase de dimensionamento devem ser tidos em consideração os seguintes aspectos essenciais:

- comportamento em serviço (envolventes tensionais, deformações em serviço)
- o dano provocado pela fadiga
- o dano provocado nos aparelhos mecânicos
- o consumo energético
- as condições de estabilidade

- as condições de estacionariedade

O primeiro aspecto é inerente à formulação da própria estratégia de controlo, ou seja, as partes de uma estrutura controladas por cada sistema orgânico vão exibir um comportamento tal que as secções de controlo afectas a esse sistema estejam, em serviço, na vizinhança do fuso de controlo limitado pelos referidos parâmetros. Tal implica que as fibras de igual tendência assumam um comportamento semelhante às secções de controlo, resultando daí que a estrutura esteja no seu todo, e também em serviço, na vizinhança de uma gama de estados de tensão/deformação previamente definidos.

Relembra-se que as margens de compressão, definem a grandeza do percurso tensional percorrido nas secções de controlo desde que são emitidos os sinais de contracção até serem atingidos os estados de descompressão, e poderão ser tanto menores quanto maior for a eficiência esperada dos respectivos sistemas orgânicos. Em sistemas orgânicos com um eficiência unitária poder-se-iam fixar margens de compressão nulas, mas como é evidente, tal é inviável. Um raciocínio em tudo análogo pode ser feito no que se refere às margens de actividade e aos estados limites referentes às máximas compressões admissíveis.

Embora estes aspectos sejam fundamentais na interpretação do dimensionamento destes parâmetros, em termos processuais os mesmos só serão considerados na análise dos carregamentos evolutivos (ou seja no ajustamento da solução), já que, com base exclusiva na sua consideração, é difícil estabelecer *à priori*, valores de referência para o pré-dimensionamento.

No que respeita ao dano por fadiga nos cabos e ancoragens (e ao dano nos aparelhos mecânicos), torna-se claro que estes aumentam com o aumento das margens de compressão, já que isso implica uma maior actividade dos sistemas orgânicos envolvidos. Um raciocínio em tudo análogo pode ser feito para considerar o consumo energético, que pode ser muito agravado se os sistemas orgânicos forem activados com carregamentos pouco importantes.

Uma forma simples e objectiva de considerar estes últimos aspectos consiste em fixar as margens de compressão de modo a que os sistemas orgânicos sejam insensíveis à passagem de cargas de intensidade igual ou inferior a Q^* . Um critério possível para definir esse valor é por exemplo fixar $Q^* = Q^{\psi=\psi^2}$, o que em termos práticos significa que os sistemas orgânicos são insensíveis à passagem de cargas quase permanentes. Naturalmente esse parâmetro pode ser fixo com base noutros critérios que se entendam adequados no âmbito das aplicações em causa.

Todavia, de acordo com a experiência existente, a fixação dos parâmetros em causa é geralmente condicionada pelas condições de estacionariedade e de estabilidade. Por isso, e tendo em conta o aspecto anteriormente referido, o pré-dimensionamento das margens de compressão e de actividade pode ser efectuado para cada secção de controlo com base nos seguintes esquemas:

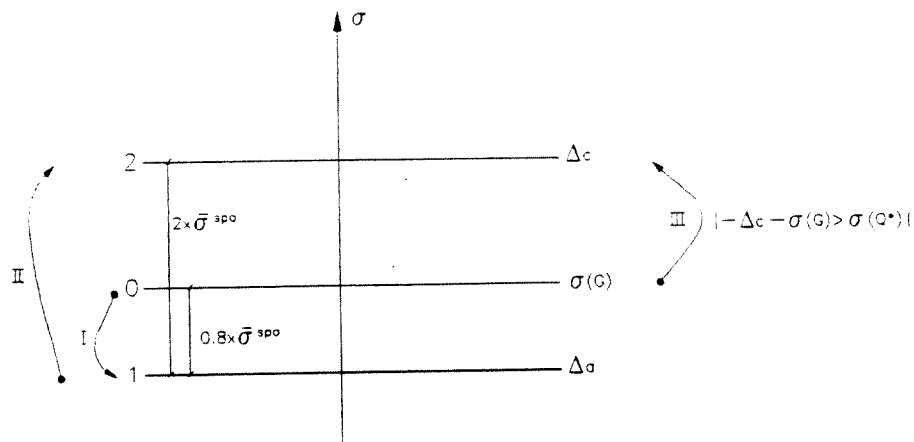


Figura VII.13- Esquema do pré-dimensionamento da margem de compressão e da margem de actividade numa secção de controlo

Note-se que o procedimento I atende à condição de estacionariedade na secção de controlo em análise, onde 0.8 corresponde a um valor empírico que na generalidade satisfaz a mesma. O procedimento B atende à condição de estabilidade onde o valor 2 corresponde a uma amplificação dinâmica máxima da resposta a uma contracção isolada. P procedimento III, corresponde à verificação de que o sistema orgânico não reage a solicitações de cargas inferiores a Q^* (o que tem em conta a fadiga o desgaste dos aparelhos mecânicos, e o consumo energético).

Se porventura, com base na análise dos carregamentos evolutivos se entender favorável a redução das margens de compressão (IV), desde que se respeite a condição de estacionariedade numa secção de controlo de cada base de controlo, pode proceder-se a uma translação do fuso de controlo na outra secção. Note-se que isto não dispensa a verificação da condição de estabilidade em nenhuma das secções de controlo (V).

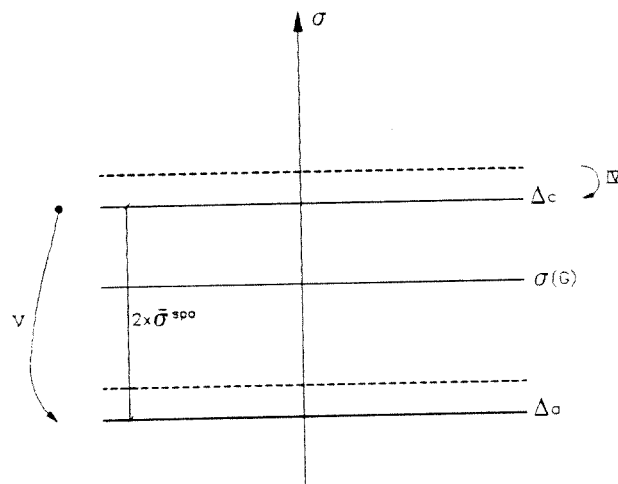


Figura VII.14 - Esquema do pré-dimensionamento da margem de compressão e da margem de actividade numa secção de controlo sem atendimento da condição de estacionariedade

Este procedimento é aceitável porque, como as descontrações obedecem a um circuito lógico disjuntivo, basta que seja ultrapassada a margem de actividade numa secção para que o sistema assuma uma descontração. Simultaneamente, como as contrações obedecem a um circuito lógico conjuntivo, apenas são emitidos sinais de contração se em ambas as secções de controlo for ultrapassada amplitude tensional provocada pela carga Q^* (ver figura VII.13).

VII.6 – ORGANIGRAMA DO PROCESSO DE DIMENSIONAMENTO

O processo de dimensionamento de estruturas com pré-esforço orgânico é um processo especialmente iterativo no qual, após o pré-dimensionamento, se procedem a análises estáticas evolutivas até se encontrar uma solução satisfatória. A sucessão dos vários passos intermédios pode ser compreendida, numa perspectiva global, no seguinte esquema:

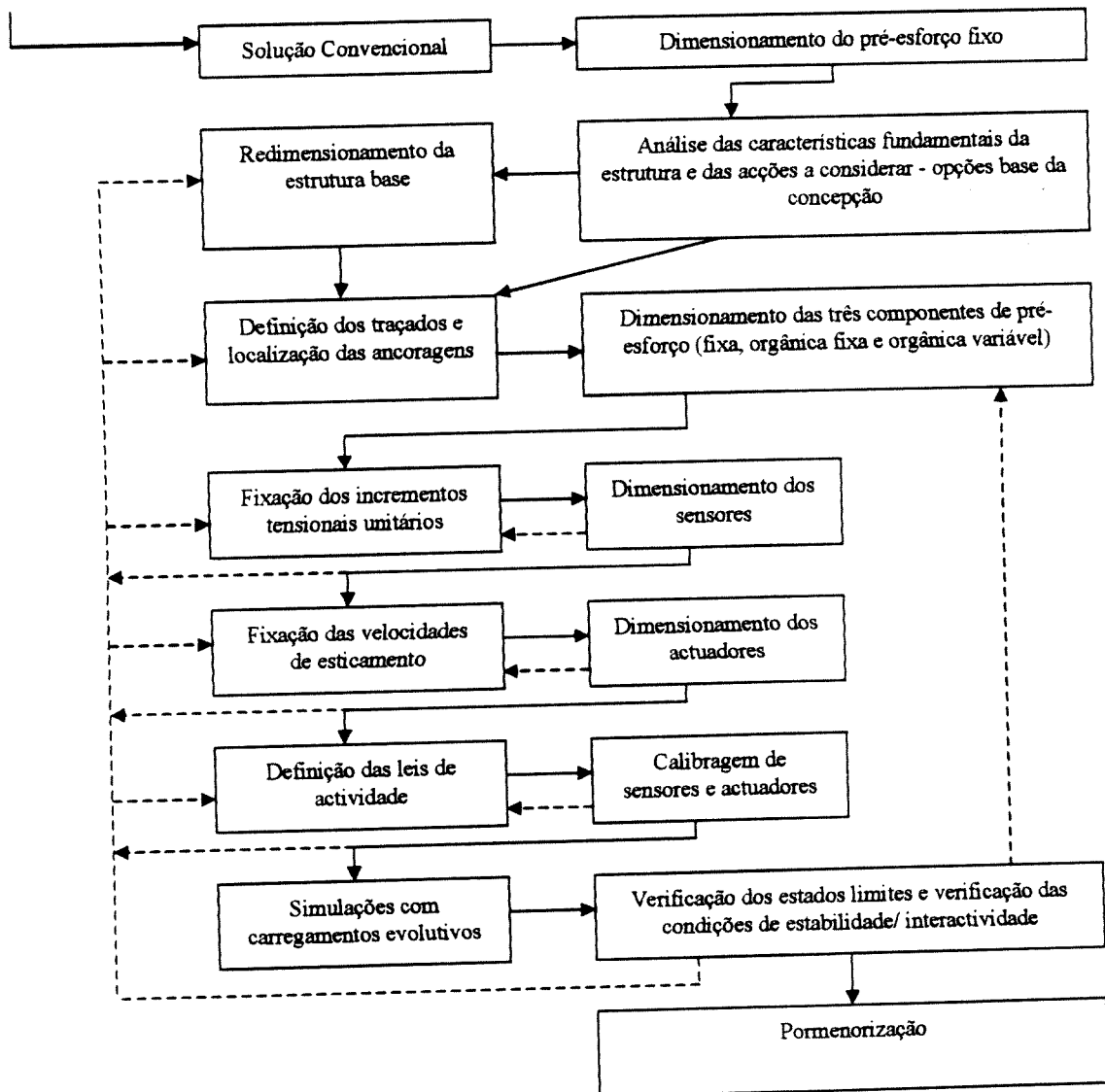


Figura VII.15 – Organograma do processo de dimensionamento

VII.7 - BIBLIOGRAFIA

- A1 • Abdel-Rohman M., "Feasibility of Active Control of Tall Buildings Against Wind", Journal of Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 113, Nº 2, pags. 349-362, 1987
- A2 • Álvares Ribeiro A., "Engenharia Civil – Risco Social - Critérios Probabilísticos – Responsabilidade (Liability) – Seguros", Última Aula apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1997
- B1 • Beder Sharon, "The fallible engineer", New Scientist, November, págs. 38-42, 1992
- E1 • Eurocode 1, ENV 1991 - Part 3 - "Basis of Design and Actions on Structures – Part 1 – Basis of Design", Draf, 1993
- F1 • FIP - Handbook of Practical Design - "Example of the design of Concrete Structures", Thomas Telford, 1990
- M1 • Melchers R. E., "Structural Reliability – analysis and prediction", Ellis Horwood, 1987
- P1 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., "Effector Systems in Structures" - in Conceptual Design of Structures – Proceedings of IASS Symposium, Stutgard, págs. 339-346, 1996
- P2 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., "Dimensionamento de Estruturas Orgânicas", Encontro "Betão Estrutural 96" do GPPE, Lisboa, págs. 1.97 - 1.108, 1996
- P3 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., "Organically Prestressed Multi-Span Continuous Box Girders" – in New Technologies in Structural Engineering – Proceedings of IABSE International Conference, Lisboa, págs. 527-534, 1997
- S1 • Soong T. T., "Active Structural Control: Theorie and Practice", Longman Scientific & Technical, New York, U.S.A., 1990
- T1 • The Institution of Structural Engineers, "Aims of structural design", published by The Institution of Structural Engineers, 1975

Capítulo 8

Exemplos e ensaios numéricos

ÍNDICE

CAPÍTULO 8 – EXEMPLOS E ENSAIOS NUMÉRICOS

VIII.1 - CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS	1
VIII.2 – APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO NUMA PASSAGEM SUPERIOR COM TABULEIRO VIGADO	2
VIII.2.1 – MATERIAIS, ACÇÕES E CRITÉRIOS ADOPTADOS	3
VIII.2.2 – CARACTERIZAÇÃO DA GEOMETRIA E DO PRÉ-ESFORÇO DAS QUATRO SOLUÇÕES	5
VIII.2.3 – COMPORTAMENTO NA FASE ANTERIOR AO SERVIÇO	7
VIII.2.4 – COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO.....	11
VIII.2.5 - CARACTERIZAÇÃO DOS SISTEMAS ORGÂNICOS	14
VIII.2.6 - VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES APÓS A ENTRADA EM SERVIÇO DA ESTRUTURA.....	17
VIII.2.7 – CONCLUSÕES	26
VIII.3 - APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO EM VIADUTOS COM TABULEIROS EM VIGA CAIXÃO	27
VIII.3.1 – MATERIAIS, ACÇÕES E CRITÉRIOS ADOPTADOS	29
VIII.3.2 - CARACTERIZAÇÃO DA GEOMETRIA E DO PRÉ-ESFORÇO DAS DUAS SOLUÇÕES	31
VIII.3.3 - COMPORTAMENTO NA FASE ANTERIOR AO SERVIÇO.....	35
VIII.3.4 - CARACTERIZAÇÃO DOS SISTEMAS ORGÂNICOS E DEFINIÇÃO DAS LEIS DE ACTIVIDADE	39
VIII.3.5 - COMPORTAMENTO DINÂMICO DA SOLUÇÃO S2 PERANTE AS ACÇÕES DE CONTROLO	43
VIII.3.6 - VERIFICAÇÃO DA CONSISTÊNCIA DA ESTRATÉGIA DE CONTROLO DA SOLUÇÃO S2	44
VIII.3.6.1 - Verificação da hiperactividade.....	44
VIII.3.6.2 - Verificação da estabilidade dos sistemas orgânicos.....	46
VIII.3.6.3 - Verificação da estacionariedade.....	47
VIII.3.7 - COMPORTAMENTO DINÂMICO DA SOLUÇÃO S2 PERANTE À ACÇÃO CONJUGADA DE SOLICITAÇÕES EXTERIORES E DOS SISTEMAS ORGÂNICOS.....	48
VIII.3.8 - VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES APÓS A ENTRADA EM SERVIÇO DA ESTRUTURA.....	49
VIII.3.8.1 – Verificação do estado limite de fendilhação.....	50
VIII.3.8.2 – Verificação do estado limite de deformação.....	55
VIII.3.8.3 – Verificação do estado limite de vibrações.....	56
VIII.3.9 - VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	57
VIII.3.9.1 – Verificação do estado limite último à flexão	57
VIII.3.9.2 – Verificação do estado limite último de esforço transversal.....	60
VIII.3.9.3 – Verificação do estado limite último de fadiga	61
VIII.3.10 - CONCLUSÕES.....	63
VIII.4 - CIMBRE MÓVEL COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	64
VIII.4.1. ASPECTOS GERAIS	64
VIII.4.2 - ALGUMAS CONSIDERAÇÕES SOBRE A APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO EM ESTRUTURAS METÁLICAS	65
VIII.4.3 - ESTUDO COMPARATIVO DE SOLUÇÕES ALTERNATIVAS A UM CIMBRE MÓVEL PRÉ-DEFINIDO	66
VIII.4.3.1 - Considerações de cálculo	68
VIII.4.3.2 - Soluções com aproveitamento do cimbra existente.....	69

<i>VIII.4.3.3 - Solução com um cembre originalmente dimensionado para ser usado em obras com diferentes vãos</i>	70
VIII.4.4 - CONCLUSÕES	71
VIII.5 - OUTRAS APLICAÇÕES	72
VIII.5.1 - PONTES MÓVEIS.....	72
VIII.5.2 - SILOS E RESERVATÓRIOS PRÉ-ESFORÇADOS	74
VIII.5.3 - REABILITAÇÃO DE PONTES	76
VIII.6 – BIBLIOGRAFIA	81

VIII.1 - CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

Neste capítulo são apresentados exemplos e ensaios numéricos que permitem uma ponderação mais objectiva das potencialidades e limitações do pré-esforço orgânico. Depois de terem sido propostos os conceitos de sistema efector [P2] e de “para-esforço” (parastressing) [M2] entendeu-se ser necessário iniciar programas de trabalho, no âmbito de ensaios numéricos, que permitam testar as potencialidades dos referidos conceitos. Serão esses ensaios que irão, ao que se julga, incentivar o passo seguinte – a realização de ensaios experimentais.

De acordo com o que anteriormente se referiu, o desenvolvimento da metodologia apresentada foi especialmente orientado com vista à aplicação de pré-esforço orgânico em tabuleiros de pontes rodoviárias, no entanto, o horizonte de aplicabilidade desta tecnologia está longe de se esgotar nessa aplicação, podendo inclusivamente haver outras que se assumam, por ventura, mais atractivas no seio do actual contexto tecnológico. Como é evidente, a metodologia proposta pode ser facilmente generalizada a outras aplicações, sendo igualmente possível adaptá-la, em casos que isso se justifique.

As aplicações propostas abrangem, conforme se irá verificar, um leque de exemplos com uma ampla diversidade, se bem que os casos mais aprofundados sejam aqueles que assentam directamente nos vectores metodológicos apresentados nos capítulos anteriores.

Será importante salientar que nos ensaios numéricos apresentados, não são considerados certos parâmetros de fiabilidade dos sistemas orgânicos, uma vez que a sua quantificação carece de posterior trabalho de investigação no âmbito de uma colaboração multi-disciplinar. A sua omissão não invalida, no entanto, o significado dos resultados obtidos, já que tais parâmetros irão ser essencialmente relevantes no dimensionamento dos sistemas mecânico e electrónico, cuja avaliação não é essencial neste texto.

Refira-se, por fim, que, uma vez que a análise de estruturas orgânicas pressupõe um significativo volume de cálculo, procura-se sintetizar, dentro da medida do possível, a informação apresentada, de forma a valorizar os aspectos que se entendem ser fundamentais.

VIII.2 – APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO NUMA PASSAGEM SUPERIOR COM TABULEIRO VIGADO

O objectivo fundamental deste exemplo é testar, com base em ensaios numéricos, as potencialidades do pré-esforço orgânico como uma técnica particular da solução estrutural mais geral que é o pré-esforço. Para esse efeito é tratada uma estrutura que, embora não constituindo um exemplo particularmente indicado para a aplicação da técnica proposta, permite, pela sua simplicidade, interpretar de uma forma clara a aplicação da metodologia proposta [P2], [P3].

Nessa perspectiva, irão ser ignorados vários aspectos, que sendo relevantes numa aplicação concreta, não estão directamente envolvidos com o objectivo proposto. Entre esses aspectos salientam-se a análise do comportamento dinâmico e a consideração de acções que não são preponderantes no que se refere ao dimensionamento do pré-esforço, nomeadamente a acção sísmica, a acção do vento e a acção térmica.

Refira-se, ainda, que com vista à objectividade das comparações, em certas situações preferem tratar-se as soluções teóricas (em domínios contínuos) do que as soluções reais (em domínios discretos). É, por exemplo, esse o caso do dimensionamento das armaduras de pré-esforço e das armaduras ordinárias, em que por esse motivo se evita tratar de diâmetros comerciais.

A estrutura em análise é o tabuleiro de uma passagem superior com 30 m de vão (ver figura VIII.1), realizado por vigas longitudinais paralelas com a secção em “T” e simplesmente apoiadas nos encontros. Por simplificação, admite-se que cada viga é sujeita a carregamentos evolutivos de sentido único.

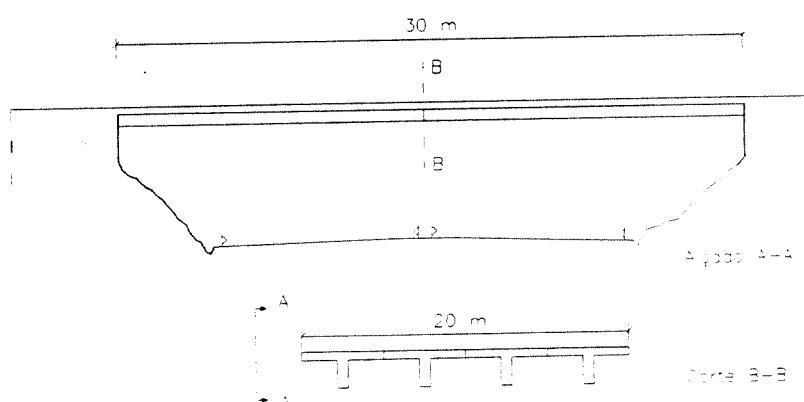


Figura VIII.1 - Corte e alçado da passagem superior

Com vista à melhor compreensão das propriedades do pré-esforço orgânico, são estudadas quatro soluções alternativas, de acordo com o exposto no Quadro VIII.1, sendo uma exclusivamente com pré-esforço fixo (convencional), e as outras com combinações de pré-esforço fixo e pré-esforço orgânico. Consideram-se os mesmos materiais, as mesmas

cargas e os mesmos estados limites nos quatro casos, de modo a poder fazer-se uma comparação directa.

Solução A	Pré-esforço convencional
Solução B	Com as mesmas dimensões da solução A mas com pré-esforço orgânico
Solução C	Solução com uma viga de menor espessura de alma do que a solução A e com pré-esforço orgânico
Solução D	Solução com uma viga de menor espessura de alma e menor altura do que a solução A e com pré-esforço orgânico

Quadro VIII.1 – Soluções a estudar

VIII.2.1 – Materiais, acções e critérios adoptados

Foram considerados, em todas as soluções, os seguintes materiais, e as correspondentes características [R2], [V1]:

Betão - C35/40 - (B40)

$$f_{cd} = 23.3 \text{ MPa} \quad E_c = 33.5 \text{ GPa} \quad \tau_1 = 0.9 \text{ MPa} \quad \tau_2 = 7.0 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Aço das armaduras passivas - A400

$$f_{syd} = 348 \text{ MPa} \quad E_s = 210 \text{ GPa}$$

Aço de pré-esforço fixo^(*)

$$f_{puk} = 1860 \text{ MPa} \quad f_{p0.1k} = 1670 \text{ MPa} \quad E_p = 200 \text{ Gpa}$$

$$C_{relax.} = 5\% \quad \mu = 0.25 \quad k = 0.01$$

Aço de pré-esforço orgânico^(*)

$$f_{puk} = 1860 \text{ MPa} \quad f_{p0.1k} = 1670 \text{ MPa} \quad E_p = 200 \text{ Gpa}$$

$$C_{relax.} = 5\% \quad \mu = 0.07 \quad k = 0.01$$

$$\Delta\sigma_{fad} = 250 \text{ Mpa [V1]} \quad (k_1 = 9, k_2 = 5)$$

^(*) Admite-se que os cabos de pré-esforço são tensionados em todas as modalidades com tensões de $0.75 f_{puk}$.

As acções são definidas de acordo com a regulamentação Portuguesa [R3], excepto no caso da fadiga [A1]. Por outro lado, as velocidades características dos carregamentos evolutivos são definidas de acordo com os critérios propostos no ponto 2 do capítulo 6.

Cargas Permanentes

Peso próprio – 25 kN/m³ Revestimentos – 2 kN/m²

Sobrecarga

Carga distribuída – 4 kN/m² (Tp = 8.50 s)
+
Sobrecarga transversal linear – 50 kN/m (v_F = 50 km/h)

ou

Veículo tipo – 3 x 200 kN (afast. 1.5 m) v_{VT} = 50 km/h

Carregamentos cíclicos (fadiga)

Veículo tipo de fadiga – 1 x 220 kN v_{fm} = 5 km/h

Salienta-se que os esforços resultantes da passagem do veículo tipo nunca se instalam exclusivamente numa viga, sendo por isso necessário considerar factores de repartição. No entanto, dado que os valores adequados para esses coeficientes variam significativamente com a inércia de cada solução, e uma vez que a consideração de cargas efectivas diferentes reduz a objectividade da comparação, entendeu-se adequado considerar um mesmo coeficiente de repartição para todos os casos, assumindo este um valor intermédio na gama de valores obtidos numa modelação prévia tridimensional ($C_r = 0.75$)(*).

Naturalmente considerara as mesmas condições ambientais nos quatro casos, admitindo-se igualmente as mesmas condições de betonagem e as mesmas datas de aplicação do pré-esforço.

Condições ambientais

Ambiente muito agressivo
Humidade relativa-70 %

Temperatura ambiente – 20 ° C

(*) Note-se que a consideração de coeficientes de repartição diferentes nos quatro casos iria converter-se numa vantagem das soluções com pré-esforço orgânico, ou seja das soluções com menos inércia, já que nestas existe um comportamento mais solidário das vigas.

Condições de betonagem

Consistência do betão - média Endurecimento do betão - rápido

Aplicação do pré-esforço

Aplicação do pré-esforço fixo - 3 dias Aplicação do pré-esforço orgânico - 28 dias

A escolha da dimensão das vigas, o cálculo do pré-esforço e o dimensionamento das armaduras passivas são efectuados de modo a serem verificados os seguintes estados limites em todas as secções de cada viga.

1 -	Todas as secções devem estar comprimidas: a) - no instante de aplicação do pré-esforço b) - em serviço com 100 % da sobrecarga
2 -	Não se admitem tensões de compressão superiores a $0.6.f_{ck,t_1}$ quando o pré-esforço é aplicado (onde f_{ck,t_1} é valor característico da tensão de rotura do betão à compressão na idade t_1 após a betonagem)
3 -	Não se admitem tensões de compressão superiores a $0.45 f_{ck}$ quando é aplicada 20% da sobrecarga (onde f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão)
4 -	Não se admitem tensões de compressão superiores a $0.6 f_{ck}$ quando é aplicada 100% da sobrecarga
5 -	As flechas Δ devidas a cargas permanentes são inferiores a $(L/750)$
6 -	É verificado o estado limite de fadiga ao fim de 20 anos de serviço para um veículo tipo de fadiga com 220 kN
7 -	As vibrações induzidas pelo tráfego são <i>aceitáveis</i> segundo o critério de Rausch
8 -	São verificados os estados limites últimos à flexão e ao esforço transversal para combinações fundamentais com acção de base sobrecarga

Quadro VIII.2 - Estados limites considerados

Note-se que os critérios apresentados são uma combinação de alguns dos que foram preconizados no sub-capítulo VI.5 (do capítulo 6), onde foram devidamente justificados.

VIII.2.2 – Caracterização da geometria e do pré-esforço das quatro soluções

Todas as vigas são de secção constante, tendo as dimensões e características geométricas indicadas no quadro que se segue, em consonância com a nomenclatura representada na seguinte figura:

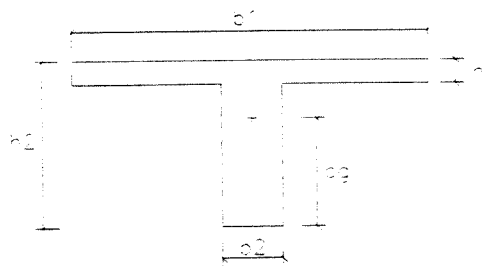


Figura VIII.2 – Dimensões das vigas

Dimensões	Solução A	Solução B	Solução C	Solução D
b1 (m)	5	5	5	5
b2 (m)	0.75	0.75	0.45	0.45
h1 (m)	0.25	0.25	0.25	0.25
h2 (m)	2	2	2	1.5
A (m ²)	2.5625	2.5625	2.0375	1.8125
cg (m)	0.6372	0.6372	0.5112	0.35778
I (m ⁴)	0.9817	0.9817	0.6906	0.298

Quadro VIII.3 - Dimensões das secções das vigas nas 4 soluções

Admite-se que a largura efectiva do banzo é $b1$ pois, o vão (L) é muito superior à distancia ($b1$) entre eixos de duas vigas contíguas ($L/b1 = 6$) [E2].

Finalmente, e também de modo a garantir-se a objectividade da comparação, considera-se o mesmo tipo de traçado para o cabo equivalente resultante em cada caso e para ambas as soluções de pré-esforço, o que corresponde a traçados formalmente equivalentes nos primeiros dois casos, e a traçados semelhantes mas com origens e flechas diferentes nos dois últimos, já que as características geométricas assim o exigem.

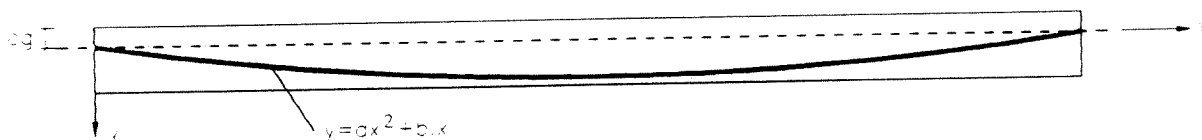


Figura VIII.3 – Caracterização do traçado dos cabos de pré-esforço fixo e orgânico

	Soluções A, B	Solução C	Solução D
a	-6.056806×10^{-3}	-5.950427×10^{-3}	-4.409867×10^{-3}
b	0.181704	0.178513	0.132296

Quadro VIII.4 – Parâmetros caracterizadores dos traçados dos cabos de pré-esforço

Após uma série de simulações obtiveram-se os seguintes valores para as forças de pré-esforço a aplicar em cada caso, de modo a serem verificados os estados limites anteriormente definidos*).

	Solução A	Solução B	Solução C	Solução D
$P_0^{'f}$ (kN) - Pré-Esforço Fixo -	11000	2000	1400	2200
$P_0^{'fo} + nc_{max} \times \Delta \bar{P}_0^{'spo}$ (kN) - Pré-Esforço Orgânico -	0	5200 + 27 x 100	4200 + 23 x 100	4750 + 34 x 100
$P_0^{'f} + P_0^{'fo} + nc_{max} \times \Delta \bar{P}_0^{'spo}$ (kN) - Pré-Esforço Total -	11000	9900	7900	10350

Quadro VIII.5 - Forças de pré-esforço iniciais

Todas as soluções fazem uso de três cabos, sendo na primeira todos usados em pré-esforço fixo e nas restantes um em pré-esforço fixo e dois em pré-esforço orgânico. Em todos os casos são usadas ancoragens activas nas duas extremidades (o que no caso do pré-esforço orgânico correspondem a ancoragens orgânicas).

VIII.2.3 – Comportamento na fase anterior ao serviço

Tendo em conta os pressupostos preconizados no capítulo 6 e as condições anteriormente indicadas, nomeadamente as que se referem à caracterização dos materiais e às condições de betonagem, resultam em cada caso as perdas instantâneas representadas na figura VIII.4.

As perdas indicadas a negro nessa figura (ΔP_i) correspondem às perdas instantâneas totais médias tendo em conta os dois sistemas de pré-esforço. Nestes diagramas é, desde já possível, discernir uma substancial diferença entre as perdas nas soluções com e sem pré-esforço orgânico, o que se justifica por dois motivos fundamentais. Por um lado, os cabos orgânicos sendo não aderentes, conduzem a muito menores perdas por atrito, por outro lado, nesses mesmos cabos, as perdas por deformação elástica e as perdas por entrada das cunhas são compensadas porque os macacos ficam permanentemente instalados.

(*) Salienta-se que, em termos processuais, a solução B é a mais simples na medida em que foi desenvolvida simplesmente de forma a repartir o pré-esforço total determinado na solução A (solução de referência) pelas três componentes de pré-esforço indicadas, de acordo com os procedimentos expostos no capítulo anterior. As soluções C e D envolvem o redimensionamento da estrutura base, pelo que resultam de processos de dimensionamento mais laboriosos.

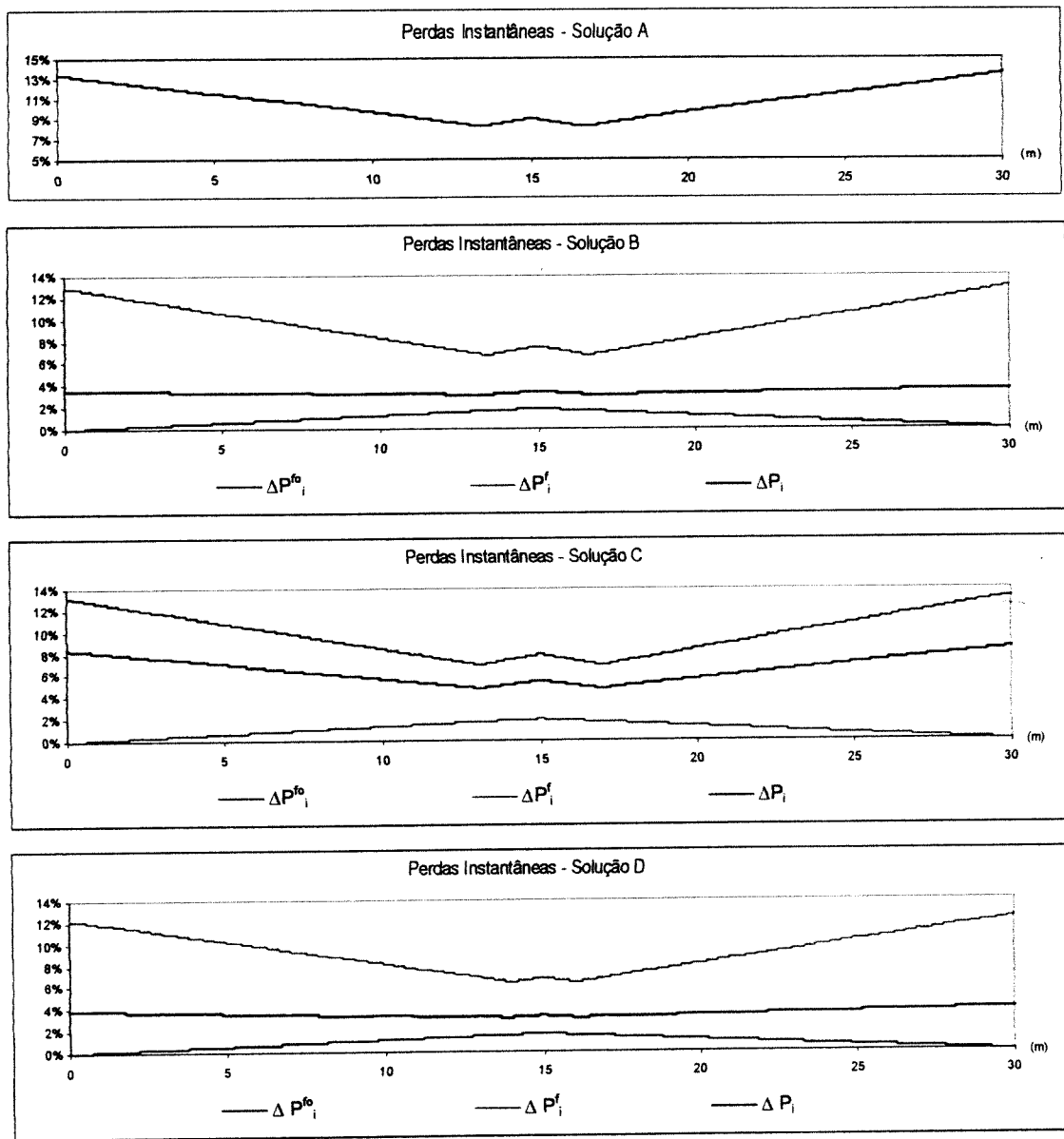


Figura VIII.4 – Diagramas de perdas instantâneas

Tendo em conta o pré-esforço inicial efectivo e o peso próprio da estrutura nas quatro soluções, determinam-se os diagramas iniciais de esforços axiais e momentos flectores para os quatro casos.

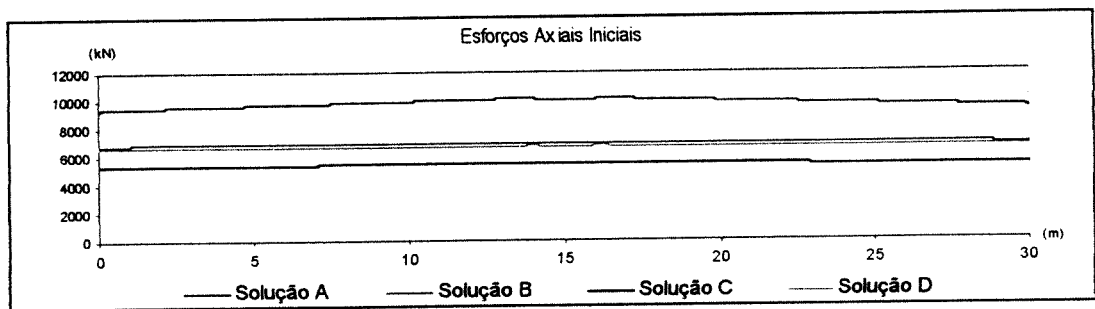


Figura VIII.5 – Diagramas de esforços axiais iniciais (após aplicação das componentes fixas de pré-esforço)

A observação do diagrama da figura VIII.5 revela que os esforços axiais iniciais são notoriamente superiores na solução convencional (A) devido à aplicação de pré-esforço ser totalmente efectuada na fase construtiva. Como é evidente, tal facto reflecte-se nos diagramas de momentos flectores, sendo também notório nesta fase, um maior afastamento da solução A em relação ao diagrama de momentos ideal (diagrama nulo). Contrariamente, as soluções com pré-esforço orgânico aproximam-se dessa situação mais desejável.

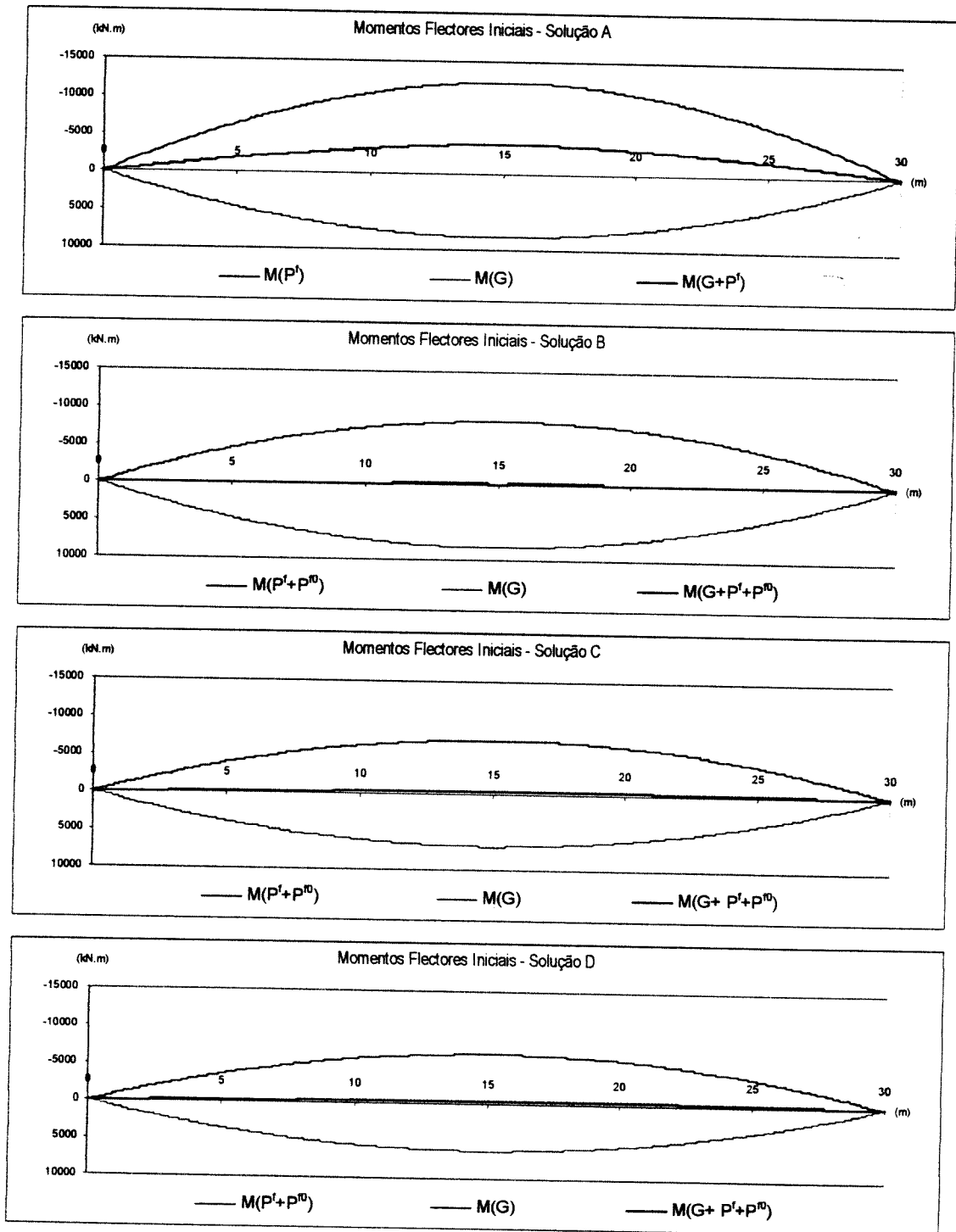


Figura VIII.6 – Diagramas de momentos flectores iniciais (após aplicação das componentes fixas de pré-esforço)

Esses esforços, provocam por sua vez, os seguintes diagramas de tensões normais nas fibras extremas^(*):

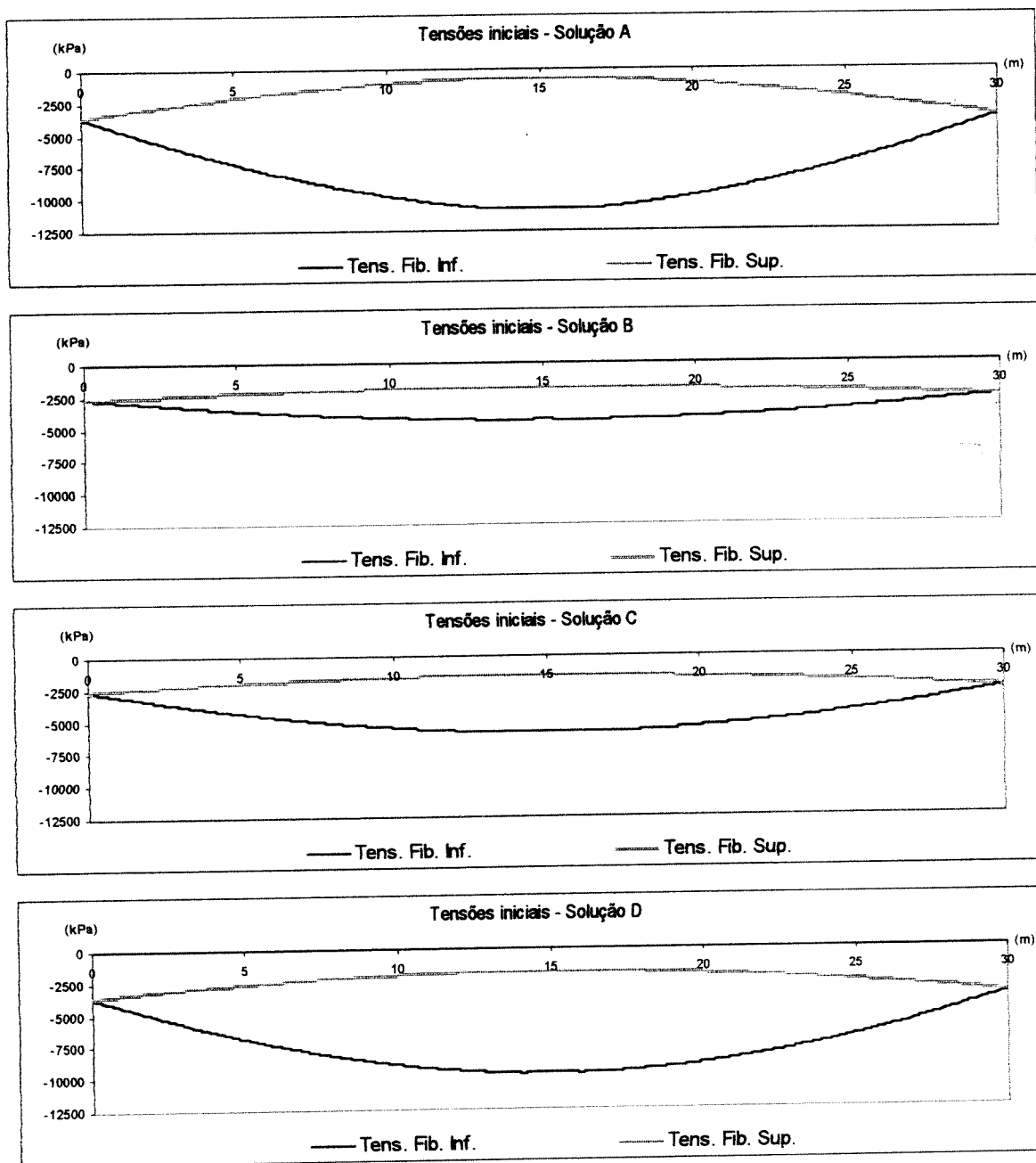


Figura VIII.7 – Diagramas de tensões iniciais nas fibras extremas nas 4 soluções

A interpretação destes últimos diagramas permite aferir uma das aptidões estruturais do pré-esforço orgânico apresentadas no ponto IV.3 do capítulo 4, e que consiste precisamente no facto desta solução conduzir a uma redução substancial das tensões iniciais, e

^(*) Na determinação das tensões iniciais não são considerados os esforços resultantes da existência dos revestimentos.

consequentemente das tensões permanentes. Note-se que as curvaturas são significativamente menores nas soluções com pré-esforço orgânico, aliás, apenas a solução D (que é dotada de uma rigidez inferior a um terço da rigidez da solução A) fica submetida a tensões iniciais de compressão próximas das existentes na solução convencional.

Com base nestes últimos diagramas podem ser verificadas as condições 1.a) e 2 indicadas no quadro VIII.2, referentes à verificação da descompressão e à limitação da compressão após aplicação do pré-esforço:

	Solução A	Solução B	Solução C	Solução D	Condições 1.a e 2
Max (σ) (kPa)	-695.9 ✓	-1915.1 ✓	-1535.8 ✓	-1819.8 ✓	< 0
Min (σ) (kPa)	-10853.4 ✓	-4446.1 ✓	-5929.5 ✓	-9762.4 ✓	> - 12600

Quadro VIII.6 - Verificação dos condições iniciais do estado limite de fendilhação (*)

Apesar de todas as soluções verificarem as condições em causa, salienta-se que, as soluções com pré-esforço orgânico se encontram significativamente mais afastadas dos limites previamente admitidos.

VIII.2.4 – Comportamento a longo prazo

Também foi referido, no ponto que apresenta as aptidões estruturais do pré-esforço orgânico (IV.3), que a redução das tensões iniciais assegura uma significativa diminuição das perdas diferidas nas componentes de pré-esforço instaladas em regime definitivo. Tal justifica-se, não só pelas deformações por fluência serem muito inferiores, como também, pelo facto de nos cabos orgânicos a relaxação ser significativamente inferior, já que, apenas está permanentemente instalada uma parte reduzida do pré-esforço total.

Para além disso, admitindo que é feita uma calibragem anual do sistema orgânico, torna-se possível relacionar as perdas diferidas consequentes dos processos reológicos (fluência e retracção) com esse mesmo período de tempo, conforme se referiu no sub-capítulo VI.3. Por outras palavras, este último aspecto significa que as perdas diferidas são compensadas com essa frequência pelo que o seu valor é no máximo igual ao que decorre dos efeitos reológicos existentes ao longo de um ano (para efeito de avaliação de perdas considera-se o primeiro ano, o que é um pressuposto conservativo).

Torna-se assim, novamente possível assegurar uma importante redução das perdas de pré-esforço (neste caso diferidas), cujos valores totais resultam da soma ponderada das perdas diferidas nos cabos fixos e nos cabos orgânicos (à semelhança dos diagramas da figura VIII.4).

(*) Admitiu-se um coeficiente de endurecimento de 0.6.

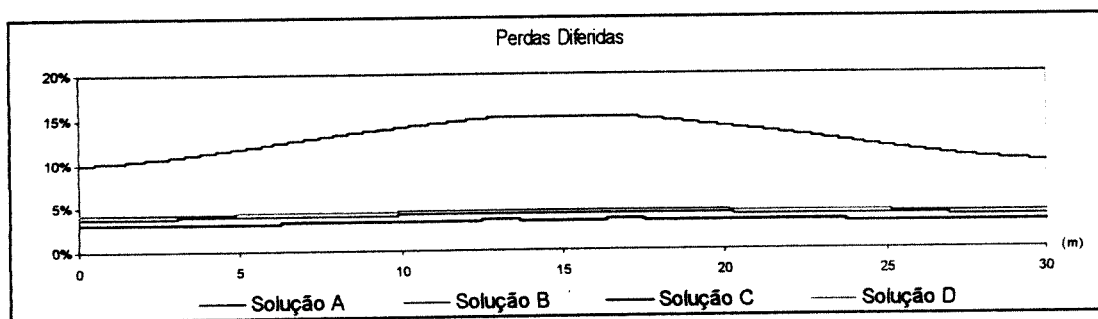


Figura VIII.8 – Perdas diferidas nas componentes fixas do pré-esforço nas 4 soluções

Note-se que na solução D, as perdas diferidas são superiores às soluções B e C, o que resulta do aumento de pré-esforço que esta solução necessita.

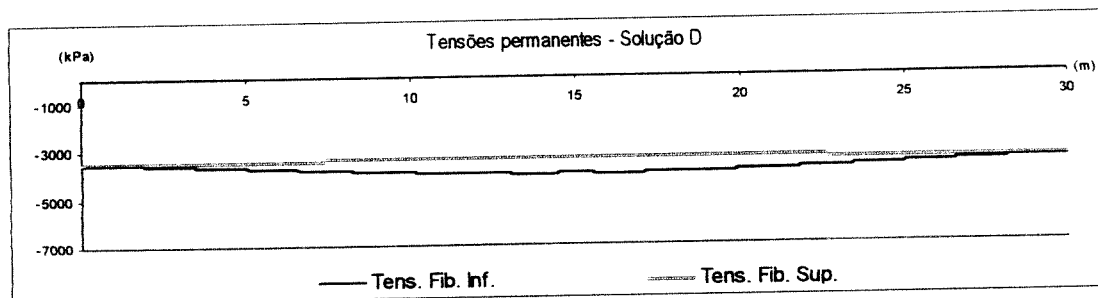
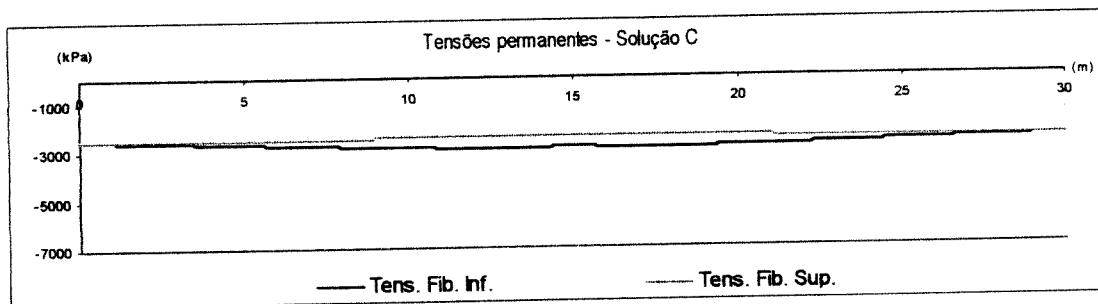
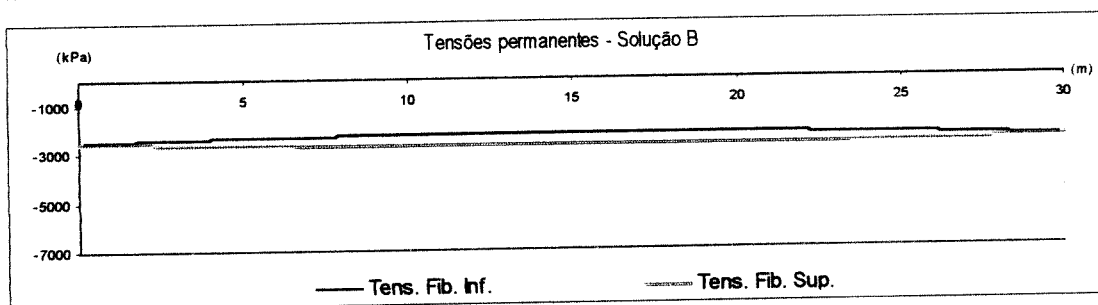
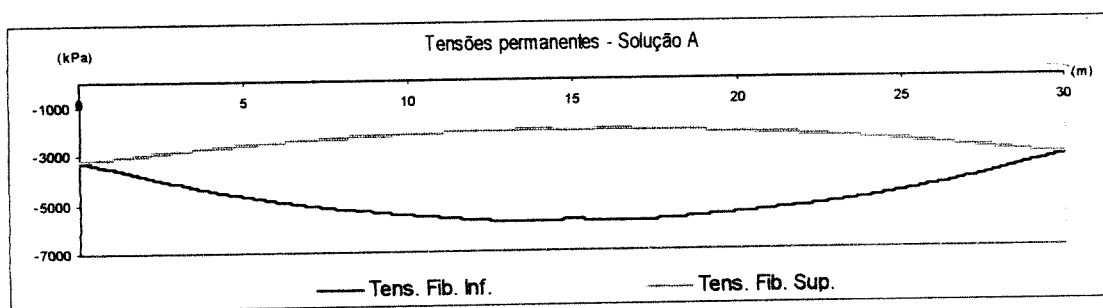


Figura VIII.9 – Tensões permanentes nas fibras extremas nas 4 soluções

As tensões permanentes a longo prazo, que no fundo apenas se distinguem das tensões iniciais pelo facto de reflectirem as influências dos fenómenos reológicos no betão e dos fenómenos de relaxação no aço, (e também por já incluírem o efeito das cargas de revestimento), assumem configurações típicas que no caso das estruturas com pré-esforço orgânico se aproximam de diagramas correspondentes a estados de compressão simples.

Como é evidente, as reduzidas diferenças tensionais que se verificam entre as fibras extremas de cada secção ao longo das estruturas com pré-esforço orgânico, conduzem a deformações a longo prazo claramente inferiores às que se verificam em soluções convencionais. Ou, visto de outra forma, tal facto permite que vigas com inércia muito inferior conduzam a deformações semelhantes.

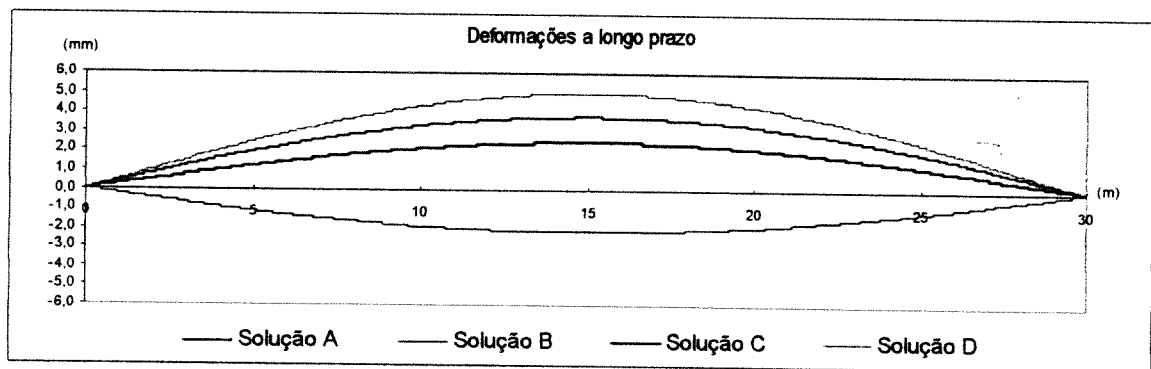


Figura VIII.10 – Deformações a longo prazo

Note-se que nas soluções A, C e D existe levantamento do tabuleiro o que resulta das condições admitidas pressuporem elevados graus de pré-esforço. De qualquer forma, e em qualquer um dos casos, as deformações são reduzidas verificando, assim, o estado limite previamente definido.

	Solução A	Solução B	Solução C	Solução D	
Δ_{\max} elás. (mm)	0.92	0.71	0.59	1.2	
Δ_{\max} dif. (mm)	3.8	2.2	2.4	5.0	Condição 5
L / Δ	7976 ✓	13708 ✓	12324 ✓	6018 ✓	> 750

Quadro VIII.7 - Verificação das deformações a longo prazo

Até esta fase da análise, com a excepção de alguns aspectos específicos relacionados com a determinação das perdas de tensão, trataram-se aspectos que são comuns ao cálculo tradicional de estruturas pré-esforçadas por pós-tensão (que recorrem aos métodos construtivos convencionais). Seguidamente será feita uma caracterização dos sistemas orgânicos das soluções B, C e D de modo a ser possível proceder a análise do comportamento das respectivas estruturas quando sujeitas aos diversos casos de carga.

VIII.2.5 - Caracterização dos sistemas orgânicos

De acordo com a metodologia proposta, os cabos orgânicos, após serem previamente tensionados com uma componente de pré-esforço fixa P^0 , ficam disponíveis para ser tensionados em conformidade com a estratégia de controlo apresentada.

Os incrementos de pré-esforço são para todas as soluções iguais a 100 kN (ver quadro VIII.5) o que exige uma sensibilidade dos sensores da estrutura base menos deformável (solução B) próxima de 0.6×10^{-5} . Esse valor é compatível com as sensibilidades dos sensores indicados para a aplicação em causa (ver V.3)(*).

Tendo em conta os traçados anteriormente definidos, as características geométricas de cada estrutura base e as perdas existentes nas componentes variáveis do pré-esforço orgânico, obtém-se os seguintes diagramas de tensões correspondentes a uma contracção:

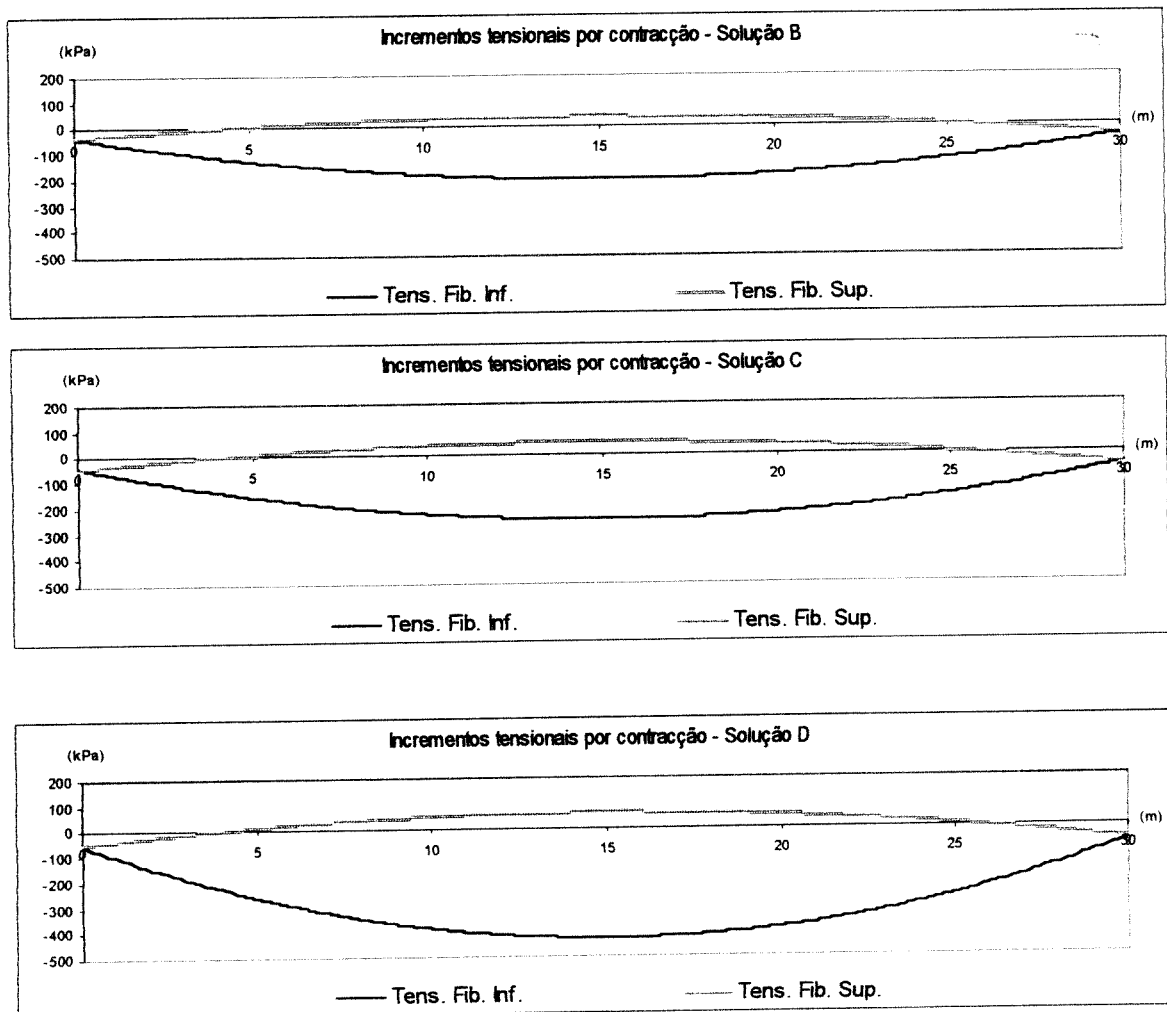


Figura VIII.11 – Incrementos tensionais nas fibras extremas de cada solução provocados por uma contracção dos respectivos sistemas orgânicos

(*) O valor dos incrementos unitários de pré-esforço (100 kN) foi condicionado pela precisão de cálculo resultante da discretização admitida.

Fazendo uso desses diagramas, e dos diagramas de tensões permanentes, podem identificar-se duas das três componentes tensionais constituintes da equação caracterizadora do sistema estático para cada solução com pré-esforço orgânico.

$$\sigma_{Sci}^t = \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc_t \times \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} \quad (IV.9)$$

Efectivamente, a primeira e a terceira componentes tensionais do segundo membro correspondem aos valores que as curvas relativas às fibras inferiores dos referidos diagramas assumem na secção de meio vão.

	Solução B	Solução C	Solução D
$\sigma_{Sci}(G)$ (kPa)	-2241.8	-2849.6	-4061.6
$\bar{\sigma}_{Sci}^{spo}$ (kPa)	-203.5	-330.9	-428.2

Quadro VIII.8 – Componentes tensionais fixas das equações caracterizadoras dos sistemas estáticos

Com base nesses valores, e nos incrementos tensionais $\sigma_{Sci}^t(Q)$ (que são obtidos através do cálculo estático da estrutura para cada fase k dos vários carregamentos evolutivos), determina-se a evolução inicial da variável de controlo σ_{Sci}^t (já que a actividade inicial dos sistemas orgânicos é nula).

Para definir a evolução subsequente torna-se necessário fixar os parâmetros caracterizadores das leis de actividade de cada sistema orgânico.

$$\begin{cases} \Delta_{ai} < \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc_t \times \bar{\sigma}_{Sci} < \Delta_{ci} & \Rightarrow nc_{t+\Delta t} = nc_t \\ \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc_t \times \bar{\sigma}_{Sci} \geq \Delta_{ci} & \Rightarrow nc_{t+\Delta t} = nc_t + 1 \\ \sigma_{Sci}(G) + \sigma_{Sci}^t(Q) + nc_t \times \bar{\sigma}_{Sci} \leq \Delta_{ai} & \Rightarrow nc_{t+\Delta t} = nc_t - 1 \end{cases} \quad (IV.12)$$

As margens de compressão (Δ_{ci}) foram originalmente definidas de modo aos sistemas orgânicos serem insensíveis à passagem de veículos com peso inferior a $Q^* = 1.5 \text{ tn}$, seguidamente e após algumas simulações afinaram-se os valores de modo a serem verificados os estados limites de fendilhação (condição 1 do quadro VIII.2). As margens de actividade (Δ_{ai}) foram fixadas de modo a serem verificadas as condições de estacionariedade e as condições de estabilidade. Os seguintes valores verificam todas essas condições:

	Solução B	Solução C	Solução D
Δ_{ci} (- kpa)	2110	2600	3700
Δ_{ai} (- kpa)	2320	3030	4400

Quadro VIII.9 – Limites dos fusos de controlo

Como cada estrutura apenas é dotada de um sistema orgânico, apenas se torna necessário verificar a impossibilidade de ocorrência da instabilidade pura.

	Solução B	Solução C	Solução D
$ \Delta_{ai} - \Delta_{ci} $ (kPa)	210	430	800
$> \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} $ (kPa)	203.5 ✓	330.9 ✓	428.2 ✓

Quadro VIII.10 – Verificação da estabilidade

Sendo igual modo particularmente simples verificar a estacionariedade, uma vez que não há que considerar efeitos interactivos.

	Solução B	Solução C	Solução D
$ \sigma_{Sci}(G) + \bar{\sigma}_{Sci}^{spo} $ (kPa)	2445.3	3180.5	4489.8
$> \Delta_{ai} $ (kPa)	2320 ✓	3030 ✓	4400 ✓

Quadro VIII.11 – Verificação da estacionariedade

Finalmente, dimensionando os circuitos hidráulicos para funcionarem até tensões de serviço de 600 bar, definindo as velocidades de esticamento por tentativas, e tendo em conta as variáveis anteriormente definidas, determinam-se as restantes características dos sistemas óleo-hidráulicos associados a cada ancoragem orgânica.

	Solução B	Solução C	Solução D
A_{cil} (cm ²)	658	542	679
Li (mm)	73.9	72.7	65.5
Δ_{cil} (mm)	1.3	1.6	1.3
P_b (cv)	92	153	247
Tc (s)	0.072	0.051	0.035
v_{cil} (cm/s)	1.84	3.20	3.76

Quadro VIII.12 – Características dos sistemas óleo hidráulicos associados a cada cabo orgânico

Refira-se que Δ_{cil} determina a grandeza do curso do cilindro de esticamento correspondente a uma contracção de modo a serem obviadas as perdas instantâneas evitáveis, enquanto Li determina a abcissa do êmbolo onde deve ser localizado o anel de bloqueio descrito no capítulo 5.

Esses valores determinam os atrasos da resposta devidos a acção do sistema mecânico. Admitindo atrasos da resposta devido ao processamento electrónico iguais a 0.006 s (ver ponto V.3.2.1), obtém-se finalmente os atrasos da resposta totais em cada sistema orgânico.

	Solução B	Solução C	Solução D
$\Delta 1_{atc}$ (s)	0.072	0.051	0.035
$\Delta 2_{atc}$ (s)	0.006	0.006	0.006
Δ_{atc} (s)	0.078	0.057	0.041

Quadro VIII.13 – Atrasos da resposta por contracção

Com base nesses atrasos, e tendo em conta a discretização feita para cada caso, determina-se o desfaseamento discreto (Δk) entre o instante de emissão de sinal e o instante em que termina cada contracção. O desfaseamento referente às descontrações é fixo como um terço do anterior desfaseamento para cada caso^(*). A análise é efectuada admitindo contracções instantâneas totalmente retardadas.

Tomando estes valores e usando sequencialmente de informação previamente determinada sobre a evolução tensional afecta à acção exclusiva de cada carregamento evolutivo, determinam-se os vectores de evolução de actividade, determinam-se as evoluções tensionais e, finalmente, as respectivas envolventes.

VIII.2.6 - Verificação dos estados limites após a entrada em serviço da estrutura

O estudo do comportamento da estrutura após a sua entrada em serviço é feito através da consideração alternada dos dois tipos de sobrecarga inicialmente definidos.

A título exemplificativo apresentam-se os histogramas da variação tensional das fibras inferiores localizadas sob o primeiro eixo do veículo tipo (considerado com o seu valor característico) ao longo do carregamento em cada estrutura, sendo também representado o vector de evolução do estado de actividade correspondente a cada caso.

Salienta-se que nesta fase do cálculo já são consideradas as perdas transitórias. No entanto, nos exemplos em causa essas perdas têm uma expressão muito pouco significativa atingindo, no máximo valores na ordem de 10 MPa (ou seja menos de 1%).

^(*) A fixação do atraso da resposta em fase de relaxação é igualmente feita por tentativas, correspondendo fisicamente à definição do restritor unidireccional.

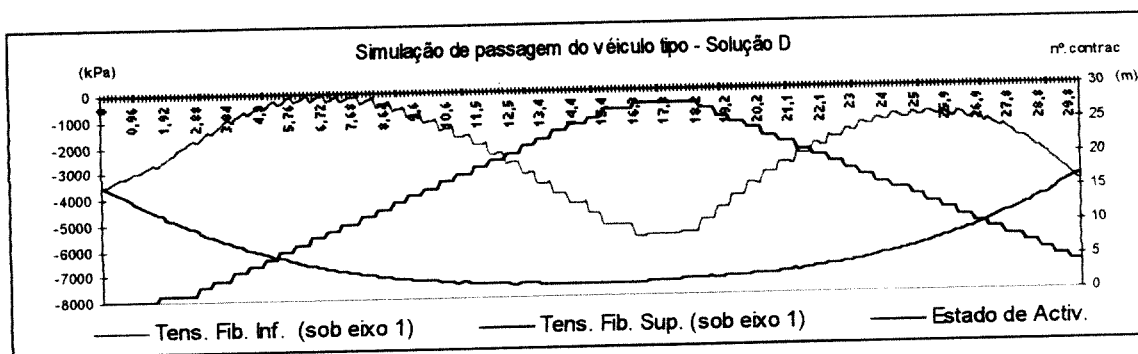
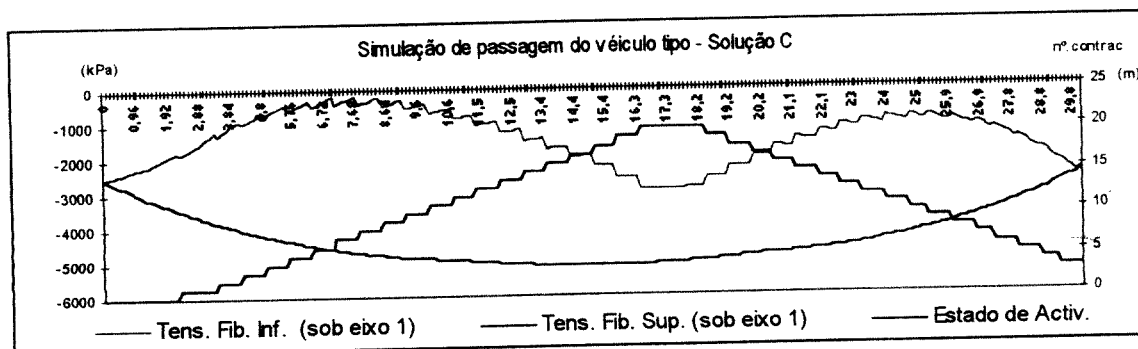
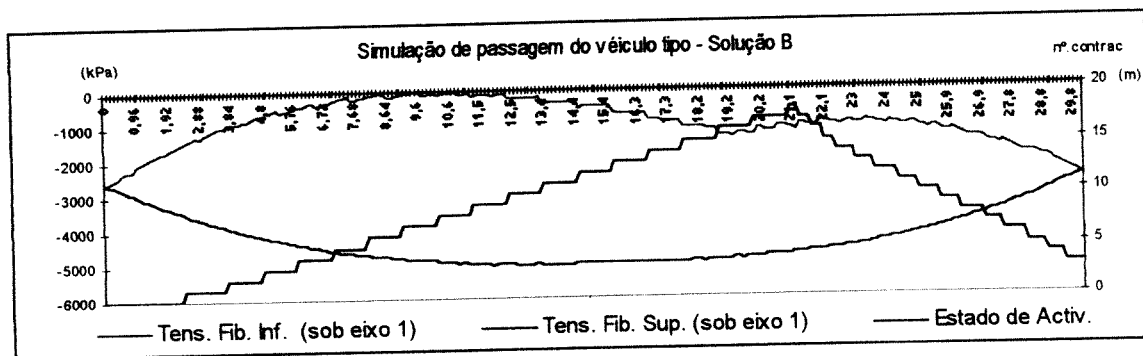


Figura VIII.12 – Histogramas de evolução tensional nas fibras inferiores localizadas sob o primeiro eixo do veículo tipo (considerado com o seu valor característico) e respectivas evoluções do estado de actividade

Nestes histogramas confirma-se que as secções críticas localizam-se em secções cujas abscissas se afastam da secção de meio vão conforme aumentam as potências dos sistemas orgânicos. Tal facto relaciona-se com a variação do grau de efectividade dos sistemas orgânicos ao longo da estrutura, conforme foi oportunamente referido.

No caso da acção do carregamento evolutivo constituído pela carga distribuída mais sobrecarga transversal linear, a simulação é tratada em duas fases. Numa primeira fase determinam-se as tensões correspondentes aos estados de actividade correspondentes à efectivação da totalidade do carregamento distribuído, o que conduz às seguintes tensões de referência.

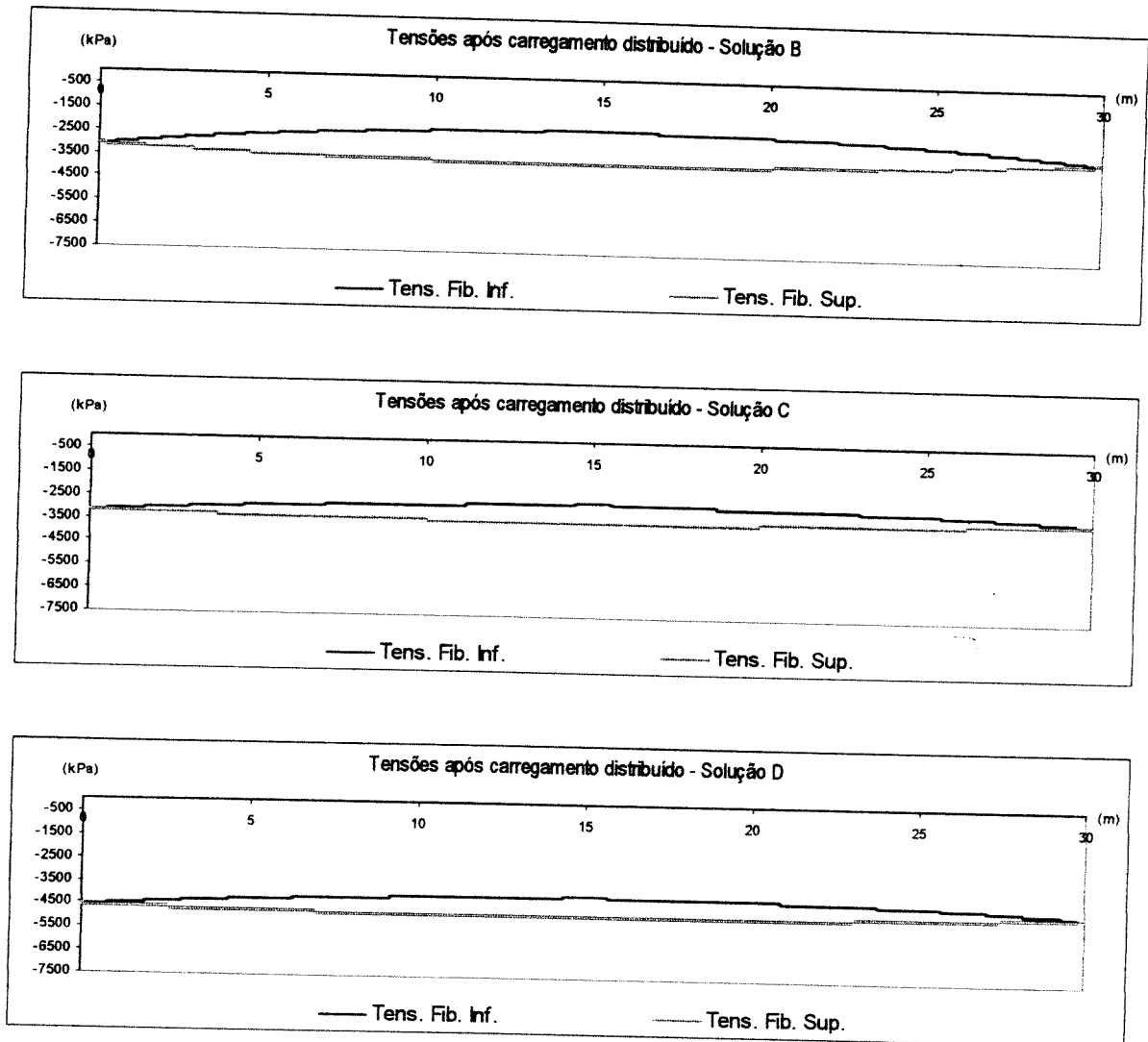


Figura VIII.13 – Tensões nas fibras extremas após a efectivação do carregamento distribuído

Posteriormente, considera-se a acção do carregamento evolutivo constituído pela sobrecarga transversal linear. De acordo com o que se referiu no ponto IV.4.8.3 do capítulo 4, a primeira componente da equação caracterizadora do sistema estático é neste caso definida pelas tensões de referência anteriormente determinadas. Em semelhança com o efectuado em relação ao veículo tipo, apresenta-se a título exemplificativo os histogramas de evoluções tensionais na fibra inferior sob a sobrecarga transversal linear, e os respectivos vectores de evolução de actividade.

Note-se que nestes casos, tendo em conta que existe um carregamento prévio, os estados de actividade no início do percurso da carga linear são diferentes do estado de actividade nulo.

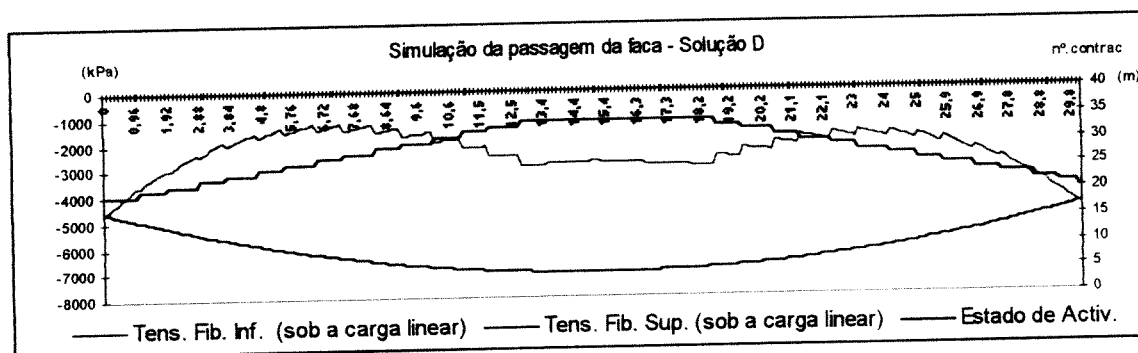
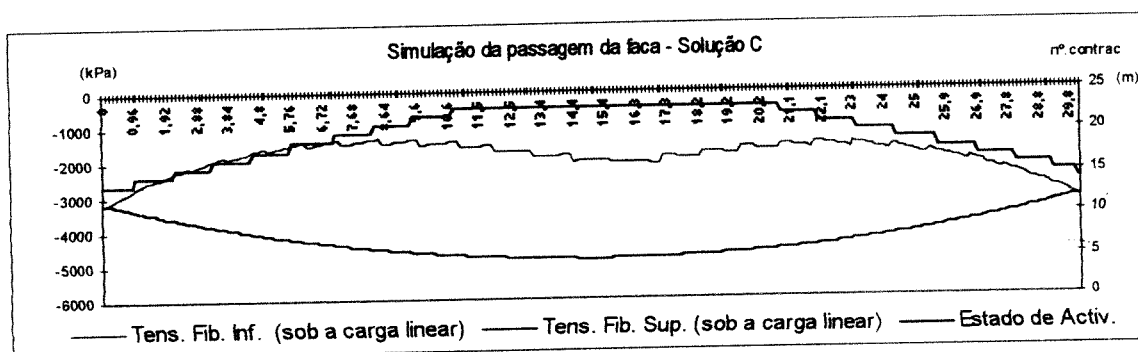
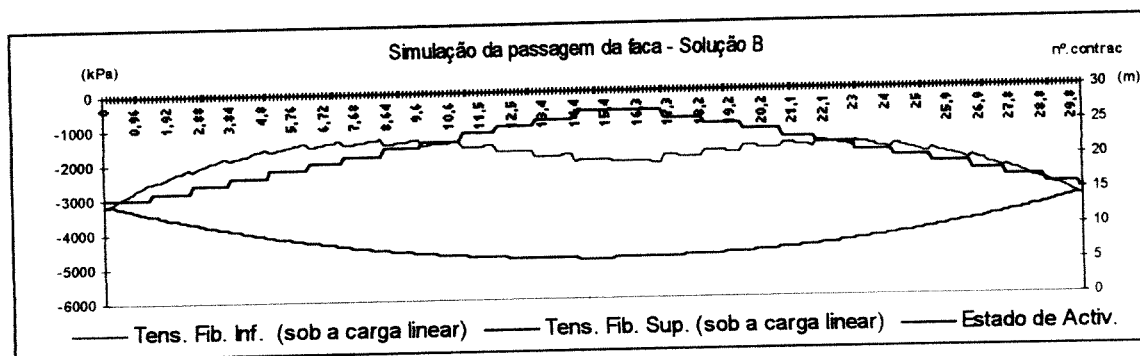


Figura VIII.14 – Histogramas de evolução tensional nas fibras inferiores localizadas sob a sobrecarga transversal linear e respectivas evoluções do estado de actividade (sendo as cargas consideradas com o seu valor característico)

Na análise da solução A dispensa-se a consideração de carregamentos evolutivos, sendo as respectivas envolventes determinadas através do cálculo estático simples da estrutura para os diversos casos de carga.

Resultam assim os seguintes diagramas de tensões envolventes para cada solução para combinações raras (considerando as cargas a actuarem com o seu valor característico):

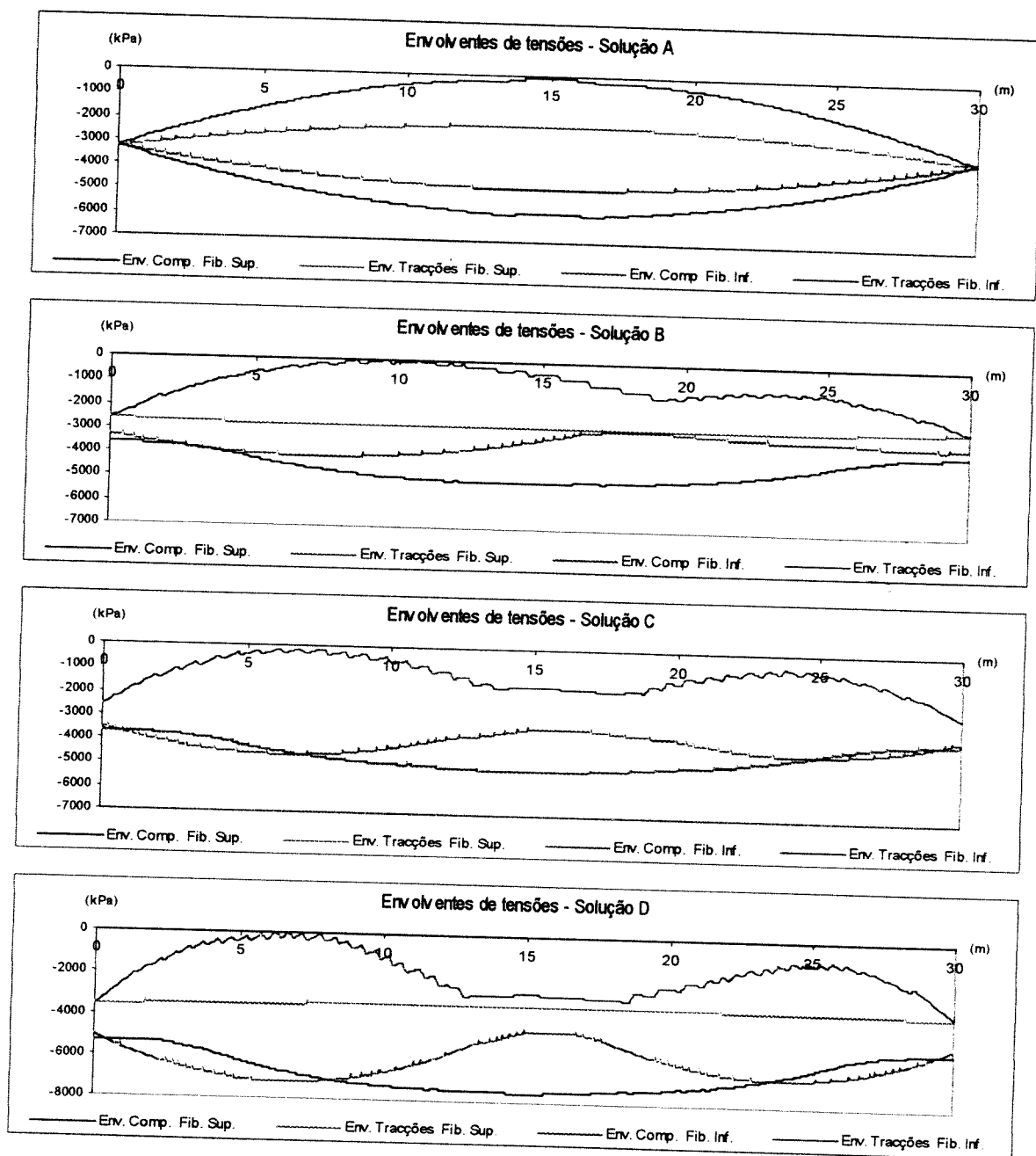


Figura VIII.15 – Envolturas de tensões para os carregamentos evolutivos considerados com o seu valor característico

Estes valores permitem verificar o estado limite de fendilhação, correspondente às condições 1.b) e 4 do quadro VIII.2.

	Solução A	Solução B	Solução C	Solução D	Condições 1.b e 4
Max (σ) (kPa)	-39 ✓	-1 ✓	-114 ✓	-13 ✓	< 0
Mín (σ) (kPa)	-5859 ✓	-5055 ✓	-5133 ✓	-7540 ✓	> - 21000

Quadro VIII.14 – Verificação do estado limite de fendilhação para combinações raras

Fazendo um procedimento em tudo análogo, determinam-se as envolventes de tensões consequentes dos carregamentos evolutivos com o seu valor reduzido correspondente a valores quase permanentes ($\psi_2 = 0.2$), ou seja, procedem-se às diversas simulações de carga para cargas com valores nominais iguais a 20 % dos anteriormente considerados.

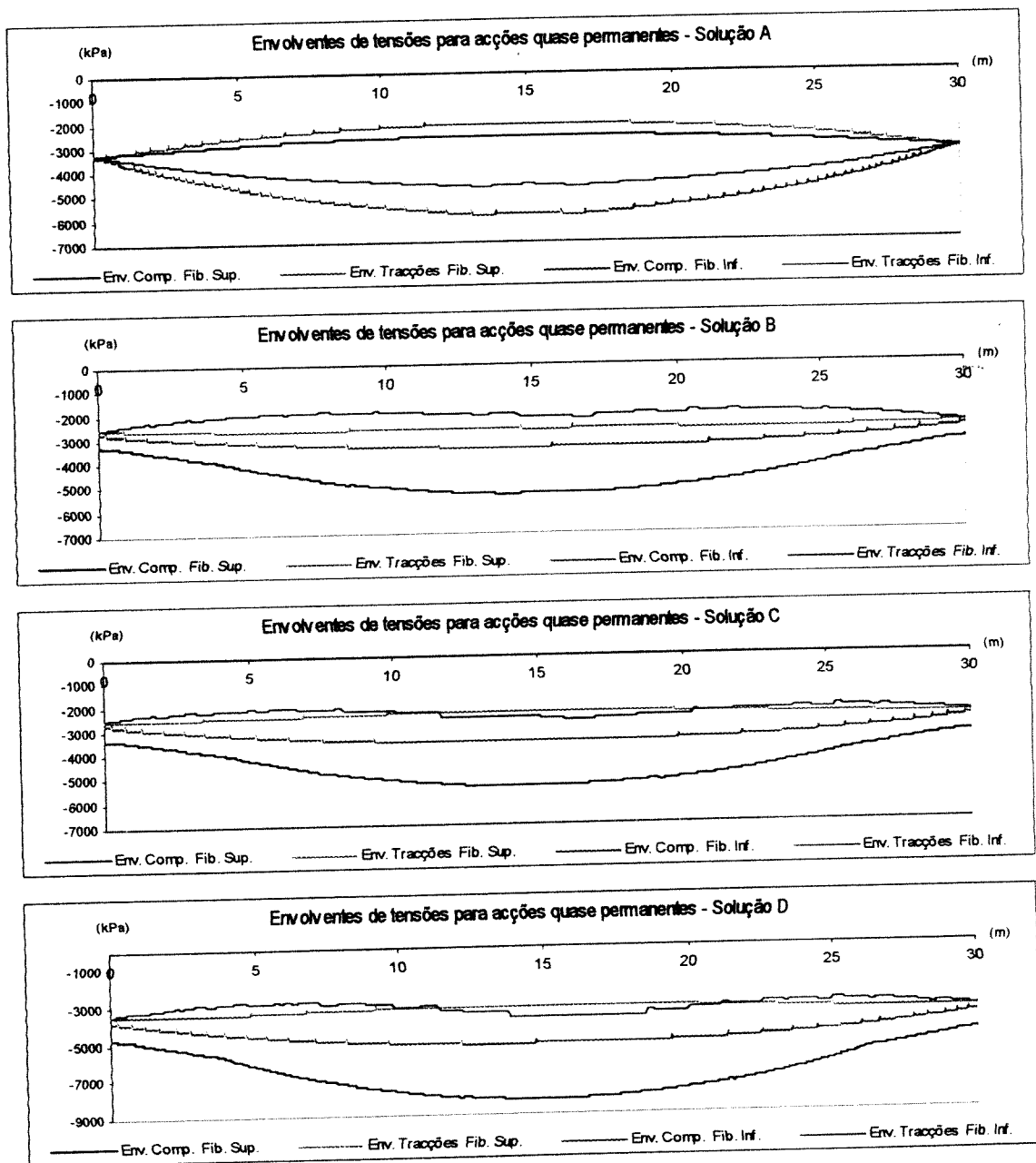


Figura VIII.16 – Envolventes de tensões para os carregamentos evolutivos considerados com o seu valor quase permanente ($\psi_2 = 0.2$)

	Solução A	Solução B	Solução C	Solução D	Condição 3
Min (σ) (kPa)	-5859 ✓	-5408 ✓	-5441 ✓	-8231 ✓	> -15750

Quadro VIII.15 – Verificação da compressão do betão para combinações de ações quase permanentes

As deformações correspondentes a este mesmo nível de carregamento expressam mais uma vez o melhor comportamento das estruturas com pré-esforço orgânico.

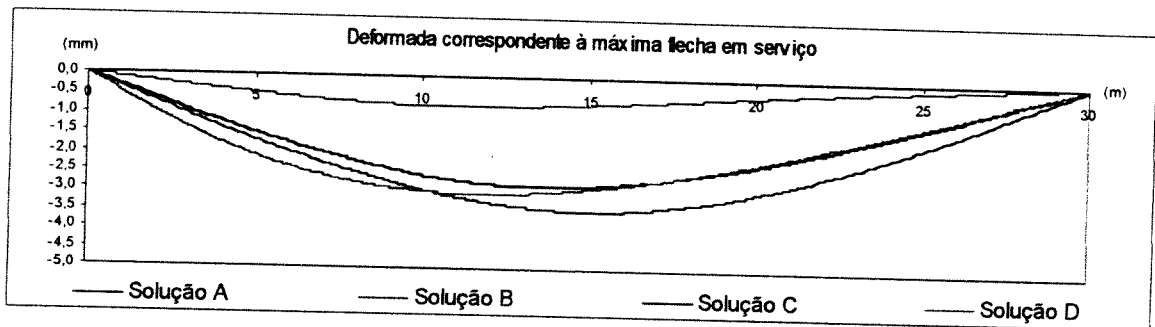


Figura VIII.17 – Deformadas correspondentes às configurações em que são atingidas as máximas flechas com sobrecargas consideradas com o seu valor quase permanente ($\psi_2 = 0.2$)

Os reduzidos valores das máximas deformações elásticas, e as frequências próprias das estruturas asseguram um comportamento adequado em termos de conforto nas 4 soluções. Segundo o método de Rausch, as vibrações para carregamentos quase permanentes são em todos os casos imperceptíveis.

	Solução A	Solução B	Solução C	Solução D
f (Hz)	3.64	3.64	3.37	2.32
C.A.D.	1.40	1.40	1.40	1.38
Δ_{max} (mm)	2.03	0.44	1.67	1.85
d (mm)	1.62	0.35	1.34	1.41
K	0.010085	0.002179	0.007211	0.003696
Classe	A	A	A	A
Perceptibilidade	Imperceptível	Imperceptível	Imperceptível	Imperceptível

Quadro VIII.16 – Verificação do estado limite de vibrações (condição 7)

No que se refere aos estados limites últimos, conforme seria de prever, as soluções com pré-esforço orgânico são mais condicionadas. Efectivamente, no que diz respeito aos estados limites últimos de resistência à flexão e ao esforço transversal, verifica-se que existe uma menor contribuição dos cabos orgânicos para a capacidade resistente das peças em causa. No primeiro caso isso resulta da propriedade de não aderência (ver ponto VI.5.4.1.2.1), sendo no segundo caso a menor resistência destas peças resultante do facto de não se considerar a activação dos cabos orgânicos nas configurações condicionantes (ver ponto VI.5.4.2).

Verifica-se no entanto, que sendo as estruturas dimensionadas para verificar os estados limites anteriormente definidos, nomeadamente o que se refere à descompressão, os referidos

estados limites últimos traduzem-se em condições praticamente neutras nos respectivos processos de verificação. Torna-se assim possível, com recurso a ligeiros reforços com armaduras passivas assegurar a verificação efectiva de tais estados limites.

Será também neste ponto particularmente relevante salientar que, nas soluções C e D, os esforços actuantes de cálculo são reduzidos devido ao aligeiramento das respectivas estruturas.

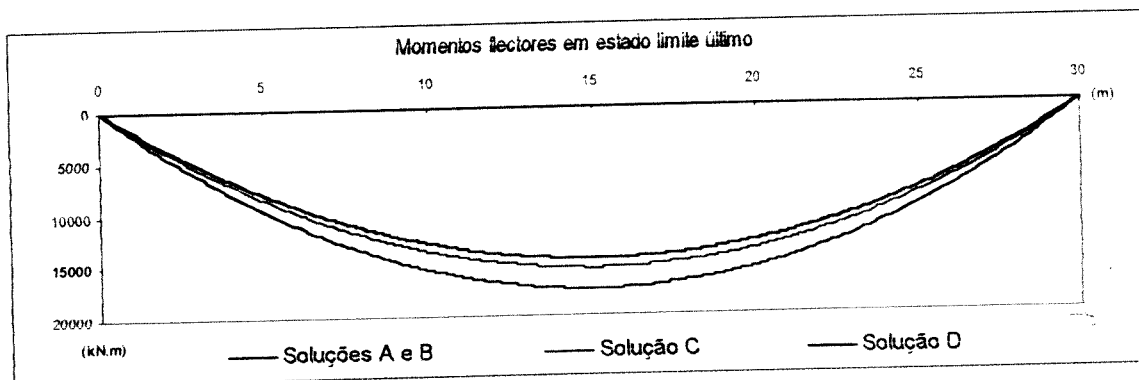


Figura VIII.18 – Diagramas de momentos flectores actuantes em estado limite último

Com base nesses diagramas, e procedendo em conformidade com o exposto no ponto VI.5.4.1.2, determinam-se as armaduras necessárias em cada secção^(*).

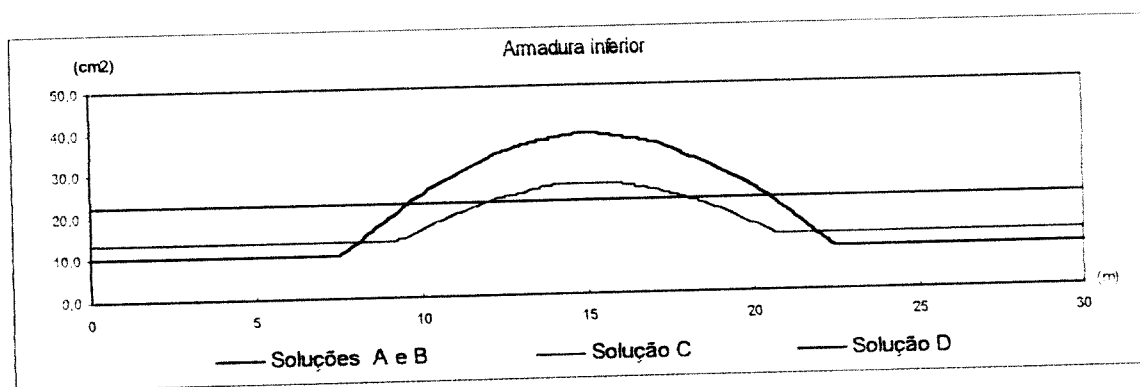


Figura VIII.19 – Diagramas de armaduras longitudinais inferiores necessárias para verificação do estado limite último à flexão

Note-se que a solução B, apesar de recorrer a menos pré-esforço do que a solução A, e apesar de uma parte desse mesmo pré-esforço ser não aderente, não necessita qualquer reforço de armadura ordinária. Contrariamente, as soluções C e D requerem reforços de armadura ordinária, verificando-se, no entanto que tais valores são perfeitamente aceitáveis conduzindo a percentagens de armadura inferiores a 1%. Fica assim verificada a primeira parte da condição 8 para as quatro soluções em análise.

^(*) Note-se que nos diagramas que representam as armaduras de cálculo não são considerados os respectivos comprimentos de amarração, ou outras disposições construtivas.

Determinam-se de igual modo os diagramas de envolventes de esforços transversos, dos quais o máximo valor absoluto determina a situação condicionante.

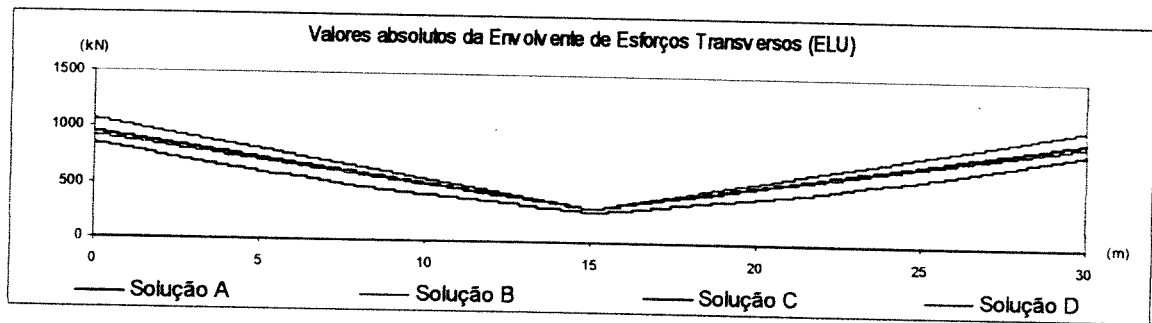


Figura VIII.20 – Diagramas envolventes de esforços transversos actuantes em estado limite último

Neste caso é notório que existe uma menor contribuição do pré-esforço orgânico na resposta a acções com cargas rolantes, já que quando estas estão próximas dos apoios (configurações condicionantes) os sistemas orgânicos não são activados.

Para todos os efeitos verifica-se que em todas as soluções não é necessária mais do que a armadura mínima, pelo que, “paradoxalmente”, as soluções C e D permitem o recurso a menos armadura (já que as almas são mais esbeltas). Fica assim integralmente verificada a condição do quadro VIII.2.

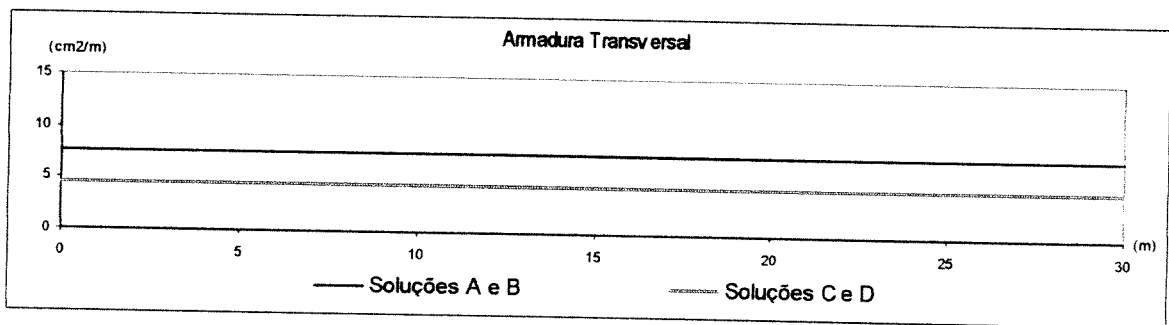


Figura VIII.21 – Diagramas de armaduras transversais necessárias para verificação do estado limite último ao esforço transversal

No que diz respeito à verificação do estado limite último de resistência à fadiga (condição 6), presumivelmente o aspecto mais delicado das estruturas com pré-esforço orgânico, verifica-se que o recurso a uma correcta relação entre as grandezas do pré-esforço permanentemente instalado e do pré-esforço mobilizável em contracções, e, a determinação de margens de compressão que não promovam ciclos de actividade excessivos, conduz a processos de dano perfeitamente aceitáveis, e que nas soluções analisadas assumem as seguintes grandezas ao fim de um período de 20 anos:

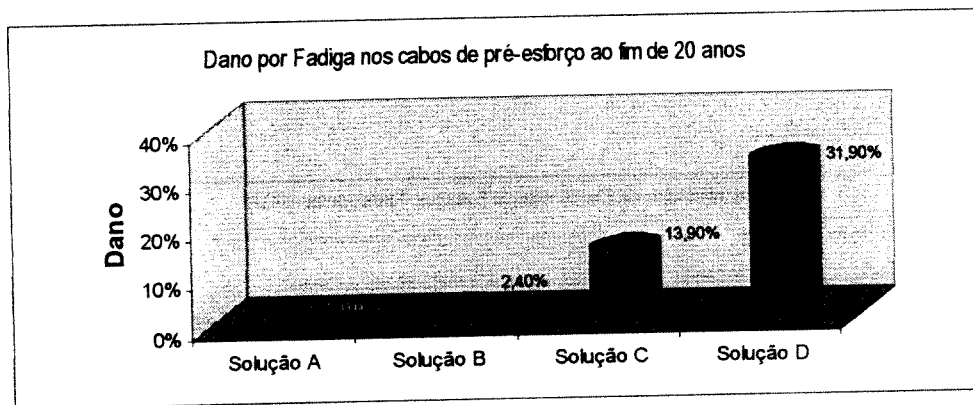


Figura VIII.22 – Dano por fadiga ao fim de 20 anos nos cabos fixos (solução A) e nos cabos orgânicos (soluções B, C e D)

Note-se que o dano assim determinado corresponde à passagem de 3 milhões de veículos com as características anteriormente definidas (admitiu-se um tráfego anual de 150000 veículos)(*).

VIII.2.7 – Conclusões

Apesar deste exemplo tratar de uma obra que não constitui um caso particularmente indicado para a aplicação de pré-esforço orgânico, uma vez que se trata de uma obra corrente sem condicionalismos especiais, o mesmo serve para ilustrar de uma forma clara a consistência da metodologia proposta, e as vantagens inequívocas de se aplicar o pré-esforço de uma forma depende das acções actuantes.

Efectivamente, a solução B evidencia a maior rentabilidade do pré-esforço orgânico já que assegura um comportamento global semelhante ao da solução A com uma redução de 10% do pré-esforço total aplicado. A solução C, com redimensionamento da estrutura base, permite o mesmo nível global de comportamento admitindo uma redução de perto de 30% do pré-esforço total aplicado. Finalmente a solução C com uma rigidez inferior a um terço da solução convencional, assegura ainda o mesmo padrão de comportamentos, permitindo cumulativamente uma redução de cerca de 5% do pré-esforço total aplicado.

Uma vez identificados os aspectos específicos fundamentais do comportamento deste tipo de estruturas, poder-se-á então, com maior ou menor dificuldade, extrapolá-los a aplicações mais complexas, e porventura, mais indicadas para a aplicação dos conceitos propostos, conforme se irá verificar nos sub-capítulos subsequentes.

Será por fim relevante salientar que em estruturas sujeitas a carregamentos lentos, por exemplo pontes pedonais, ou em estruturas de edificios sujeitas a importantes cargas variáveis, podem ser asseguradas as mesmas vantagens em termos de benefícios estruturais, sem com isso ser necessário recorrer a potências tão elevadas.

(*) O modelo de verificação adoptado é o modelo simplificado de verificação da resistência à fadiga por avaliação do dano produzido por um veículo tipo de fadiga (ver ponto VI.5.5.3.3).

VIII.3 - APLICAÇÃO DE PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO EM VIADUTOS COM TABULEIROS EM VIGA CAIXÃO

Este exemplo numérico, também já anteriormente estudado [P3], tem como base um projecto real onde importantes condicionalismos marcam claramente as opções fundamentais da concepção da obra em causa.

Tratam-se de dois viadutos urbanos simétricos implantados numa confluência de vias rodoviárias de grande importância, e, para além disso, sujeitos aos condicionalismos resultantes da obra se desenvolver sobre uma estação de Metro. Resultam daí dois objectivos fundamentais que balizam a solução adequada, e que são, o alcance de uma muito elevada esbelteza dos tabuleiros e o alcance da máxima leveza possível da obra, no seu todo.

A necessidade de garantir uma elevada esbelteza relaciona-se com a dificuldade em verificar simultaneamente todos os requisitos afectos à evolução da rasante, devido à envolvência urbana, e à necessidade de garantir uma cota mínima sobre as vias inferiores. A exigência de se assegurar a máxima leveza prende-se com a minimização de custos das fundações que neste caso assumem uma importância preponderante (ver figura VIII.24). Para além disso, são exigidas as condições de durabilidade, de segurança e de funcionalidade próprias de uma obra de média-grande envergadura.

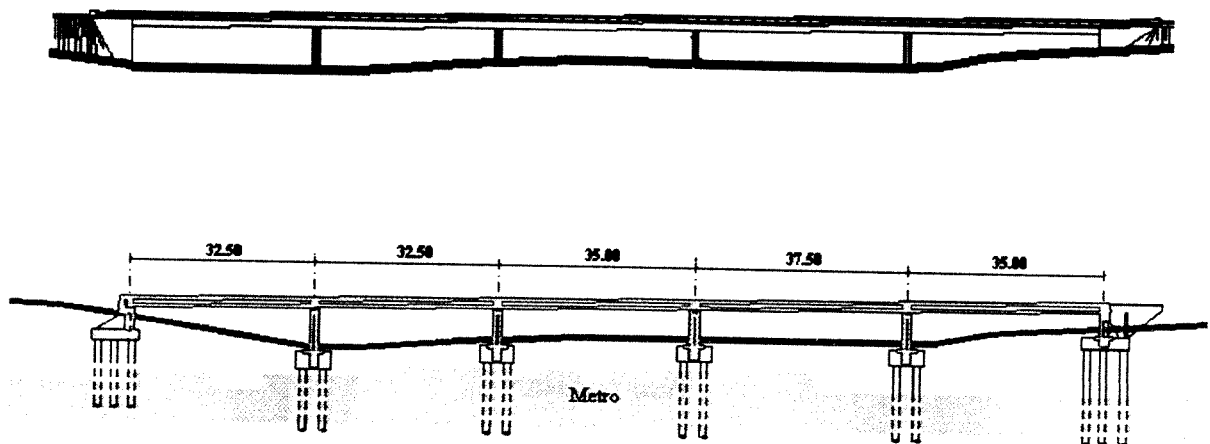


Figura VIII.23 - Alçado e corte longitudinal dos viadutos

Cada tabuleiro é realizado por uma viga caixão simplesmente apoiada nos pilares, e fixa num dos encontros. Apenas existem septos (carlingas) sobre os pilares, o que assegura, no entanto, o comportamento solidário das duas almas de cada caixão.

Apesar da estrutura do tabuleiro ser em caixão, a gama de vãos existentes é compatível com o recurso a processos construtivos convencionais, com escoramento directo, ou com cimbres autoportantes. Por isso, torna-se adequada uma aplicação de pré-esforço por troços com extensões relacionadas com a grandeza dos vãos, conforme é habitual.

A implantação longitudinal e transversal dos pilares é determinada pelos condicionamentos anteriormente referidos, resultando uma distribuição de vãos que não é estruturalmente ideal, e sendo necessário recorrer a uma única fiada de pilares para cada viaduto. Este último aspecto é evidenciado na figura VIII.24, onde é representada a solução concebida para as infraestruturas dos viadutos tendo em conta a existência do túnel do Metro.

Na fase em que foi elaborada a primeira solução – S1 (convencional), estudaram-se várias soluções em betão pré-esforçado, nomeadamente com tabuleiros vigados, tendo-se verificado que para se assegurar a leveza pretendida seria necessário incorrer em soluções muito pouco esbeltas. Contrariamente, as soluções mais esbeltas exigiam, em contrapartida, uma elevada quantidade de massa estrutural. Encontrou-se então, nas vigas caixão, uma solução de compromisso, que não sendo uma solução muito comum para esta ordem de grandeza de vãos, permite verificar satisfatoriamente os condicionamentos anteriormente referidos.

Esta solução foi projectada com vigas caixão com 1.5 m de altura o que corresponde a uma muito elevada esbeltez ($\lambda=25$), tendo em conta as características de tráfego previstas (ponte de classe I) e os restantes aspectos já citados.

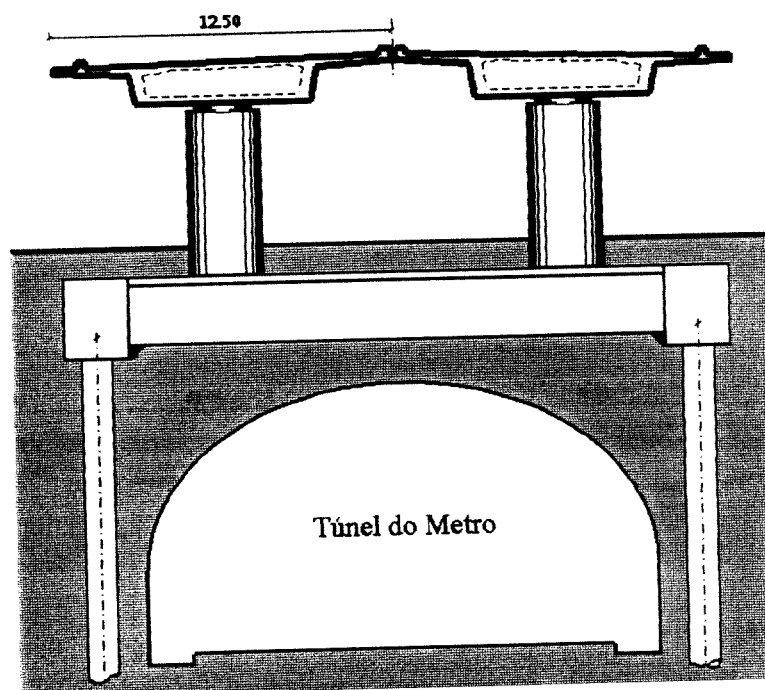


Figura VIII.24 – Corte transversal dos viadutos

Posteriormente, e com base na solução anterior, desenvolveu-se uma outra – solução S2 - que é concebida com uma combinação de pré-esforço convencional e de pré-esforço orgânico. Conforme se irá posteriormente verificar, esta solução realizada com uma aplicação global de pré-esforço sensivelmente igual à solução convencional, permite assegurar os mesmos padrões de comportamento com um tabuleiro ainda mais esbelto do que o original ($\lambda = 28$).

Tal como no caso anterior, este exemplo irá incidir exclusivamente sobre o dimensionamento longitudinal do tabuleiro. Aliás, uma vez que a laje superior do caixão da solução alternativa (S2) é exactamente igual à laje homóloga da solução base (S1), o comportamento transversal será muito semelhante nos dois casos.

VIII.3.1 – Materiais, acções e critérios adoptados

Tal como no exemplo anterior, e por motivos semelhantes, a escolha dos materiais, os critérios de quantificação de acções e os estados limites pré-definidos são análogos nas duas soluções.

Foram considerados os seguintes materiais, e as correspondentes características:

Betão - C35/40 - (B40)

$f_{cd} = 23.3$ MPa $E_c = 33.5$ GPa $\tau_1 = 0.9$ MPa $\tau_2 = 7.0$ MPa
 $f_{ck} = 35$ MPa

Aço das armaduras passivas - A400

$f_{syd} = 348$ MPa $E_s = 210$ GPa

Aço de pré-esforço fixo

$f_{puk} = 1860$ MPa $f_{p0.1k} = 1670$ MPa $E_p = 200$ Gpa
 C.relax. = 5% $\mu = 0.25$ $k = 0.01$

Aço de pré-esforço orgânico

$f_{puk} = 1860$ MPa $f_{p0.1k} = 1670$ MPa $E_p = 200$ Gpa C.relax. = 5%
 $\mu = 0.07$ $k = 0.01$ $\Delta\sigma_{\text{rãx}} = 250$ Mpa ($k_1 = 9$, $k_2 = 5$)

sendo paralelamente admitidas as seguintes condições ambientais, e as seguintes condições de betonagem e aplicação de pré-esforço:

Condições ambientais

Ambiente muito agressivo Temp. ambiente – 20 ° C Humidade relativa - 70 %

Condições de betonagem

Consistência do betão - média Endurecimento do betão – rápido – ($\alpha=2$)

Aplicação do pré-esforço

Aplicação do pré-esforço fixo - 3 dias (coef. endur. = 0.6)

Aplicação do pré-esforço orgânico - 28 dias (coef. endur. = 1)

Tal como no exemplo anterior, as acções são definidas de acordo com a regulamentação Portuguesa [R2], excepto no caso da fadiga [E1]. São também definidas as velocidades características dos carregamentos evolutivos de acordo com os critérios propostos no sub-capítulo VI.2 do capítulo 6.

Cargas Permanentes

Peso próprio - 25 kN/m³

Revestimentos - 1.5 kN/m²

Sobrecarga

Carga distribuída - 4 kN/m²(*) ($T_p = 0.284 \times L$ s)(**)

+

Sobrecarga transversal linear - 50 kN/m ($v_F = 50$ km/h)

ou

Veículo tipo - 3 x 200 kN (afast. 1.5 m) $v_{VT} = 50$ km/h

Carregamentos cíclicos (fadiga)

Nº. veíc./ facha lentos/ ano - 500.000 - espectro (1) do quadro VI.27 (ver ponto VI.5.5.3.4)

Sismo

Zona A

Terreno tipo II

Os critérios seguidamente apresentados são uma combinação de alguns dos que foram preconizados no sub-capítulo VI.5 (do capítulo 6), onde foram devidamente justificados.

(*) Por simplificação, admitiu-se a mesma carga distribuída nas fachas de rodagem e nos lancis.

(**) A largura de cada via é $L_v = 3.5$ m.

1 -	Todas as secções devem estar comprimidas: a) - no instante de aplicação do pré-esforço b) - em serviço com 100 % da sobrecarga
2 -	Não se admitem tensões de compressão superiores a $0.6 \cdot f_{ck,t1}$ quando o pré-esforço é aplicado (onde $f_{ck,t1}$ é valor característico da tensão de rotura do betão à compressão na idade $t1$ após a betonagem)
3 -	Não se admitem tensões de compressão superiores a $0.45 f_{ck}$ quando é aplicado 20% da sobrecarga (onde f_{ck} valor característico da tensão de rotura do betão à compressão)
4 -	Não se admitem tensões de compressão superiores a $0.6 f_{ck}$ quando é aplicada 100% da sobrecarga
5 -	a) As flechas Δ devidas a cargas permanentes são inferiores a $(L/750)$ b) As flechas Δ devidas a cargas quase permanentes são inferiores a $((L+40)/2000)$
6 -	É verificado o estado limite de fadiga para as composições de veículos caracterizados pelo espectro 1 do quadro VI.27 para um período de 20 anos
7 -	a) As vibrações induzidas pelo tráfego são <i>aceitáveis</i> segundo o critério de Rausch b) As vibrações induzidas pelos sistemas orgânicos são <i>aceitáveis</i> segundo o critério de Rausch
8 -	São verificados os estados limites últimos à flexão e ao esforço transversal - para combinações fundamentais com acção de base sobrecarga - para combinações fundamentais com acção de base sismo (sem acção de controlo) - para combinações acidentais – avaria dos sistemas orgânicos

Quadro VIII.17 - Estados limites considerados

Note-se que nos critérios admitidos são incluídas algumas condições com aplicabilidade exclusiva em estruturas com pré-esforço orgânico, nomeadamente no que se refere a vibrações produzidas pelos sistemas orgânicos, e no que se refere a verificação da segurança em estado limite último. Conforme se estabeleceu no capítulo 6, tais condições visam assegurar os mesmos padrões de comportamento que as remanescentes, por hipótese, asseguram, em estruturas pré-esforçadas convencionais.

VIII.3.2 - Caracterização da geometria e do pré-esforço das duas soluções

Desprezando a inclinação transversal dos tabuleiros e os aspectos de pormenor relacionados com a junta que separa os viadutos, pode-se considerar, para efeitos de cálculo, que as secções transversais são simétricas apresentado a seguinte configuração tipo:

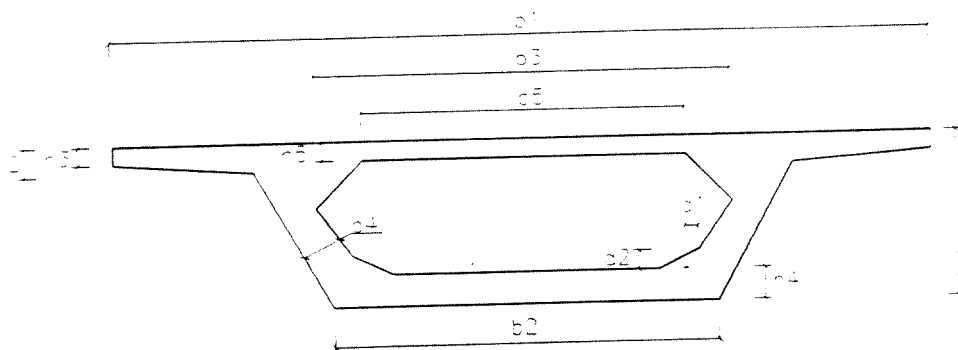


Figura VIII.25 - Dimensões das secções transversais das duas soluções

Dimensões (m)	b1	b2	b3	b5	h1	h2	h3	h4	h5	d1	d2
Solução S1	12.5	6.5	6.9	3.9	1.5	0.35	0.2	0.2	0.2	1.30	0.05
Solução S2	12.5	6.5	6.9	3.9	1.35	0.35	0.2	0.2	0.2	1.30	0.05

Quadro VIII.18 - Dimensões das secções transversais das duas soluções

A largura das almas é variável nos dois casos, sendo definida por expressões lineares que dependem da distancia aos apoios Xa :

x (m)	b4 (m)
$x = Xa$	0.5
$ x - Xa \leq 5$	$0.5 - 0.02 \times Xa - x $
$ x - Xa > 5$	0.4

Quadro VIII.19 - Variação da largura das almas

Note-se que, em termos de geometria a única diferença entre as duas soluções, é precisamente a altura da viga caixão.

A essas dimensões correspondem as seguintes características geométricas:

	Solução S1			Solução S2		
	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	C.g (m)	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	C.g (m)
apoios	5.3828	1.3096	0.5081	5.5300	1.7020	0.5644
meio vão	5.2078	1.2908	0.5013	5.3250	1.6733	0.5556

Quadro VIII.20 - Características geométricas fundamentais das duas soluções

Na análise dos valores apresentados destaca-se o facto da solução S2 ter uma rigidez cerca de 23 % inferior à solução S1.

No que diz respeito ao traçado dos cabos de pré-esforço, fizeram-se uso de traçados parabólicos interiores semelhantes, nos quais, o cabo equivalente pode ser caracterizado pelos seguintes parâmetros:

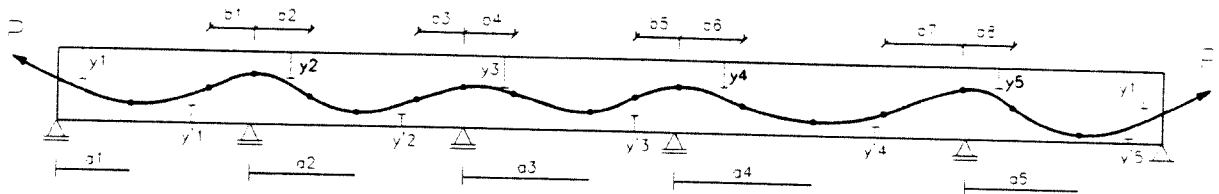


Figura VIII.26 – Parâmetros caracterizadores dos traçados equivalentes

Abcissas nos meios vãos (m)	a1	a2	a3	a4	a5
	14,7	16,25	17,5	18,75	20,5
Abcissas nos apoios (m)	b1	b2	b3	b4	—
	5	5,1	4	4	
Abcissas nos apoios (m)	b5	b6	b7	b8	—
	4	4	5,5	5,5	
Ordenadas nos meios vãos (m)	y'1	y'2	y'3	y'4	y'5
	0,3	0,22	0,22	0,22	0,2
Ordenadas nos apoios (m)	y1	y2	y3	y4	y5
	0,5644	0,22	0,22	0,22	0,22

Quadro VIII.21 – Parâmetros caracterizadores do traçado dos cabos de pré-esforço – S1

Abcissas nos meios vãos (m)	a1	a2	a3	a4	a5
	14,7	16,25	17,5	18,75	20,5
Abcissas nos apoios (m)	b1	b2	b3	b4	—
	5	5,5	4	4,5	
Abcissas nos apoios (m)	b5	b6	b7	b8	—
	4	4	5,5	5,5	
Ordenadas nos meios vãos (m)	y'1	y'2	y'3	y'4	y'5
	0,3	0,22	0,22	0,22	0,2
Ordenadas nos apoios (m)	y1	y2	y3	y4	y5
	0,5081	0,22	0,22	0,22	0,22

Figura VIII.22 – Parâmetros caracterizadores do traçado dos cabos de pré-esforço – S2

Donde resultam os seguintes traçados:

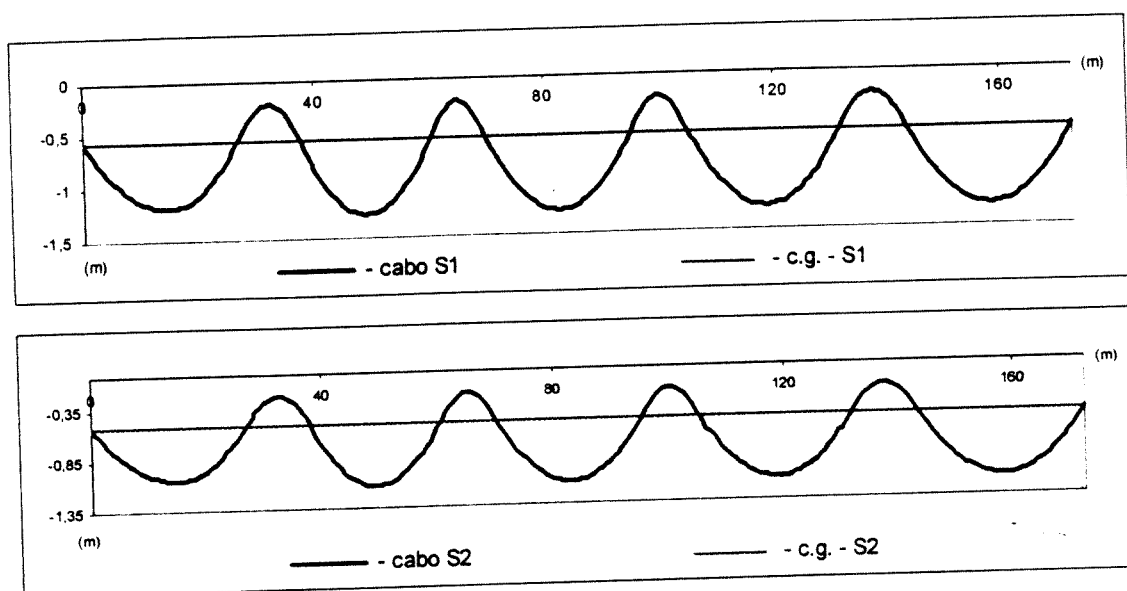


Figura VIII.27 – Cortes longitudinais pelas almas e traçados dos cabos das duas soluções

Conforme se depreende da figura anterior, os traçados são muito semelhantes, tendo como única diferença aquela que resulta dos cabos terem de assumir um afastamento mínimo do contorno da estrutura.

Como se tratam de estruturas em caixão, seria ponderável o recurso a pré-esforço exterior, modalidade na qual o pré-esforço orgânico pode assumir determinadas vantagens, nomeadamente a nível construtivo. Essa opção não foi tomada, já que dada a esbelteza da obra em causa, o rendimento do pré-esforço seria muito baixo.

Na solução S1, o pré-esforço é instalado em 5 troços de acordo com a seguinte caracterização:

Troços	P_0^f (kN)	Abciss. Apoios (m)	Abc. Ancor. Esq. (m)	Tipo Ancor. Esq.	Abc. Ancor. dir. (m)	Tipo Ancor. dir.	Áreas (cm ²)
T1	34500	32,5	0	activa	37,5	passiva	247.31
T2	25000	65	37,5	activa	59,5	passiva	179.21
T3	33500	100	59,5	activa	107,5	activa	240.14
T4	34000	137,5	107,5	passiva	131,5	activa	243.73
T5	38000	172,5	131,5	passiva	177,5	activa	272.40

Quadro VIII.23 – Aplicação do pré-esforço fixo – solução convencional (S1)

Na solução S2, os cabos fixos são instalados também em 5 troços, de uma forma análoga à solução anterior, mas sendo aplicadas forças de esticamento significativamente inferiores:

Troços	P_0^{fo} (kN)	Abciss. Apoios	Abc. Ancor. Esq.	Tipo Ancor. esq.	Abc. Ancor. dir.	Tipo Ancor. dir.	Áreas (cm ²)
T1	11500	32,5	0	activa	37,5	passiva	82.44
T2	9000	65	37,5	activa	59,5	passiva	64.52
T3	10000	100	59,5	activa	107,5	activa	71.68
T4	10500	137,5	107,5	passiva	131,5	activa	75.27
T5	12500	172,5	131,5	passiva	177,5	activa	89.61

Quadro VIII.24 – Aplicação do pré-esforço fixo – solução com pré-esforço orgânico (S2)

Nesta última solução, são simultaneamente instalados os cabos orgânicos, mas apenas é instalada uma parte do pré-esforço total que os mesmos podem assumir – a componente fixa do pré-esforço orgânico P^{fo} – ficando, de acordo com a metodologia anteriormente apresentada, disponível uma componente de pré-esforço para ser aplicada em serviço – a componente variável do pré-esforço orgânico $nc \times P^{spo}$.

Cabos	P_0^{fo} (kN)	P_0^{spo} (*) (kN)	nc_{max}	Abcissa Anc. Esquerda	Tipo Anc. Esquerda	Abcissa Anc. Direita	Tipo Anc. Direita	Área (cm ²)
C1	18000	500	16	0	orgânica	38	orgânica	186.37
C2	5500	500	5	26	orgânica	59,5	orgânica	57.34
C3	7500	500	2	38	orgânica	68	orgânica	60.93
C4	7750	500	2	59,5	orgânica	95	orgânica	62.72
C5	8500	500	5	68	orgânica	107,5	orgânica	78.85
C6	9500	500	5	95	orgânica	132	orgânica	86.02
C7	7500	500	3	107,5	orgânica	144,5	orgânica	64.51
C8	18500	500	16	132	orgânica	177,5	orgânica	189.96

Quadro VIII.25 – Aplicação do pré-esforço orgânico – solução S2

Conforme se tinha referido anteriormente, o pré-esforço total aplicado é muito semelhante nas duas soluções, ou seja, 6.015.750 kN.m na solução convencional e 6.175.125 kN.m na solução com pré esforço orgânico, o que corresponde a uma diferença de 2.6 %.

VIII.3.3 - Comportamento na fase anterior ao serviço

Para além das diferenças que advém da diferente estratégia de aplicação de pré esforço nas duas soluções, e que mais tarde serão analisadas, o recurso a cabos não aderentes com ancoragens orgânicas assegura uma muito significativa redução de perdas instantâneas pelos motivos já referidos.

(*) O valor dos incrementos unitários de pré-esforço (500 kN) foi condicionado pela precisão de cálculo resultante da discretização admitida.

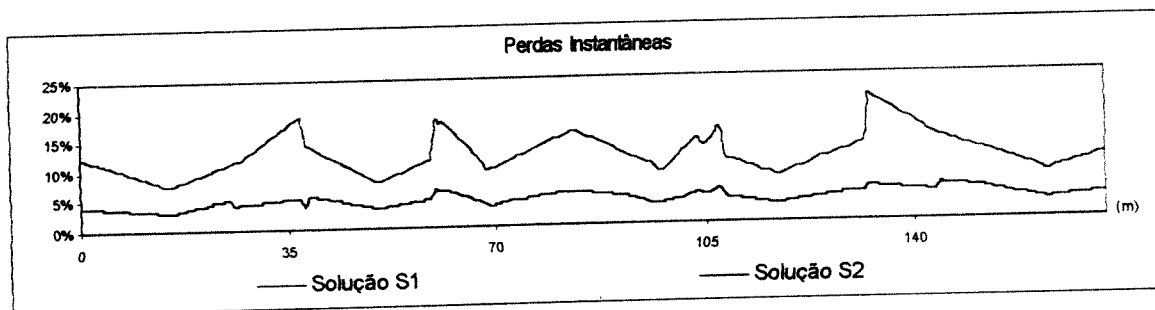


Figura VIII.28 – Diagramas de perdas instantâneas nas componentes fixas de pré-esforço

Essa redução de perdas, que neste exemplo se traduz em algumas secções, numa razão cujo quociente é próximo de 4, assegura que os esforços axiais iniciais sejam relativamente próximos nas duas soluções^(*).

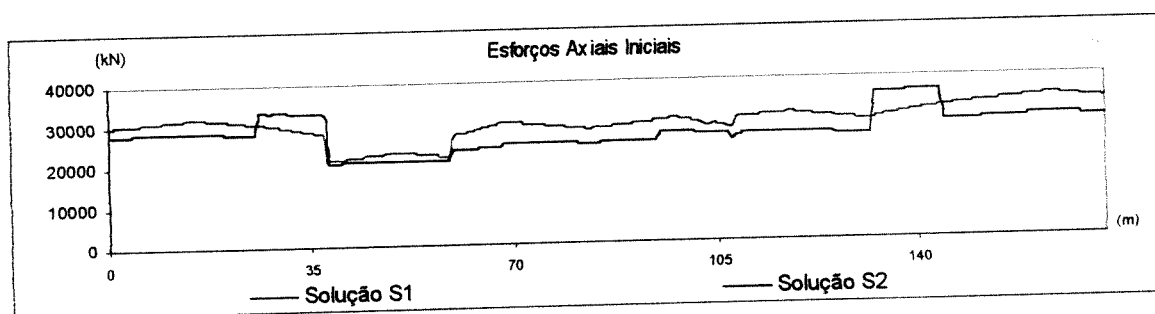


Figura VIII.29 – Diagramas de esforços axiais iniciais

Essa proximidade de esforços axiais relaciona-se naturalmente com uma correspondente semelhança de momentos flectores. Em todo o caso, os momentos flectores produzidos pelo pré-esforço na solução S1 são mais elevados dos que os da solução S2, conduzindo por isso a diagramas de momentos resultantes que se afastam mais da situação ideal, ou seja, da configuração de momentos nulos.

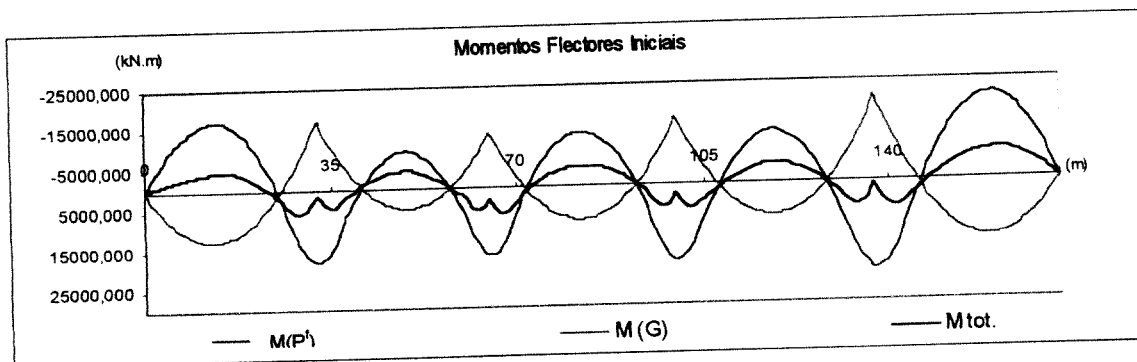


Figura VIII.30 – Diagramas de momentos flectores iniciais – S1

^(*) Note-se que os esforços axiais nas zonas envolventes dos apoios extremos são superiores na solução S2, o que resulta da sobreposição dos cabos extremos com os cabos de acção complementar dos vãos adjacentes.

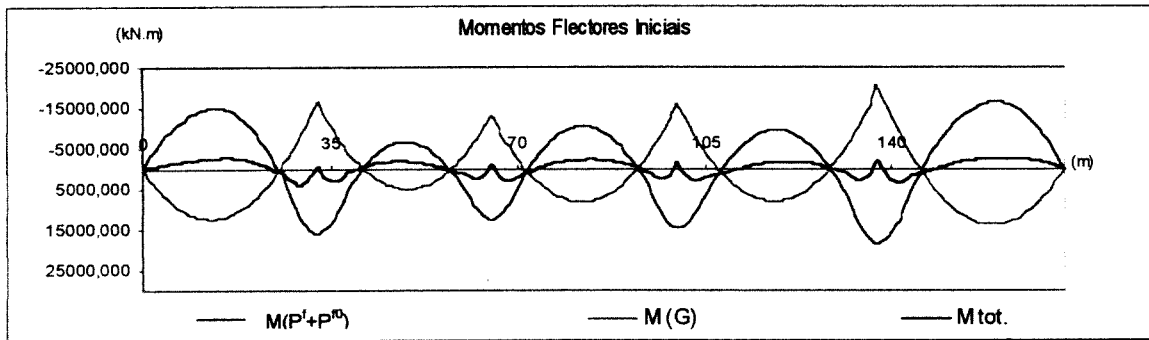


Figura VIII.31 – Diagramas de momentos flectores iniciais – S2

Tais diferenças nos diagramas apresentados, conduzem, evidentemente, a uma situação que é mais gravosa na solução S1, praticamente ao longo toda a estrutura, na fase posterior à aplicação do pré-esforço.

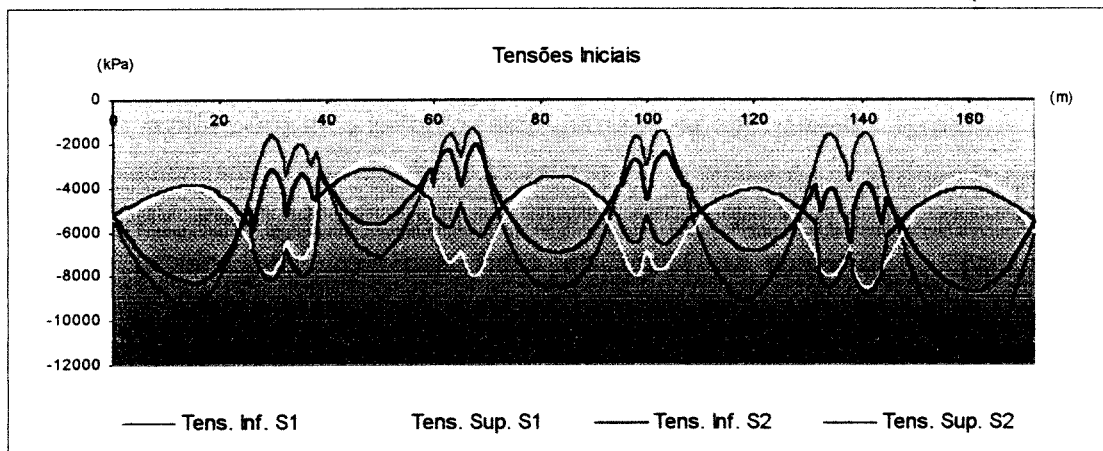


Figura VIII.32 – Diagramas de tensões iniciais nas fibras extremas

A interpretação deste diagrama evidencia a impossibilidade de alcançar soluções mais esbeltas com pré-esforço convencional, já que, o aumento de pré-esforço, então necessário, não só iria diminuir as tensões nas secções próximas da descompressão, como iria aumentar as compressões nas secções mais comprimidas.

De qualquer modo, ambas as soluções verificam as condições 1.a) e 2 do quadro VIII.17, relativas aos estados limites de fendilhação:

	Condição 1.a) (descompressão) $\sigma < 0$ (kPa)	Condição 2 (máx. compressão) $\sigma > 0.6 \times f_{ckt} = - 12600$ (kPa)
Solução 1	-1261.2 (kPa) ✓	-11647.5 (kPa) ✓
Solução 2	-2041.0 (kPa) ✓	-8756.7 (kPa) ✓

Quadro VIII.26 - Verificação do estado limite de fendilhação na fase após aplicação do pré-esforço

Para além de se poderem compensar as perdas diferidas ao longo da vida da obra, nomeadamente durante os processos de calibragem dos sistemas orgânicos, na solução S2, existe uma significativa redução das mesmas que é consequente das tensões iniciais serem, na generalidade, inferiores às da solução S1. Lembra-se que isso, não só se verifica no betão, conduzindo assim a uma significativa moderação da fluência, como também se verifica no aço, já que a redução das tensões permanentes minora as perdas por relaxação.

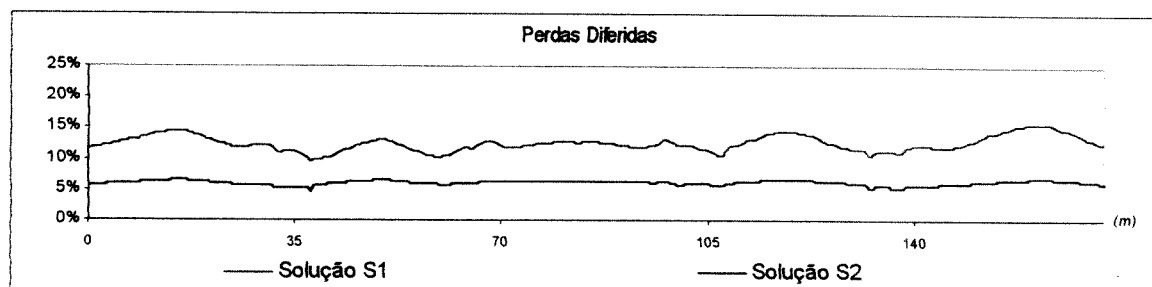


Figura VIII.33 – Diagramas de perdas diferidas

Será pertinente salientar que ao contrário das soluções com pré-esforço aderente, nas soluções com pré-esforço não aderente, as perdas diferidas são aproximadamente constantes ao longo de cada cabo. Isso mesmo se reflecte no diagrama da figura VIII.33 onde as pequenas variações existentes ao longo do cabo equivalente da solução S2, advém essencialmente da componente de pré-esforço aderente que esta solução inclui.

Resultam, assim, substanciais reduções nas perdas totais afectas à solução S2, podendo-se constatar que, grosso modo, tal redução, para a presente combinação das diversas componentes do pré-esforço, será na generalidade superior a 50%.

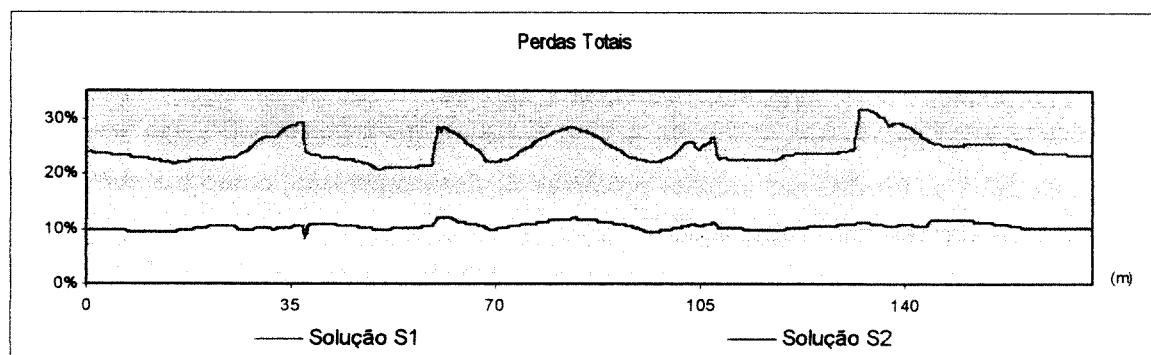


Figura VIII.34 – Diagramas de perdas totais

Naturalmente, após serem consumadas as perdas diferidas, haverá uma nova aproximação dos valores tensionais nas fibras extremas e que será mais marcante na solução S1. De qualquer modo, dada a diferença de pré-esforço aplicado, as amplitudes tensionais em cada secção serão maiores (na generalidade) nessa mesma solução, o que conforme se irá

posteriormente analisar, justifica o facto desta solução conduzir a maiores deformações permanentes.

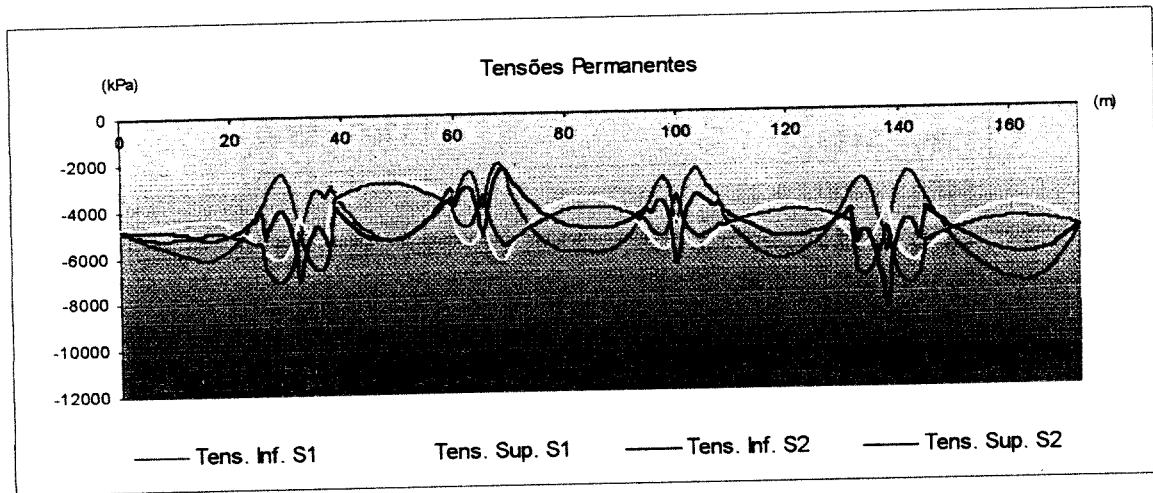


Figura VIII.35 – Diagramas de tensões permanentes nas fibras extremas

Note-se que, é precisamente com base no diagrama referente à solução S2, que se define o vector de tensões permanentes nas respectivas secções de controlo:

$$[V_{TP}]_i = \begin{bmatrix} -5211.2 \\ -5046.8 \\ -5347.9 \\ -3500.6 \\ -4965.1 \\ -3571.9 \\ -5448.4 \\ -5045.7 \\ -6143.0 \end{bmatrix} \quad (\text{kPa})$$

VIII.3.4 - Caracterização dos sistemas orgânicos e definição das leis de actividade

Uma vez determinadas as tensões permanentes, e com base nos métodos propostos no capítulo anterior, fixam-se os seguintes parâmetros de controlo, que no fundo caracterizam as diversas leis de actividade:

$$[\Delta c]_j = \begin{bmatrix} 5140 & 4840 \\ 4790 & 5070 \\ 5060 & 3280 \\ 3270 & 4960 \\ 4940 & 3410 \\ 3380 & 5410 \\ 5400 & 4860 \\ 4850 & 6110 \end{bmatrix} \quad (-\text{kPa}) \quad \text{e,} \quad [\Delta a]_j = \begin{bmatrix} 5650 & 5170 \\ 5160 & 5540 \\ 5550 & 3630 \\ 3620 & 5480 \\ 5490 & 3710 \\ 3700 & 5950 \\ 5960 & 5170 \\ 5180 & 6650 \end{bmatrix} \quad (-\text{kPa})$$

Na generalidade, todos os sistemas são pré-dimensionados para serem insensíveis à passagem de veículos com uma carga inferior a um valor de 10 tn (ou a uma carga distribuída equivalente). Note-se que esta opção não só modera os custos de fornecimento de energia, como reduz à partida o número de ciclos de activações dos sistemas orgânicos, que está evidentemente relacionado com o dano por fadiga.

Note-se que, a determinação final dos parâmetros em causa pressupõe a realização das várias simulações tendo em conta os diversos carregamentos evolutivos, e a consideração das condições que garantem a consistência da acção de controlo. Esses aspectos irão ser verificados ao longo da presente exposição.

Tendo em conta os traçados definidos, determinam-se para cada sistema orgânico as tensões produzidas nas fibras extremas ao longo de toda a estrutura devido a uma contracção de cada sistema orgânico. São seguidamente apresentados, a título de exemplo, os diagramas de tensões correspondentes a uma activação do sistema orgânico SPO₄.

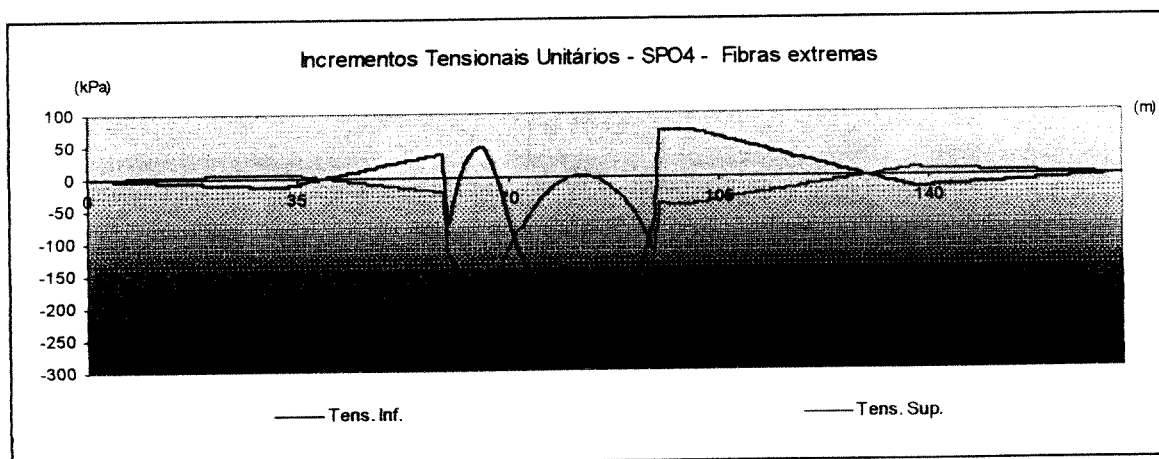


Figura VIII.36 – Diagramas de tensões produzidas nas fibras extremas por uma contracção do sistema orgânico SPO₄

Fazendo um processo análogo para os restantes sistemas orgânicos, determinam-se os diagramas de incrementos tensionais unitários produzidos pelo aparelho orgânico.

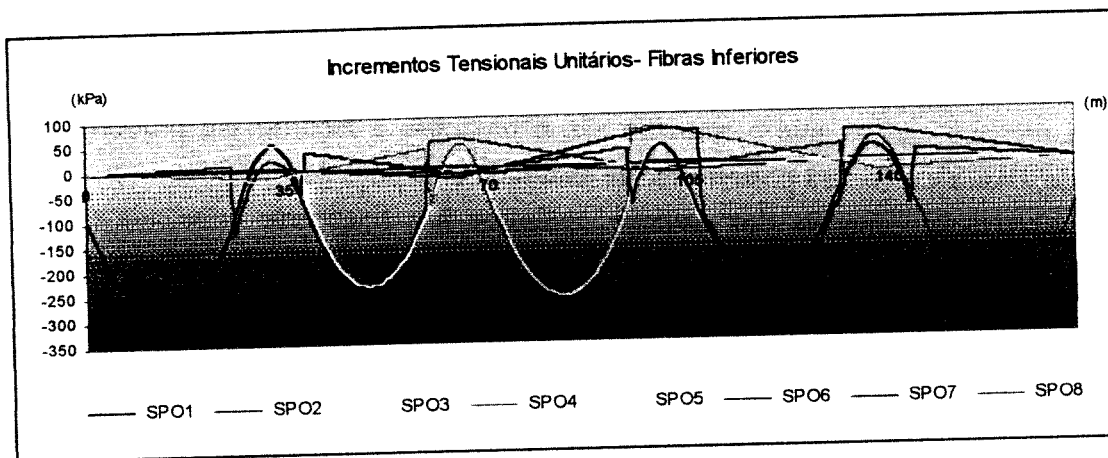


Figura VIII.37 – Diagramas de tensões produzidas nas fibras inferiores devido a uma contração de cada sistema orgânico

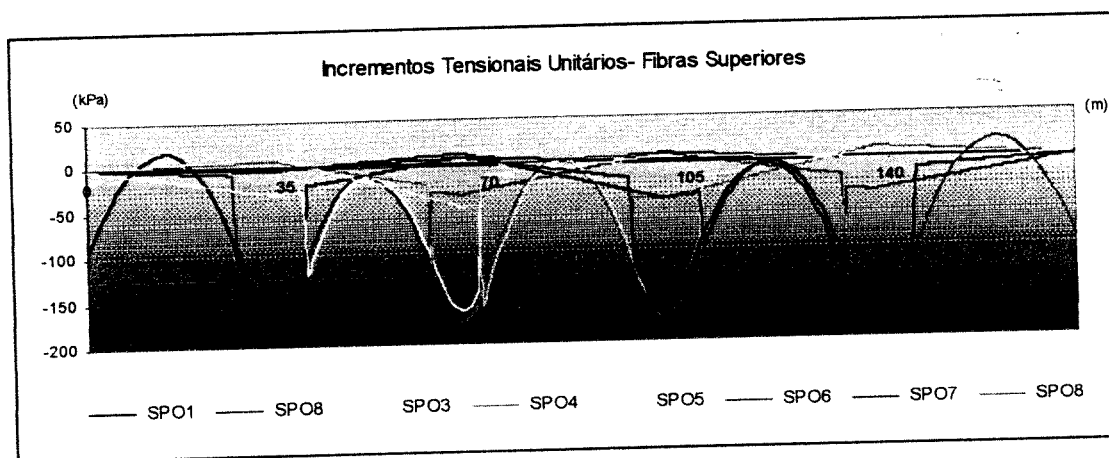


Figura VIII.38 – Diagramas de tensões produzidas nas fibras superiores devido a uma contração de cada sistema orgânico

De uma forma análoga à determinação do vector de tensões permanentes, com base nestes diagramas determina-se um vector de incrementos unitários para cada sistema orgânico, o que considerado conjuntamente, define a matriz de incrementos tensionais unitários do aparelho orgânico.

$$[M_{Tiso}]_i^j = \begin{bmatrix} -284.2 & 6.5 & 23.0 & -5.7 & -8.9 & 1.3 & 2.2 & -0.4 \\ -179.1 & -159.7 & -30.8 & 7.7 & 11.9 & -1.8 & -3.0 & 0.5 \\ 16.9 & -236.4 & -233.6 & 18.1 & 30.1 & -4.4 & -7.5 & 1.3 \\ 7.9 & -34.7 & -163.2 & -176.4 & -47.4 & 7.0 & 11.8 & -2.1 \\ -5.0 & 21.7 & 9.6 & -259.6 & -258.0 & 14.5 & 26.1 & -4.6 \\ -2.0 & 9.0 & 4.3 & -43.7 & -173.3 & -171.3 & -42.6 & 7.6 \\ 1.3 & -5.6 & -2.7 & 27.4 & 16.4 & -246.6 & -250.7 & 14.9 \\ 0.5 & -2.3 & -1.1 & 11.3 & 6.9 & -37.2 & -165.9 & -176.4 \\ -0.4 & 1.7 & 0.8 & -8.1 & -4.9 & 26.5 & 10.5 & -285.5 \end{bmatrix} \text{ (kPa)}$$

É, desde já, notório que os incrementos tensionais próximos da diagonal principal tem grandezas muito superiores às entradas correspondentes aos incrementos hiperstáticos, o que indicia, numa primeira análise, que o aparelho não é propenso a incorrer em processos de hiperactividade. Esse aspecto será posteriormente analisado com mais detalhe.

A caracterização completa dos sistemas orgânicos fica finalmente concluída com o dimensionamento dos sistemas óleo hidráulicos. Conforme se estabeleceu no capítulo anterior, esse processo depende essencialmente dos carregamentos evolutivos mais rápidos (com cargas rolantes) e do comportamento dinâmico que a estrutura exhibe quando sujeita a processos de activação dos vários sistemas orgânicos.

Para além disso, é fundamental ter em conta os recursos tecnológicos existentes, que são normalmente condicionados pela velocidade do cilindro de esticamento. Na solução S2, tendo-se optado por uma concepção com uma componente de pré-esforço variável moderada, são suficientes velocidades de esticamento inferiores a 4.5 cm/s para pressões no óleo máximas de 600 bar, o que constituem requisitos perfeitamente compatíveis com os valores de referência apresentados no capítulo 5.

	Spo₁	Spo₂	Spo₃	Spo₄	Spo₅	Spo₆	Spo₇	Spo₈
<i>p</i> (bar)	600	600	600	600	600	600	600	600
<i>A_{cil}</i> (cm ²)	4333	1333	1416	1458	1833	2000	1500	4416
<i>Li</i> (mm)	92	80	92	110	107	102	108	98
<i>L_c</i> (mm)	2.5	1.4	4.1	7.0	6.2	5.5	7.1	2.9
<i>Q</i> (l/m)	420	335	335	335	335	335	335	420
<i>P_b</i> (cv)	750	600	600	600	600	600	600	750
<i>T_c</i> (s)	0.16	0.17	0.16	0.18	0.20	0.19	0.19	0.17
<i>v_{cil}</i> (cm/s)	1.61	4.19	3.95	3.84	3.05	2.80	3.73	1.58

Quadro VIII.27 – Características dos sistemas óleo-hidráulicos de cada ancoragem orgânica

Dadas as potências indicadas, as ancoragens orgânicas deverão ser animadas por baterias de bombas instaladas em paralelo de modo a ser assegurado o caudal necessário em cada uma.

Finalmente refira-se que *L_c* determina a grandeza do curso do cilindro de esticamento correspondente a uma contracção, de modo a serem obviadas as perdas instantâneas compensáveis, enquanto *Li* determina a abcissa do êmbolo onde deve ser localizado o anel de bloqueio descrito no capítulo 5.

VIII.3.5 - Comportamento dinâmico da solução S2 perante as acções de controlo

Uma das limitações da estratégia proposta consiste no facto de poder ser inadequado o recurso a velocidades de esticamento constantes em estruturas sujeitas a carregamentos evolutivos caracterizados por diferentes períodos de ocorrência.

Efectivamente, se os sistemas orgânicos forem dimensionados para responder com elevada eficiência a carregamentos evolutivos rápidos, a acção de controlo isolada pode provocar vibrações significativas na estrutura base. Esses fenómenos, que se tornam gradualmente menos importantes com o aumento da dimensão das obras, exigem a moderação das acções de controlo, e um conseqüente aumento da componente fixa do pré-esforço instalado.

Na solução S2 tal fenómeno é salvaguardado na medida em que se admitiu um grau de pré-esforço orgânico moderado, sendo conseqüentemente possível verificar os vários estados limites recorrendo de velocidades de esticamento também moderadas.

Fazendo uso da metodologia apresentada no ponto VI.4.2.1 determinam-se com suficiente rigor as respostas dinâmicas características das contracções isoladas dos vários sistemas orgânicos. Nas seguintes figuras apresentam-se os dois casos mais desfavoráveis, e que coincidem precisamente com os sistemas orgânicos instalados nos maiores vãos, ou seja, nos tramos mais flexíveis.

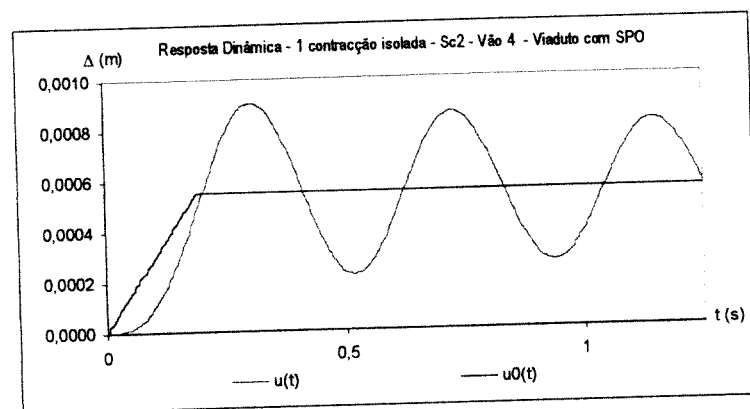


Figura VIII.39 – Resposta dinâmica a uma contracção do sistema orgânico SPO₆

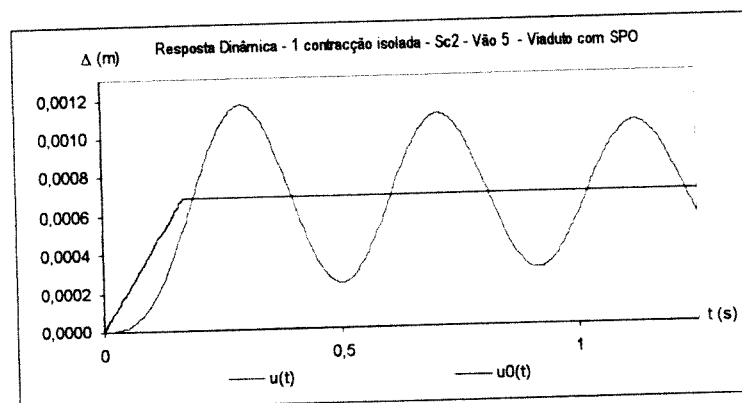


Figura VIII.40 – Resposta dinâmica a uma contracção do sistema orgânico SPO₈

A determinação dessas respostas foi efectuada admitindo o coeficiente de amortecimento $\xi = 0.022$, proposto por Billing para estruturas de betão pré-esforçado [P7].

	SPO ₁	SPO ₂	SPO ₃	SPO ₄	SPO ₅	SPO ₆	SPO ₇	SPO ₈
CAD ^{SPO}	1.63	1.62	1.63	1.62	1.56	1.65	1.65	1.70

Quadro VIII.28 – Coeficientes de amplificação dinâmica em contracções isoladas dos sistemas orgânicos

Conforme se verificou no ponto VI.4.1.3, a importância destas vibrações irá ser pouco importante no comportamento perante carregamentos evolutivos importantes, mas será determinante no comportamento da estrutura em situações vizinhas de estados tensionais limites, nomeadamente aquelas que caracterizam as situações de instabilidade dos sistemas orgânicos.

VIII.3.6 - Verificação da consistência da estratégia de controlo da solução S2

Nos pontos que se seguem são verificadas as condições que garantem a impossibilidade de ocorrência de fenómenos indesejáveis na acção de controlo do aparelho orgânico constituinte da solução S2.

VIII.3.6.1 - Verificação da hiperactividade

A matriz de incrementos tensionais unitários anteriormente apresentada, determina a seguinte matriz característica do sistema estático:

$$[\bar{\sigma}]_i^j = \begin{bmatrix} -463.2 & -153.2 & -7.8 & 2.0 & 3.0 & -5 & -8 & .13 \\ -162.1 & -396.1 & -264.4 & 25.8 & 42.0 & -6.2 & -10.4 & 1.8 \\ 24.81 & -271.0 & -396.8 & -158.2 & -17.3 & 2.6 & 4.3 & -.8 \\ 2.94 & -12.9 & -153.7 & -436.0 & -305.4 & 21.5 & 37.9 & -6.7 \\ -7.0 & 30.7 & 13.9 & -303.3 & -431.2 & -156.9 & -16.5 & 2.9 \\ -0.7 & 3.4 & 1.6 & -16.3 & -156.9 & -417.9 & -293.3 & 22.5 \\ 1.8 & -8.0 & -3.8 & 38.7 & 23.3 & -283.8 & -416.6 & -161.5 \\ .2 & -.7 & -.3 & 3.3 & 2 & -10.7 & -155.4 & -461.9 \end{bmatrix} \quad (\text{kPa})$$

Fazendo os procedimentos indicados no ponto IV.11.1, determinam-se os valores próprios que definem os produtos tensionais por contracção do aparelho orgânico na ocorrência dos vários modos de interactividade.

$$\sigma^*_i = [-17.3 \quad -69.6 \quad -159.2 \quad -821.8 \quad -750.8 \quad -473.4 \quad -437.4 \quad -690.2]$$

a esses valores próprios estão associados os seguintes vectores próprios, que correspondem aos vectores de actividade deslizantes associados a cada modo de interactividade e que podem ser organizados numa matriz:

$$\left[\dots \left[V_a^i \right] \dots \right] = \begin{bmatrix} .098 & -.189 & -.232 & .044 & .161 & .625 & .702 & -.381 \\ -.304 & .515 & .479 & .104 & .291 & .060 & -.091 & -.538 \\ .400 & -.498 & -.238 & .241 & .351 & -.364 & -.390 & -.258 \\ -.474 & .112 & -.572 & .437 & .291 & -.196 & .139 & .332 \\ .475 & .124 & .569 & .479 & .035 & .195 & .162 & .383 \\ -.399 & -.495 & .257 & .364 & -.367 & .378 & -.326 & -.091 \\ .308 & .505 & -.477 & .232 & -.467 & -.078 & -.072 & -.333 \\ -.099 & -.185 & .232 & .105 & -.267 & -.698 & .641 & -.241 \end{bmatrix}$$

O modo de interactividade condicionante em termos de hiperactividade (modo de interactividade 1), ao qual corresponde o maior valor próprio ($\sigma_m^* = -17.3$), tem uma produção de tensão por contracção (que é igual ao valor próprio) negativa, pelo que o aparelho orgânico é sempre eficiente. Com base nesse valor determinam-se coeficientes de interactividade no modo de interactividade em questão.

	SPO ₁	SPO ₂	SPO ₂	SPO ₄	SPO ₅	SPO ₆	SPO ₇	SPO ₈
C_i^{SPO}	0.962	0.956	0.956	0.960	0.960	0.959	0.959	0.962

Quadro VIII.29 - Coeficientes de interactividade dos vários sistemas orgânicos no modo de interactividade condicionante

Fica assim verificado que os sistemas orgânicos apenas podem ocorrer em processos de hiperactividade transitória, o que de resto não se manifestou nos carregamentos evolutivos.

Será relevante salientar que o modo de interactividade condicionante é incompatível com a lei de actividade definida já que pressupõe activações de sinal contrário em vários sistemas orgânicos consecutivos (ver primeiro vector próprio)*). Por isso, os coeficientes de interactividade efectivos serão ainda inferiores aos valores teóricos apresentados no quadro VIII.29.

(*) A ocorrência desse modo de interactividade implicaria que as tensões nas das secções de controlo comuns estivessem simultaneamente em estados opostos em relação aos fusos de controlo, o que é evidentemente impossível.

VIII.3.6.2 - Verificação da estabilidade dos sistemas orgânicos

Neste exemplo a verificação da estabilidade revelou-se um aspecto condicionante, na medida em que, dispondo-se dos sistemas orgânicos adoptados, seria possível otimizar mais a solução (em termos de envolventes tensionais) através do aumento das margens de compressão.

Tal optimização, embora fosse compatível (até certo ponto) com os restantes aspectos condicionantes da solução, nomeadamente com os estados limites considerados, reduziria os fusos de controlo o que, conforme é patente no quadro seguinte, poderia fomentar processos de instabilidade na ocorrência do modo de condicionante (1). Os valores adoptados, para além de atenderem a esse aspecto, verificam a estabilidade na ocorrência das máximas vibrações teóricas associadas aos processos de contracção.

Sistema Orgânico j	Instabilidade pura					Instabilidade interactiva		
	(i) $ CAD \times \bar{\sigma}_{ser}^i $ (kPa)	(ii) $ \Delta_{cr,1} - \Delta_{cr,1} $ (kPa)	(iii) $ CAD \times \bar{\sigma}_{ser+1}^i $ (kPa)	(iv) $ \Delta_{cr,2} - \Delta_{cr,2} $ (kPa)	(i) < (ii) ^ (iii) < (iv)	(v) σ_m^* (kPa)	(vi) $ \sum_1 \Delta_{cr,1} - \sum_1 \Delta_{cr,1} $ (kPa)	(v) < (vi)
SPO ₁	463.2	510	291.3	330	✓	821.8	840	✓
SPO ₂	258.7	370	383.0	470	✓		840	✓
SPO ₃	380.8	490	266.0	350	✓		840	✓
SPO ₄	285.8	350	420.6	520	✓		870	✓
SPO ₅	402.5	550	270.3	300	✓		850	✓
SPO ₆	282.7	320	406.9	540	✓		860	✓
SPO ₇	413.7	560	273.7	310	✓		870	✓
SPO ₈	299.9	330	485.4	540	✓		870	✓

Quadro VIII.30 - Verificação da estabilidade dos sistemas orgânicos

Quanto à compatibilidade das leis de controlo, aspecto que conforme anteriormente se referiu, é claramente menos importante, na medida em que se envolve com processos transitórios, também são verificadas as condições indicadas:

Secção de controlo comum <i>i</i>	(I) $Max CAD \times \bar{\sigma}_{se}^i $ (kPa)	(II) $ Min\Delta_{aij} - Max\Delta_{aij} $ (kPa)	(I) < (II)
Sc2	$179.1 \times 1.63 = 291.9$	320	✓
Sc3	$236.4 \times 1.62 = 383.0$	470	✓
Sc4	$176.4 \times 1.62 = 285.8$	340	✓
Sc5	$259.6 \times 1.62 = 420.6$	520	✓
Sc6	$173.3 \times 1.65 = 285.9$	290	✓
Sc7	$250.7 \times 1.65 = 413.7$	540	✓
Sc8	$176.4 \times 1.70 = 299.9$	310	✓

Quadro VIII.31 - Verificação relativa à instabilidade transitória

Note-se que esta verificação assegura a impossibilidade de qualquer sistema orgânico assumir uma forma de actividade simétrica dos sistemas orgânicos que lhes são adjacentes, sem que haja uma evolução do carregamento exterior.

VIII.3.6.3 - Verificação da estacionariedade

Constatando-se que o produto tensional resultante do modo de interactividade fundamental é um valor relativamente reduzido (inferior a 5% dos incrementos tensionais directos), e verificando-se ser incompatível com as leis de actividade, a ocorrência desse modo de hiperactividade (já que nesse modo existem sistemas orgânicos que incorrem em formas de actividade simétricas dos sistemas orgânicos adjacentes), torna-se muito gravoso recorrer ao método de verificação da estacionariedade indicado no ponto IV.4.11.3. pelo que se optou por uma verificação extensiva de todos os cenários possíveis.

A verificação da estacionariedade é feita com base numa rotina do programa de cálculo que verifica automaticamente que em todas as combinações possíveis de actividade, ou seja, em todos os vectores de actividade virtualmente possíveis, os estados de tensão existentes provocam sempre a desconstracção de pelo menos um sistema orgânico (verifica-se a condição (IV.204) em qualquer estado de actividade):

$$\forall_k, \exists j : nc_j^{k+1} = nc_j^k - 1$$

o que sendo menos restritivo do que a condição suficiente anteriormente referida, garante de igual forma a estacionariedade do aparelho orgânico.

VIII.3.7 - Comportamento dinâmico da solução S2 perante à acção conjugada de solicitações exteriores e dos sistemas orgânicos

Neste ponto procura-se, fundamentalmente, demonstrar que na solução S2 a análise estática é válida, para isso irão ser tomados, como referência, os critérios estabelecidos no ponto VI.4.2. Fazendo uso da metodologia aí mencionada, e admitindo o coeficiente de amortecimento anteriormente considerado ($\xi = 0.022$) determinam-se as respostas dinâmicas para os casos de carga relevantes. Tal abordagem é feita analisando um tramo de cada vez, o que, de acordo com o estipulado no referido ponto, permite avaliar com suficiente rigor a importância dos fenómenos dinâmicos.

Uma vez que as cargas preponderantes no que respeita ao comportamento dinâmico são as correspondentes aos carregamentos rápidos, não se irão tecer considerações sobre o comportamento perante a acção de cargas distribuídas.

Nas figuras seguintes são apresentadas as respostas dinâmicas nos dois vãos mais flexíveis da estrutura quando a mesma é percorrida pelo veículo tipo, com e sem acção de controlo.

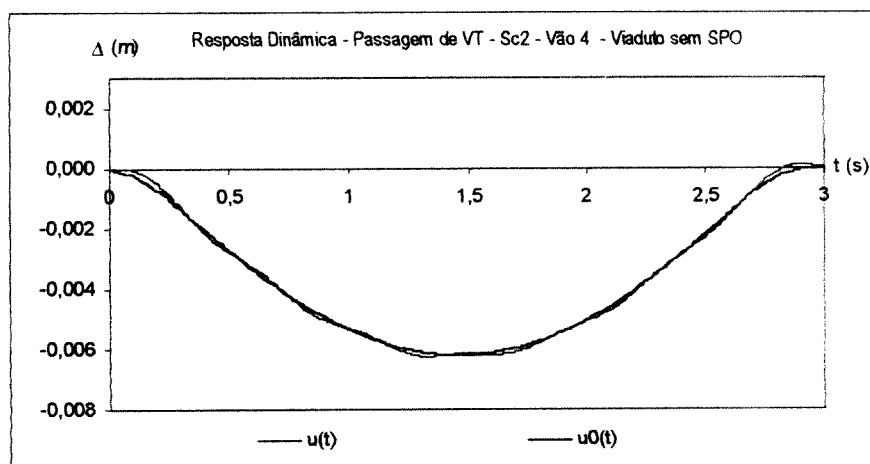


Figura VIII.40 – Resposta dinâmica do tramo 4 da solução S2 sem acção de controlo

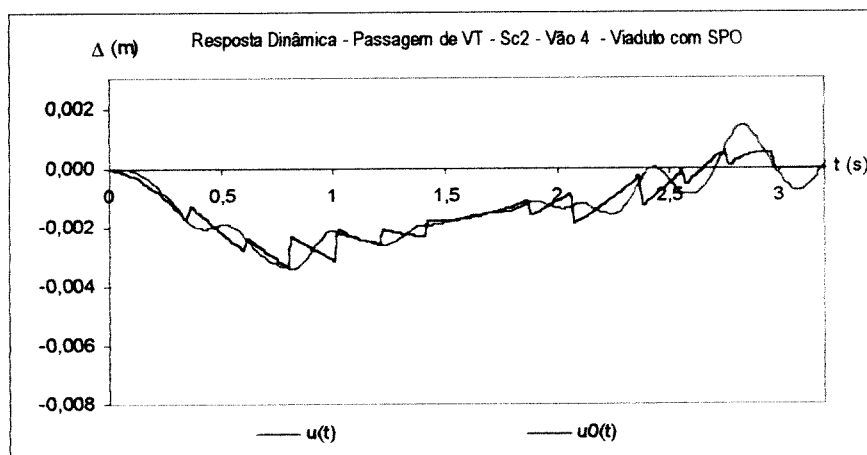


Figura VIII.41 – Resposta dinâmica do tramo 4 da solução S2 com acção de controlo

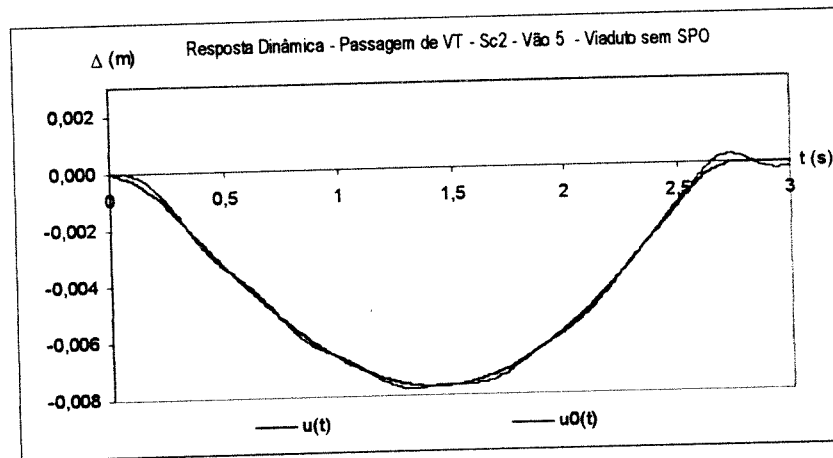


Figura VIII.42 – Resposta dinâmica do tramo 5 da solução S2 sem acção de controle

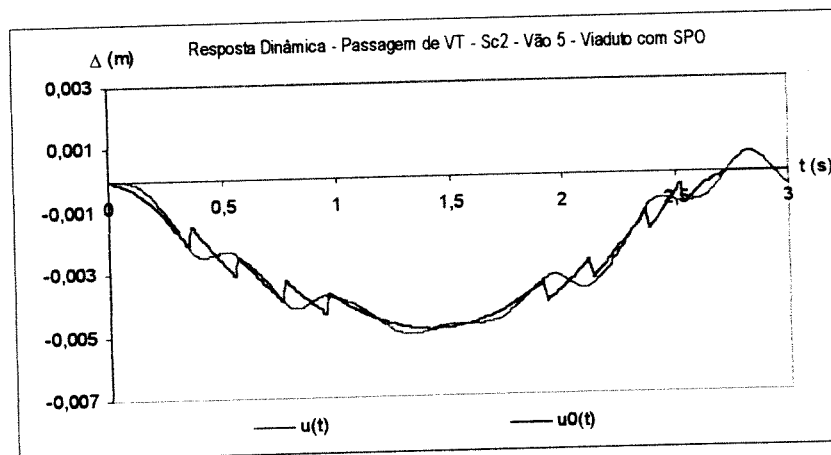


Figura VIII.43 – Resposta dinâmica do tramo 5 da solução S2 com acção de controle

Apesar de se tratarem dos vãos mais gravosos, mesmo com a acção de controle, as componentes das amplificações dinâmicas não ultrapassam 3%. Ora tendo em consideração que, segundo a figura VI.29, para a gama de vãos em questão, amplificações dinâmicas com valores até cerca de 10% não põem em causa a validade da análise estática, conclui-se que o comportamento da estrutura em questão é claramente quasi-estático, pelo que o seu estudo pode ser feito com base numa análise estática evolutiva.

Será importante salientar, que tal como acontece em pontes rodoviárias convencionais, a consideração de carregamentos secundários (de menor intensidade, mas mais rápidos) pode conduzir a maiores amplificações dinâmicas, mas, tal facto é inócuo na medida em que tais amplificações incidem precisamente sobre valores (deslocamentos e tensões) de grandeza moderada, e que por isso mesmo não são condicionantes.

VIII.3.8 - Verificação dos estados limites após a entrada em serviço da estrutura

Uma vez garantida a validade da análise estática para a solução S2, irá seguidamente proceder-se à verificação em serviço dos vários estados limites inicialmente estabelecidos, nas

duas soluções em análise. Nesta fase já são consideradas as perdas transitórias apesar dos seus valores percentuais serem desprezáveis (< 1%).

VIII.3.8.1 – Verificação do estado limite de fendilhação

Conforme se referiu no capítulo 4, a determinação de envolventes tensionais em estruturas com pré-esforço orgânico pressupõe a realização de inúmeros carregamentos evolutivos (valor esse que aumenta com o número de vãos da estrutura). Antes de se iniciar uma análise das envolventes interessadas no estado limite de fendilhação (em serviço), irão ser apresentados alguns elementos de cálculo, que não só exprimem de uma forma mais clara as particularidades da metodologia proposta, como permitem uma melhor sensibilização do comportamento efectivo deste tipo de estruturas.

A determinação dos estados de actividade na ocorrência de carregamentos evolutivos distribuídos, é feita com base em vectores de tensões de carga correspondentes às várias combinações de carregamentos por tramos, sendo atribuído um código binário a cada caso de carga. Esse código, com um número de dígitos igual ao número de vãos da estruturas, assume em cada entrada o valor 1 para tramos carregados, e o valor 0 para tramos sem carga.

Por exemplo, o caso de carga evolutivo Q(00101) corresponde à seguinte configuração:

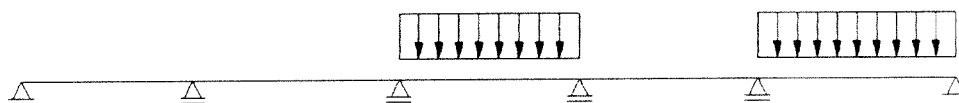


Figura VIII.44 – Caso de carga Q(00101)

ao qual está associado o seguinte diagrama de tensões:

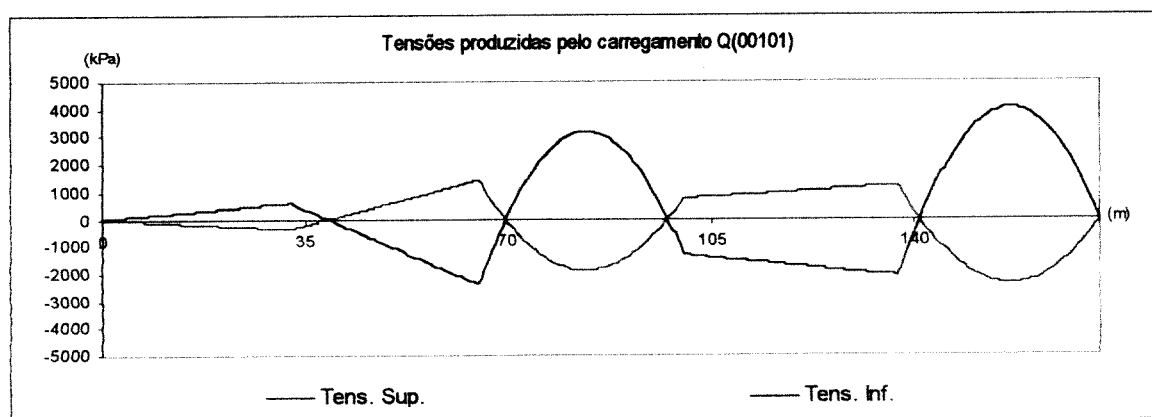


Figura VIII.45 – Diagrama de tensões associado ao caso de carga Q(00101)

e ao qual está, por sua vez, associado o seguinte vector de tensões de carga:

$$[V_{TQ(00101)}^k] = \begin{bmatrix} 274.7 \\ -358.4 \\ -907.8 \\ 1429.8 \\ 3170.1 \\ 770.0 \\ -1700.7 \\ 1237.1 \\ 4016.0 \end{bmatrix} \cdot 0.1083 \cdot t \quad (\text{kPa})$$

no qual, o factor evolutivo (função do tempo) é definido de acordo com classe da ponte, e de acordo com as suas características geométricas em planta.

Ora, estando definidos todos os outros elementos da equação caracterizadora do sistema estático, e sendo também conhecidas as leis de actividade, torna-se possível determinar iterativamente a matriz de actividade, e finalmente, os estados de tensão correspondentes à situação final.

Com base nesses diagramas procede-se à simulação da passagem da sobrecarga transversal linear para cada caso. Note-se que dada a enorme eficiência da estratégia de controlo proposta perante este tipo de carregamentos, já que os mesmos para além de serem lentos, conduzem as configurações tensionais aproximadamente simétricas das que são produzidas pelos cabos de pré-esforço, verifica-se que a sua ocorrência não afasta substancialmente a estrutura do estado de tensão em repouso. Isso mesmo é evidenciado pelo diagrama de envolventes produzidas por este tipo de carregamentos.

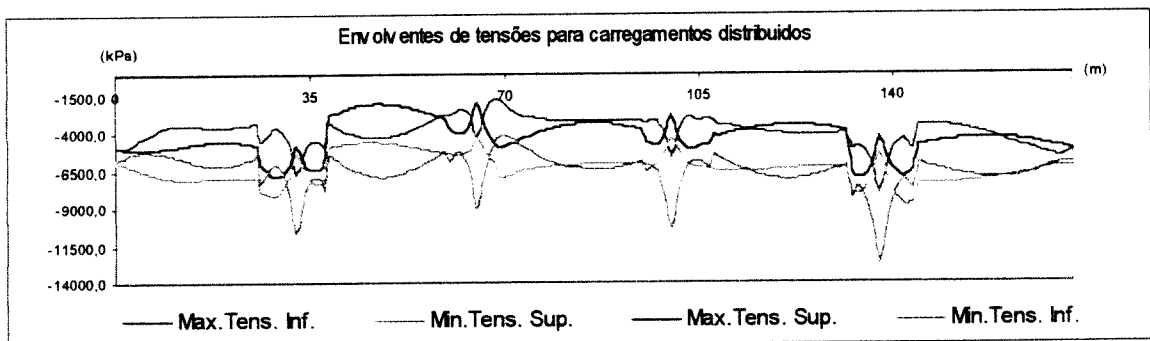


Figura VIII.46 – Envolventes de tensões relativas à totalidade dos carregamentos evolutivos distribuídos

Note-se que, em termos práticos, o aspecto mais importante da simulação dos carregamentos distribuídos é o facto de apenas ficarem disponíveis um número reduzido de contracções, já que, as envolventes tensionais relevantes pressupõem a coexistência da sobrecarga transversal linear.

Esta fase do processo de cálculo, pode também ser sistematizada, na medida em que o cálculo estático simples correspondente à passagem isolada da sobrecarga transversal linear não só determina as tensões nas secções sob a carga, como determina a evolução de tensões nas secções de controlo directamente interessadas (Sc1 e Sc2 e Sc3), ou seja, as secções de controlo instaladas no vão onde a carga se localiza em cada instante.

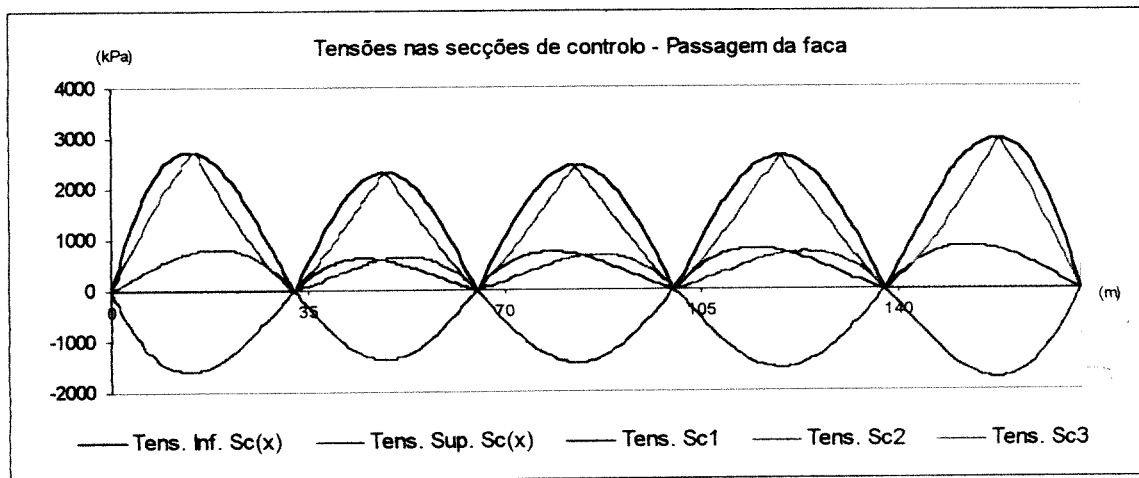


Figura VIII.47 – Histograma de tensões nas secções de controlo e na secção sob a carga durante a passagem da sobrecarga transversal linear

Conhecida a evolução de tensões nas secções de controlo, torna-se possível determinar a evolução dos estados de actividade na fase subsequente à instalação das cargas distribuídas, o que, permite determinar envolventes parciais da passagem da sobrecarga transversal linear em cada caso de carga distribuída. No diagrama seguinte, é representada, mais uma vez a título de exemplo, a evolução subsequente ($\Delta\sigma$) dos estados de actividade devido à passagem da sobrecarga transversal linear na estrutura depois de se ter instalado o carregamento distribuído Q(00101).

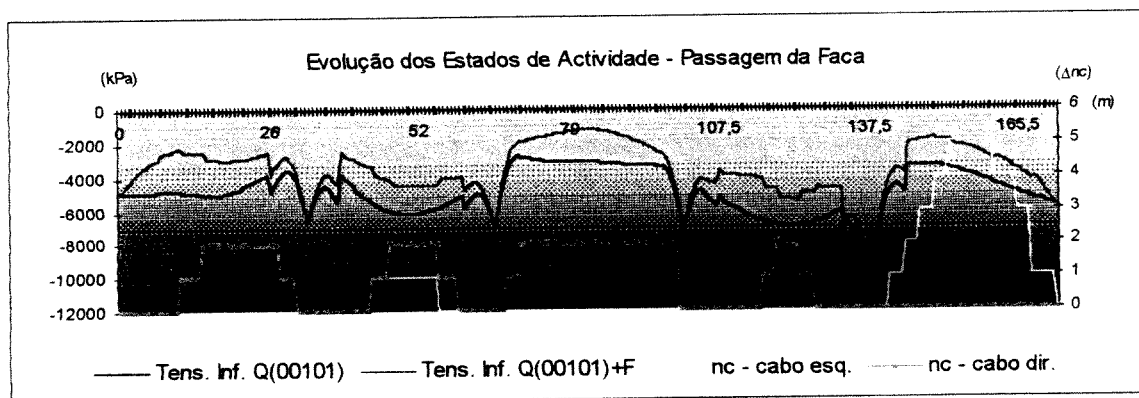


Figura VIII.48 - Histograma de tensões na fibra inferior sob a carga transversal linear (considerada com o seu valor característico) e correspondente evolução dos estados de actividade

Fazendo este procedimento para todos os casos de carga, e fazendo um procedimento análogo com o veículo tipo, determinam-se as envolventes totais para o valor reduzido ψ correspondente à combinação de acções pretendida.

Note-se que no caso do veículo tipo, o procedimento torna-se notoriamente mais simples, na medida em que o estado de actividade original é nulo, sendo as tensões originais do carregamento iguais às tensões permanentes.

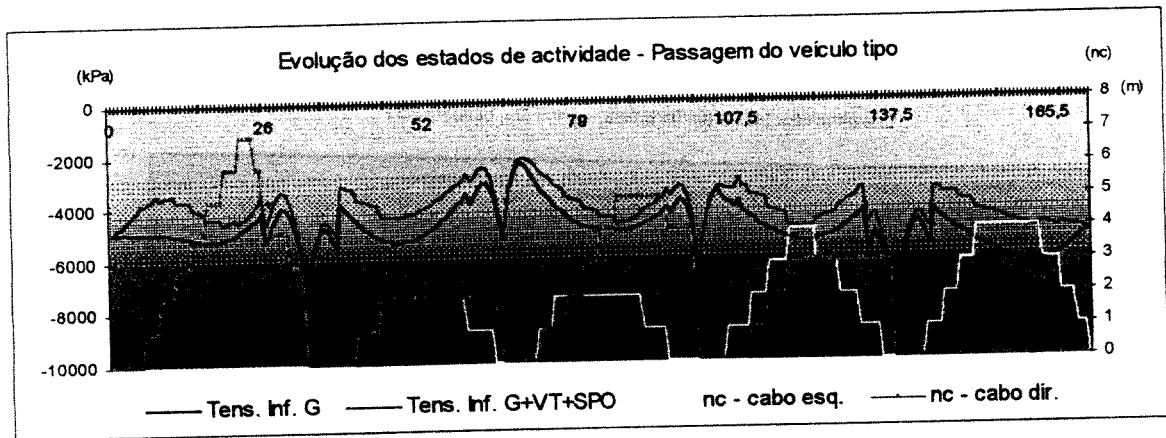


Figura VIII.49 – Histograma de tensões na fibra inferior sob o primeiro eixo do veículo tipo (considerado com o seu valor característico) e correspondente evolução dos estados de actividade

Finalmente, a comparação dos vários estados tensionais existentes durante a passagem das cargas rolantes, permite definir as envolventes tensionais absolutas para a combinação de acções pretendida. No caso da combinação correspondente a valores raros, em que o valor reduzido é igual á unidade ($\psi = 1$), resultam na solução S2, as seguintes curvas envolventes.

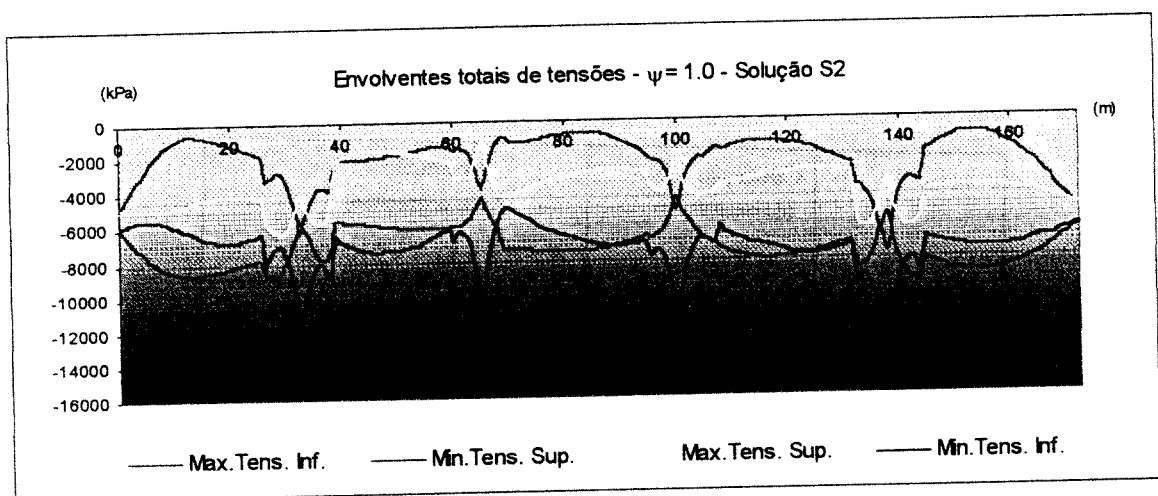


Figura VIII.50 - Envolventes tensionais nas fibras extremas com 100% da sobrecarga – S2

É possível verificar, com base na interpretação das duas últimas figuras, que a acção de base constituída pela carga distribuída e pela sobrecarga transversal linear é na generalidade condicionante, o que seria, aliás, previsível dada a dimensão transversal de cada viaduto^(*).

Fazendo uso da metodologia habitual com recurso á análise estática (não evolutiva) determinam-se as correspondentes envolventes tensionais para a mesma combinação de acções na solução S1, chegando-se a resultados que são, grosso modo, semelhantes aos anteriores, conforme se pode observar na figura VIII.51.

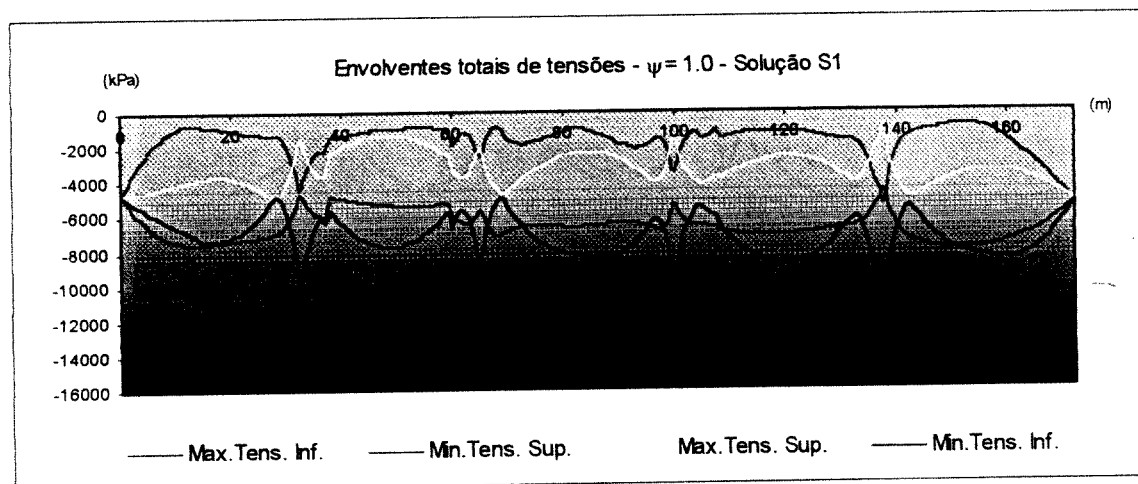


Figura VIII.51 – Envolventes tensionais nas fibras extremas com 100% da sobrecarga – S1

Em termos comparativos, o aspecto que se torna mais relevante, é o facto de na solução S2 as secções envolventes dos apoios, especialmente as secções envolventes dos apoios extremos estarem submetidas a maiores níveis de compressão. Este aspecto, apesar de significar de algum modo que na solução S2 existe um sobre-dimensionamento localizado de pré-esforço, não terá especial relevância na medida em que os níveis de compressão aceitáveis para combinações raras estão, em ambas as situações, longe de ser atingidos.

	Condição 1.b) (descompressão) $\sigma < 0$ kPa	Condição 4 (máx. compressão) $\sigma > 0.6 \times f_{ck} = -21000$ kPa
Solução S1	-676 kPa ✓	-11590 kPa ✓
Solução S2	-631 kPa ✓	-14420 kPa ✓

Quadro VIII.32 - Verificação do estado limite de fendilhação em serviço^(**)

(*) Como o veículo tipo não é condicionante (e consequentemente a actividade dos sistemas orgânicos não é muito elevada), o despiste do veículo tipo não constitui um cenário relevante.

(**) Note-se que se dispensa a apresentação dos resultados correspondentes à condição 3 (combinações quase permanentes) já que o nível tensional correspondente ($0.45 \times f_{ck} = 15750$ kPa) não é, se quer, atingido para combinações raras.

Verificam-se assim todas as condições respeitantes ao estado limite de fendilhação nas duas soluções, sendo de salientar que na condição mais sensível, que é precisamente a verificação da descompressão, são garantidas margens de segurança muito semelhantes nas duas soluções.

VIII.3.8.2 – Verificação do estado limite de deformação

Dadas as condições prescritas para o estado limite de fendilhação, as quais exigem a aplicação de elevados graus de pré-esforço, verifica-se que as deformações permanentes promovem, na generalidade, e nas duas soluções, o levantamento dos tabuleiros.

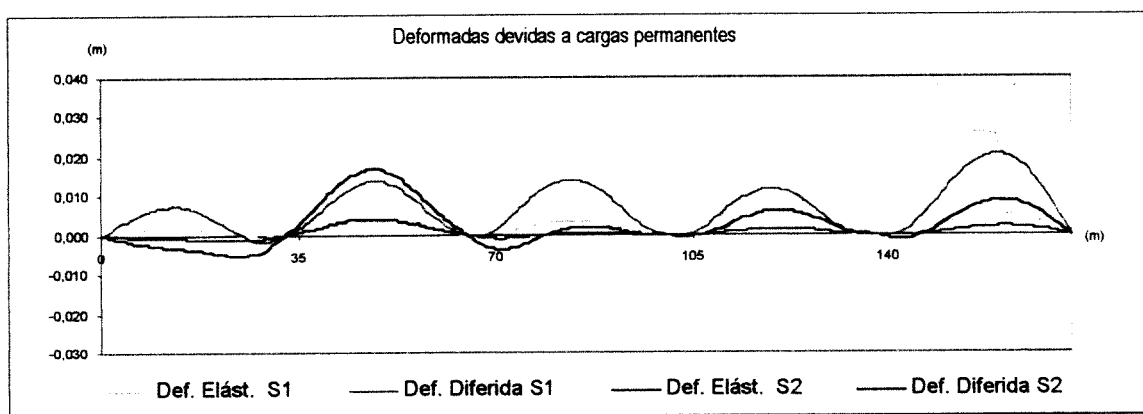


Figura VIII.52 – Deformadas permanentes das duas soluções

Os resultados são mais uma vez semelhantes nas duas soluções, embora, na generalidade, as deformações permanentes na solução S2 sejam inferiores às da solução convencional S1.

No que diz respeito às deformações máximas em serviço, passa-se algo semelhante, havendo neste caso, uma ainda maior convergência de resultados.

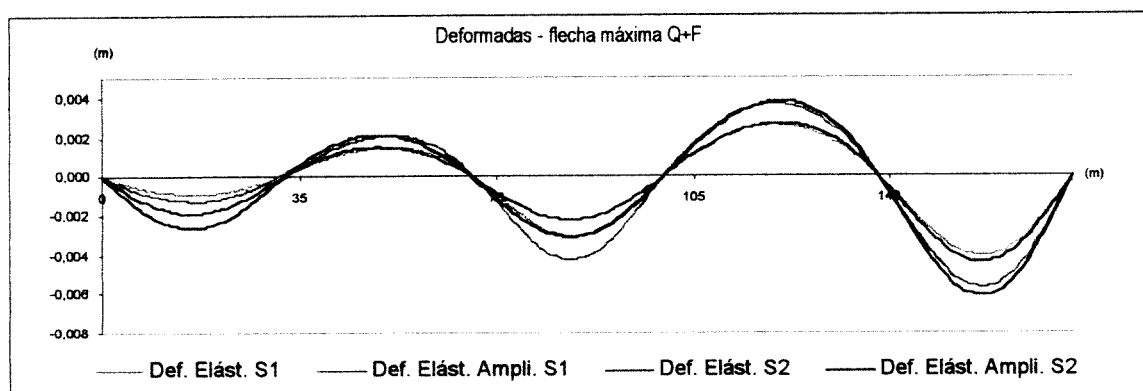


Figura VIII.53 – Deformadas correspondentes à configuração da flecha máxima ($Q(10101) + F(vão5)$) quase permanente

Note-se que a máxima deformada corresponde à mesma configuração de carga nas duas soluções, o que poderia não acontecer. Será ainda relevante salientar, que as deformações existentes para níveis de carga mais elevados serão significativamente menores na solução S2, o que se justifica pelo facto das estratégias de controlo terem sido dimensionadas para só entrar em acção para níveis de carga relativamente elevados.

Em termos quantitativos, o resultado desta análise pode ser avaliado no quadro VIII.33 onde são comparados os valores obtidos, com os valores resultantes dos critérios adoptados.

Combinações de Acções	Acções consideradas	Solução	Flecha máxima (mm)	Valor admissível	L/Δ
Quase Permanentes	$\psi_2.Q$	S1	4.0	$(L+40)/\Delta > 2000$	18750 ✓
		S2	4.4		17045 ✓
Permanentes	G	S1	20.3	$L/\Delta > 750$	1724 ✓
		S2	16.8		1934 ✓

Quadro VIII.33 – Verificação do Estado limite de deformação

Ficam assim, em ambas as soluções, verificadas as condições 5.a) e 5.b) definidas do quadro VIII.17.

VIII.3.8.3 – Verificação do estado limite de vibrações

Conforme seria de prever, atendendo aos reduzidos valores das deformações devidas à sobrecarga, as vibrações produzidas pelas mesmas são imperceptíveis nas duas soluções, verificando, assim, as condições 7.a) e 7.b) definidas no quadro VIII.17. Efectivamente, recorrendo mais uma vez ao método de Rausch, verifica-se que as vibrações produzidas em ambas soluções pelas acções exteriores são imperceptíveis.

	Solução S1	Solução S2	
	Q + Faca	Q + Faca	SPO ₈ (vão 5)
f (Hz)	3.27	2.9	2.41
C.A.D.	1.4	1.4	1.65
Δ_{max} (mm)	5.64	6.11	1.2
d (mm)	4.5	4.8	1.6
K	0.028707	0.024692	0.003388
Classe	A	A	A
Perceptibilidade	Imperceptível	Imperceptível	Imperceptível

Quadro VIII.34 – Verificação do estado limite de vibrações para acções quase permanentes

Paralelamente, também se verifica serem muito reduzidas as vibrações produzidas pelas contracções dos sistemas orgânicos. Note-se que o caso mais desfavorável, correspondente à contracção do sistema orgânico SPO₈, apesar de ser afectado por um coeficiente de amplificação dinâmica superior aos que afectam os outros casos, envolve vibrações muito inferiores às produzidas pelas acções exteriores.

Salienta-se ainda, que apesar da máxima deformação devida à acção da sobrecarga ocorrer na solução S2, nesta solução as vibrações são menos perceptíveis, o que se justifica pelo facto desta estrutura ser dotada de uma menor frequência natural.

VIII.3.9 - Verificação dos estados limites últimos

De acordo com a exposição feita ao longo dos capítulos anteriores, especialmente ao longo dos dois últimos capítulos, é na verificação dos estados limites últimos que residem os potenciais aspectos limitativos da aplicação de sistemas de pré-esforço orgânico.

Verifica-se, porém, que nas soluções convencionais, com pré-esforço fixo, existem frequentemente margens de segurança, nestas vertentes, que são desproporcionais com as margens existentes na verificação de outros estados limites. Resultam assim capacidades redundantes, cuja vantagem não é mais do que virtual. Paralelamente, existem potencialidades dos materiais, como a resistência à fadiga, que não são praticamente exploradas.

No presente exemplo constata-se que apesar das soluções com pré-esforço orgânico serem, à partida, mais vulneráveis nesta matéria, podem de igual modo verificar os estados limites últimos vulgarmente estabelecidos.

VIII.3.9.1 – Verificação do estado limite último à flexão

De acordo com o ponto VI.5.4.1, é conveniente verificar-se o comportamento em estado limite último à flexão para três cenários fundamentais. O primeiro, que é normalmente o mais importante é definido para combinações fundamentais de acções com acção de base sobrecarga, o segundo é definido para combinações fundamentais de acções com acção de base sismo e o terceiro é definido para combinações acidentais.

Apesar dos dois últimos cenários estarem associados a diagramas de momentos actuantes com valores mais reduzidos, a correspondente verificação não pode ser dispensada, já que, não estando instalado, nesses casos, grande parte do pré-esforço disponível, podem ocorrer diferentes configurações de rotura envolvendo menores capacidades resistentes.

O segundo cenário, é normalmente, e justificadamente dispensado em pontes rodoviárias convencionais já que conduz a diagramas de momentos muito próximos dos diagramas referentes exclusivamente às acções permanentes devidamente majoradas. Isso pode ser constatado na figura VIII.54, onde estão impressos esses diagramas para o caso da solução S2.

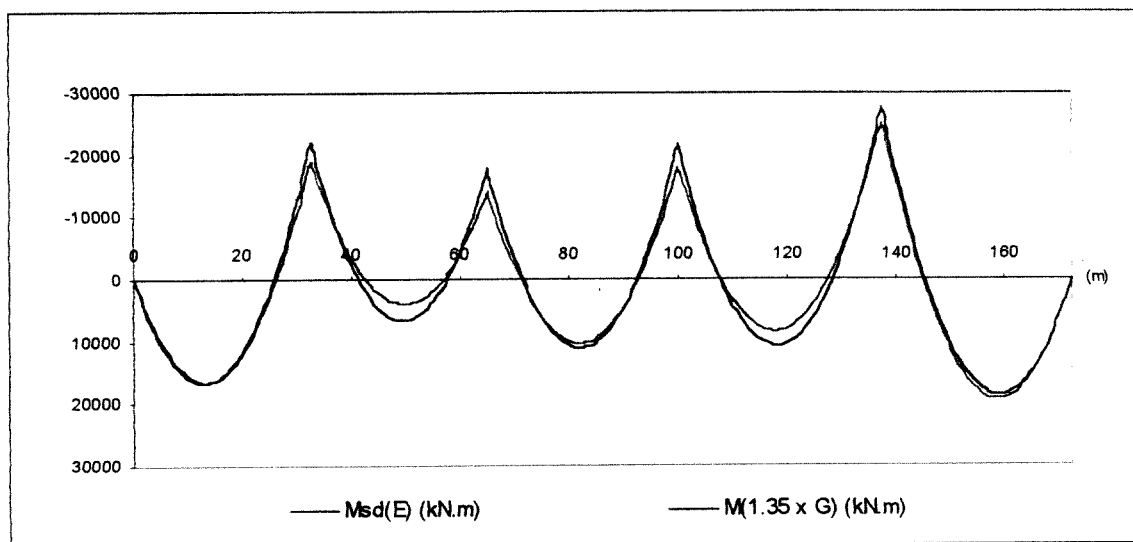


Figura VIII.54 – Diagramas de momentos correspondentes à combinação fundamental de ações com acção de base sísmo vertical e à acção majorada das cargas permanentes – solução S2

Uma situação mais gravosa acontece para o último cenário anteriormente descrito, correspondente à avaria dos sistemas orgânicos com a ponte em serviço (sujeita às ações quase permanentes).

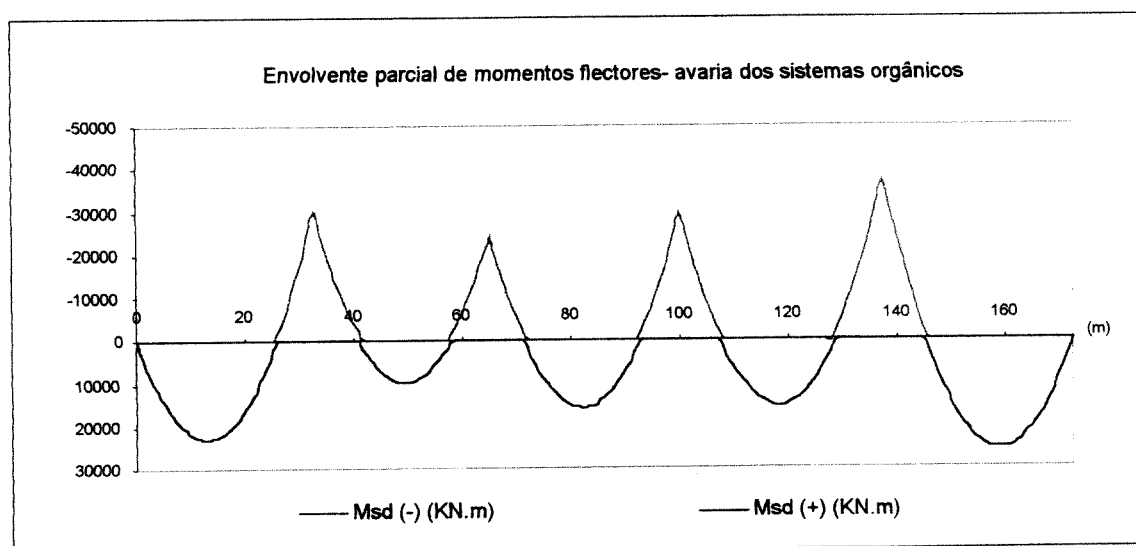


Figura VIII.55 – Envoltura de momentos para a combinação accidental correspondente à avaria dos sistemas orgânicos – solução S2

O primeiro cenário, que é o único relevante para a solução S1, conduz a envoltentes praticamente coincidentes nas duas soluções conforme se pode observar na figura seguinte.

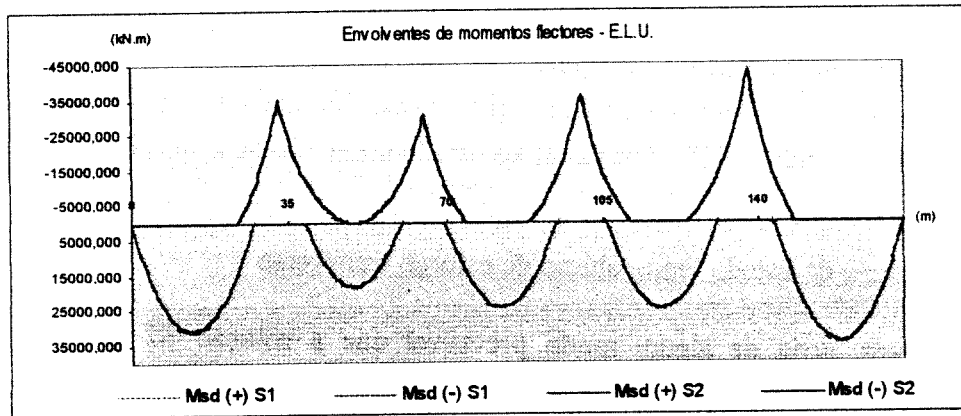


Figura VIII.56 – Envolvente de momentos para a combinações fundamentais com acção de base sobrecarga – soluções S1 e S2

A verificação da segurança nos três cenários, corresponde em termos práticos ao dimensionamento da armadura longitudinal ordinária necessária. No que se refere à solução S2, tal verificação deve ser antecedida do cálculo dos incrementos de pré-esforço existentes nos cabos não aderentes, de acordo com o estabelecido no ponto VI.5.4.1.2.1.

	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	Cabo 7	Cabo 8
$L_{inicial}$ (m)	38,0623	33,5610	30,0524	35,5726	39,5872	37,0651	37,0545	40,5572
L_{final} (m)	38,0669	33,5628	30,0540	35,5753	39,5901	37,0682	37,0581	40,5635
ΔL (m)	0,0046	0,0019	0,0016	0,0027	0,0029	0,0031	0,0035	0,0064
ΔF_p^{pre} (kN)	447,0	64,0	64,3	95,6	115,3	144,9	122,6	595,1
nc. máx equi.	16,89	5,13	2,13	2,19	5,23	5,29	3,25	17,19

Quadro VIII.35 – Incrementos de pré-esforço nos cabos não aderentes em estado limite último

Após ser pré-dimensionada uma armadura longitudinal construtiva, que é igual nas duas soluções, e a qual é integrada no programa de cálculo como valor mínimo, procedeu-se ao cálculo das armaduras longitudinais ao longo da estrutura de cada uma das soluções, tendo-se chegado ao seguinte resultado:

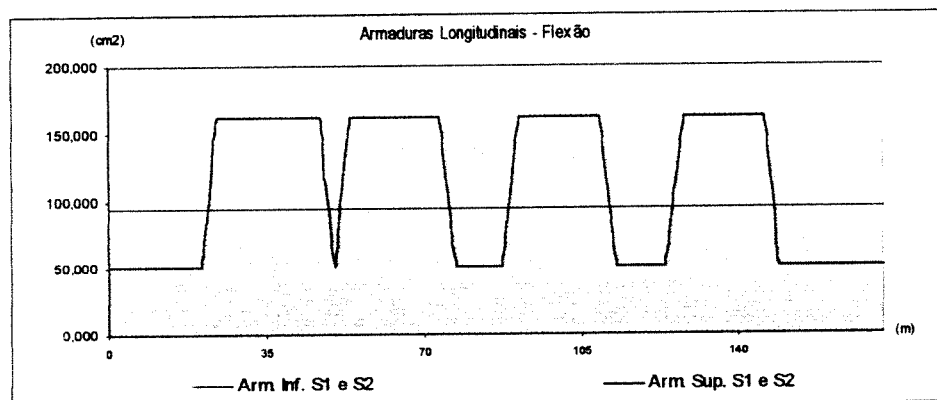


Figura VIII.57 – Dimensionamentos das armaduras longitudinais

Verifica-se pois, que o elevado grau de pré-esforço necessário para verificar os estados limites anteriormente considerados, assegura que o dimensionamento das armaduras longitudinais seja condicionado por condições construtivas, ficando verificadas as condições previstas no ponto 8 do quadro VIII.17 relativas ao estado limite último à flexão.

VIII.3.9.2 – Verificação do estado limite último de esforço transverso

Mais uma vez, seria de algum modo previsível que a solução S2 exibisse menor resistência ao esforço transverso do que a solução S1, já que a primeira não beneficia da contribuição do pré-esforço orgânico nas secções de maior esforço transverso (junto aos apoios). Tal facto não se veio, no entanto, a revelar significativo já que, por uma lado, a concepção global da solução S2 prevê elevados níveis de pré-esforço fixo nessas zonas, e por outro lado, dado o elevado grau de pré-esforço aplicado, praticamente todas as secções da estrutura beneficiam do efeito máximo do aumento da resistência ao corte considerado no factor $(1+M_o/M_{sd})$.

Dada a reduzida diminuição de massa estrutural na solução S2 as envolventes de esforço transverso são muito semelhantes nas duas soluções.

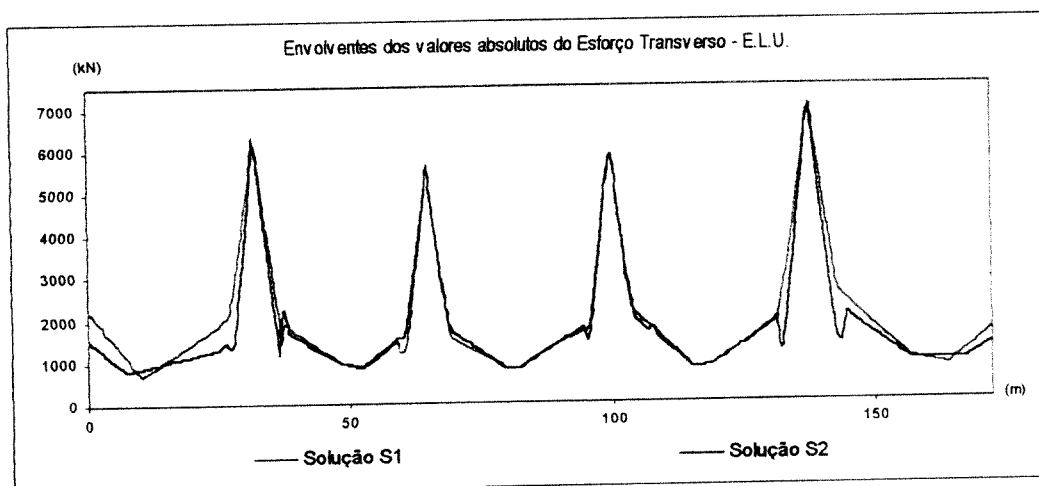


Figura VIII.58 – Valores absolutos das envolventes de esforços transversos para combinações fundamentais de acções com acção de base sobrecarga

Fazendo os procedimentos habituais determinam-se as armaduras transversais, que conforme se pode verificar na figura seguinte, são muito semelhantes nas duas soluções.

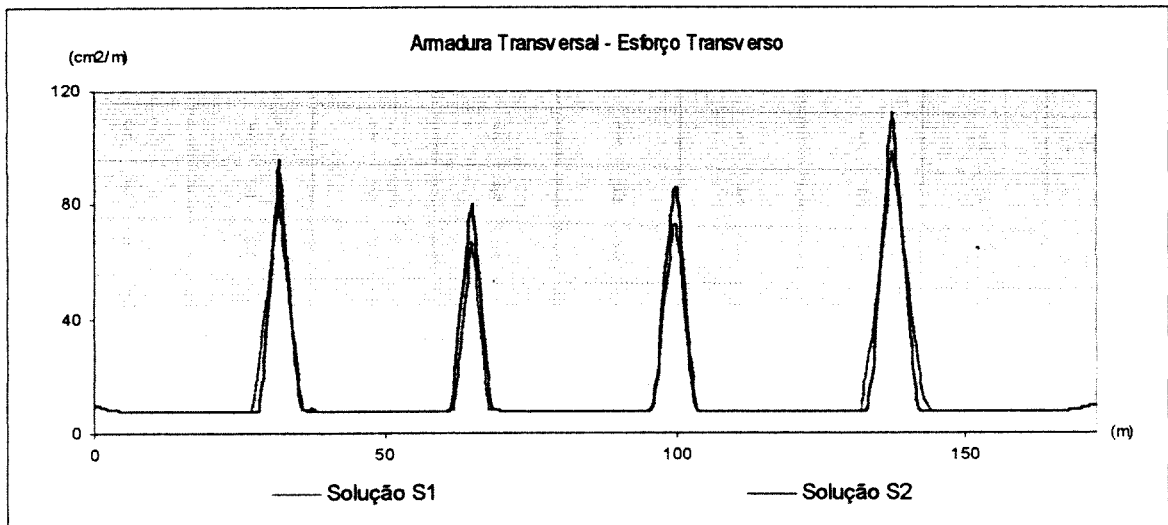


Figura VIII.59 – Armaduras transversais de esforço transverso –soluções S1 e S2

Salienta-se, finalmente que se verifica que em todas as secções, de ambas as soluções, a tensão tangencial resistente é sempre inferior à tensão τ_2 . A situação condicionante verifica-se na secção sobre o apoio adjacente ao apoio extremo da direita na solução S2:

$$V_{sd} = 6866 < \tau_2 \cdot 1 \cdot 1.30 = 9100 \quad (\text{kN})$$

Deste modo ficam verificadas as remanescentes condições definidas no ponto 8 do quadro VIII.17.

VIII.3.9.3 – Verificação do estado limite último de fadiga

Finalmente, no que diz respeito à fadiga, verifica-se que os cabos da solução S1 não sofrem praticamente qualquer dano ao fim de 100 anos, o que apesar de ser favorável, não constitui uma vantagem significativa, na medida em que é previsível que obras deste tipo tenham que ser reparadas ao fim de períodos substancialmente menores, nomeadamente devido a eventuais fenómenos de corrosão.

Quanto à solução S2, embora a fadiga se assuma como um fenómeno de importância considerável, de acordo com a análise que a seguir se apresenta, os cabos poderão ser substituídos ao fim de períodos que se entendem compatíveis com as características do empreendimento em questão.

Em termos de cálculo será importante salientar que os veículos mais gravosos em termos estáticos não correspondem necessariamente aos mais importantes no cálculo à fadiga já que, a sua configuração pode não animar uma resposta tão pronunciada dos sistemas orgânicos. No quadro seguinte, são apresentados os máximos dos vectores de actividade associados à passagem de cada um dos veículos característicos.

	SPO ₁	SPO ₂	SPO ₂	SPO ₄	SPO ₅	SPO ₆	SPO ₇	SPO ₈
veículo 1	1	0	0	1	1	0	1	1
veículo 2	2	1	1	1	1	1	1	2
veículo 3	3	2	2	2	2	3	2	3
veículo 4	2	1	1	1	2	2	2	2
veículo 5	2	1	2	2	2	2	2	3

Quadro VIII.36 – Número máximo de contracções devido à passagem dos veículos tipo de fadiga

Conhecidos os números de contracções de cada sistema orgânico durante a passagem de cada veículo, determinam-se as amplitudes tensionais correspondentes, o que conjuntamente com a frequência de passagens de cada veículo permite, determinar o dano consequente.

	Nº de passagens	SPO ₁	SPO ₂	SPO ₂	SPO ₄	SPO ₅	SPO ₆	SPO ₇	SPO ₈
veículo 1	2×10^6	0.00 %	0.00 %	0.00 %	0.02 %	0.00 %	0.00 %	0.02 %	0.00 %
veículo 2	0.5×10^6	0.00 %	0.01 %	0.01 %	0.01 %	0.00 %	0.00 %	0.00 %	0.00 %
veículo 3	4×10^6	0.05 %	53.94 %	31.14 %	23.99 %	3.08 %	53.52 %	18.92 %	0.04 %
veículo 4	2.5×10^6	0.00 %	0.07%	0.04 %	0.03 %	1.92 %	0.87 %	11.83 %	0.00 %
veículo 5	1×10^6	0.00 %	0.03 %	7.78 %	6.00%	0.77 %	0.35 %	4.73 %	0.01 %
Total	10×10^6	0.05 %	54.05 %	38.97 %	30.04%	5.78 %	54.74%	35.50 %	0.05 %

Quadro VIII.37 – Dano por fadiga provocado por cada veículo ao fim de 20 anos

Tendo em conta as características admitidas de resistência a fadiga, determinam-se finalmente os valores do dano estimado para cada cabo orgânico ao fim de 20 anos.

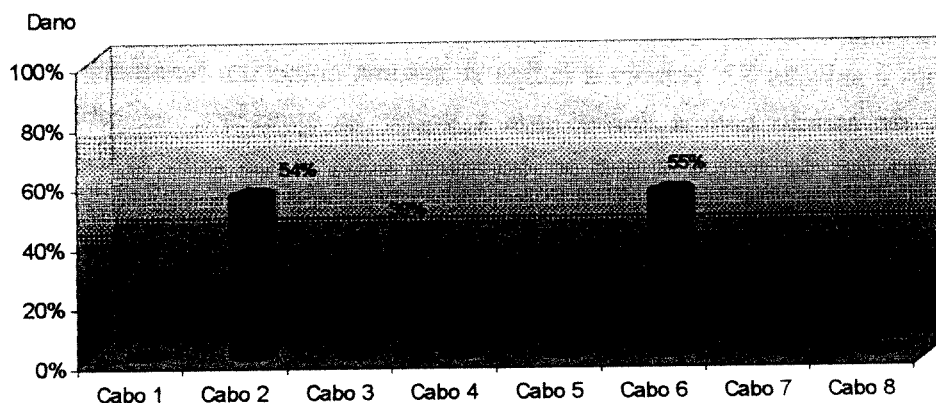


Figura VIII.60 – Dano total por fadiga e desgaste mecânico nos cabos orgânicos ao fim de 20 anos

Os resultados obtidos permitem concluir que na solução S2 nenhum cabo orgânico terá de ser substituído antes de um período de serviço de 20 anos, sendo inclusivamente, previsível que alguns cabos possam permanecer em serviço durante mais algumas dezenas de anos, o que verifica a condição 6 do quadro VIII.17.

VIII.3.10 - Conclusões

Uma avaliação global deste exemplo permite concluir que a metodologia proposta poderá ser mais rentabilizada em estruturas de maior envergadura, ou em estruturas sujeitas a carregamentos mais lentos. Isso justifica-se porque as principais limitações encontradas, nomeadamente as que resultam do condicionamento do comportamento dinâmico e da consistência das acções de controlo, são significativamente agravadas com a velocidade dos carregamentos. Para além disso, esse mesmo factor é preponderante na potência dos sistemas óleo hidráulicos, o que se prevê representar um custo significativo neste tipo de obras.

Será também previsível que o recurso a estratégias de controlo mais elaboradas, nomeadamente com recurso a controladores, possam assegurar um uso ainda mais rentabilizado do pré-esforço.

De qualquer modo, este exemplo comprova que o recurso a pré-esforço orgânico com a metodologia proposta permite uma redução muito significativa de perdas de tensão, e minora os contra-efeitos do pré-esforço convencional, nomeadamente os que estão associados à instalação de muito elevadas tensões iniciais nas estruturas.

Em termos factuais, e por quanto é possível estimar com base em modelos numéricos, a solução S2 permite assegurar um nível de comportamento global semelhante ao da solução convencional S1, fazendo uso de uma quantidade global de pré-esforço praticamente igual, mas com uma estrutura com uma rigidez 23% inferior à rigidez da solução convencional. Realça-se finalmente, que mantendo as características da obra e fazendo exclusivamente uso de pré-esforço convencional, tal redução de rigidez é virtualmente impossível de concretizar.

VIII.4 - CIMBRE MÓVEL COM PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO

Neste ponto apresentam-se os aspectos essenciais de um estudo que constitui uma primeira abordagem à aplicação de pré-esforço orgânico em fases construtivas de obras de arte (nomeadamente viadutos e pontes) realizadas com cimbres móveis [P5].

Para além de serem expostas algumas considerações sobre pré-esforço em estruturas metálicas, nas quais são particularizados alguns aspectos específicos a ter em conta no caso de cimbres inferiores autolanzáveis, é usado um exemplo numérico para exprimir de uma forma quantitativa as potencialidades da aplicação em causa.

VIII.4.1. Aspectos gerais

Tendo-se reconhecido que as virtudes do pré-esforço orgânico são potenciadas em estruturas com elevadas relações entre as cargas variáveis e as cargas permanentes [P4], e verificando-se que as condições mais limitativas do pré-esforço orgânico são, neste caso, quase inócuas, nomeadamente a fadiga, os atrasos da resposta e as vibrações geradas pelas acções de controlo, encontram-se nas vigas de lançamento exemplos de aplicação onde a solução proposta se revela especialmente útil.

Note-se que dada a função dos cimbres, e atendendo à duração normal dos períodos de betonagem, neste caso, o pré-esforço orgânico pode ser aplicado lentamente, praticamente sem provocar vibrações e com atrasos desprezáveis.

Por outro lado, dado o curto período de utilidade deste tipo de estruturas, torna-se particularmente atractivo usar soluções de reforço que possibilitem a sua funcionalidade num maior número de obras.

Como é sabido, o reforço simples das estruturas metálicas que constituem as vigas de lançamento é proporcional ao aumento de resistência que se pretende conferir, pelo que tais reforços podem exigir o total redimensionamento das barras constituintes das estruturas em causa. Por outro lado, o reforço com pré-esforço convencional, apesar de ser uma solução atractiva, é muito condicionado pela capacidade resistente das vigas. Isso justifica-se porque, como esse reforço é dimensionado para uma carga muito superior ao peso das mesmas, ao ser aplicado sem que estas estejam em carga, provoca tensões muito elevadas que poderão implicar a sua rotura (por levantamento).

Pelo contrário, o reforço com pré-esforço orgânico permite instalar níveis elevados de pré-esforço, sem implicar com isso, a cedência da estrutura por esse efeito, assegurando, por isso, que um mesmo cembre seja passível de ser utilizado numa gama mais ampla de vãos.

Salienta-se que as ampliações de vigas de lançamento pressupõem que, em princípio, as mesmas sejam realizadas por módulos, de modo a facilitar o processo de adaptação. Esta opção de concepção tem vindo, aliás, a ser crescentemente adoptada, por tal motivo.

O funcionamento deste tipo de estrutura orgânica perante um carregamento evolutivo é extremamente simples (já que apenas requer um sistema orgânico por viga) e consiste

basicamente em três fases. Numa primeira fase, a viga é colocada na posição pretendida sobre o vão a betonar, podendo nesta fase estar instalada uma parcela mínima do pré-esforço dimensionada para compensar apenas o peso próprio da viga.

Numa segunda fase, o sistema orgânico é activado, ficando disponível para sofrer contracções sempre que for atingida a margem de compressão na secção de controlo sendo, então, efectuada a betonagem do tramo em construção. Nesta fase, o sistema poderá também sofrer descontrações se a viga estiver sujeita a carregamentos variáveis, nomeadamente aqueles que resultam da presença de pessoas ou equipamentos sobre a mesma.

Finalmente, na última fase, após o betão ganhar presa, procede-se à aplicação do pré-esforço do tabuleiro e à desmontagem da cofragem, pelo que o sistema vai gradualmente relaxar através de descontrações que resultam do alívio progressivo da carga.

Note-se que este tipo de aplicação de pré-esforço orgânico é, de algum modo, uma aplicação faseada de pré-esforço controlada automaticamente.

VIII.4.2 - Algumas considerações sobre a aplicação de pré-esforço em estruturas metálicas

A aplicação de pré-esforço em estruturas metálicas visa, como qualquer outra aplicação de pré-esforço, a geração de estados de tensão que compensem total, ou parcialmente, aqueles que resultariam da acção isolada das solicitações exteriores previstas. O pré-esforço em estruturas metálicas, no entanto, e por motivos evidentes, é sempre exterior e não aderente, o que significa em termos práticos, que as forças produzidas são localmente transmitidas às estruturas metálicas, nas ancoragens, ou nas selas de desvio. Um outro aspecto particular do uso de pré-esforço em estruturas metálicas relaciona-se com o facto de, na generalidade, toda a mais valia da sua aplicação ser proveniente dos momentos flectores e esforços transversos produzidos, já que os esforços axiais resultantes são benéficos numa parte das estruturas e prejudiciais noutra parte das mesmas^(*). Verifica-se aliás que a intensidade do pré-esforço neste tipo de estruturas está limitada pela estabilidade das barras sob elevados esforços de compressão provocados pelo pré-esforço [Q1].

O facto do pré-esforço em estruturas metálicas ser exterior torna a sua aplicação particularmente atractiva não só em estruturas originalmente concebidas tendo em conta o seu efeito, como no reforço de estruturas, o que aliás tem sido uma das formas mais comuns de aplicação desta técnica. Em estruturas a construir de raiz, o pré-esforço é geralmente aplicado em duas fases. A primeira realiza-se em estaleiro e a segunda depois da estrutura ser colocada em obra.

No projecto de estruturas metálicas com pré-esforço, a primeira decisão fundamental prende-se com a escolha do traçado dos cabos, diferenciando-se traçados rectos ou com configuração poligonal e, ainda, os que se limitam aos contornos da estrutura e os que os

^(*) Isso verifica-se em estruturas sujeitas à flexão, que será o caso geral.

ultrapassam. O traçado deverá ser tal que os seus efeitos influenciem da forma mais favorável a distribuição interna das tensões, sem que a presença dos cabos altere ou ponha em causa a funcionalidade da estrutura.

Os cabos com traçado recto, instalados no interior do contorno e posicionados junto do banzo traccionado, são construtivamente os mais simples, apresentando em geral um alto grau de eficácia. Os esquemas que se evidenciam mais económicos são os que não percorrem a totalidade das zonas traccionadas, mas apenas as zonas de tensões mais elevadas. No entanto, o prolongamento do comprimento teórico óptimo dos cabos pode, em alguns casos, simplificar a construção e montagem da estrutura com um aumento insignificante do consumo de material [Q1] e [Q2]. Note-se que a utilização de cabos rectos não é, porém, a mais indicada para os casos nos quais se pretende contrariar o agravamento significativo de esforços transversos, quer sejam devidos a acréscimos de carga ou a aumentos de vão.

Contrariamente, os cabos com traçado poligonal são mais complicados sob o ponto de vista construtivo, mas são vantajosos na diminuição do esforço transversal. A disposição dos cabos de pré-esforço deve reflectir, na medida do possível, a configuração dos diagramas de momentos flectores provocados pelas solicitações condicionantes, situação que é relativamente simples de garantir em estruturas de betão armado e pré-esforçado mas mais complexa e eventualmente honorosa em estruturas metálicas. O traçado dos cabos em estruturas metálicas treliçadas influencia o estado de tensão na totalidade das barras da estrutura, podendo exercer um efeito favorável em certas barras, mas podendo também causar noutras um efeito desfavorável [Q1].

Um outro aspecto fundamental prende-se com o facto das vigas metálicas pré-esforçadas serem mais eficientes quando concebidas com secções assimétricas, conseguindo-se não só um natural aumento do “braço” das forças de pré-esforço como também uma maior robustez do banzo comprimido [Q1]. Por outro lado, é possível rentabilizar ainda mais o pré-esforço usando traçados que ultrapassem o contorno da estrutura, mas tal solução pode apresentar inconvenientes funcionais, como, por exemplo, e no caso em análise, o facto de dificultar as operações de avanço do cimbra.

VIII.4.3 - Estudo comparativo de soluções alternativas a um cimbra móvel pré-definido

Para avaliar a solução proposta, procederam-se a uma série de ensaios numéricos, que permitem objectivar as potencialidades e limitações de soluções alternativas para reforço de uma viga de lançamento existente, com vista à sua possível aplicação em obras com diferentes características.

O modelo base é um cimbra metálico em caixão constituído por duas vigas treliçadas devidamente interligadas. Podem identificar-se na peça três troços, dos quais o intermédio se destina a sustentar as cofragens e o tramo do tabuleiro em execução, sendo os restantes destinados a assegurar a transposição de um tramo para outro. A presente análise irá incidir

exclusivamente sobre o tramo intermédio, já que o mesmo é que condiciona as características fundamentais do cimbra.

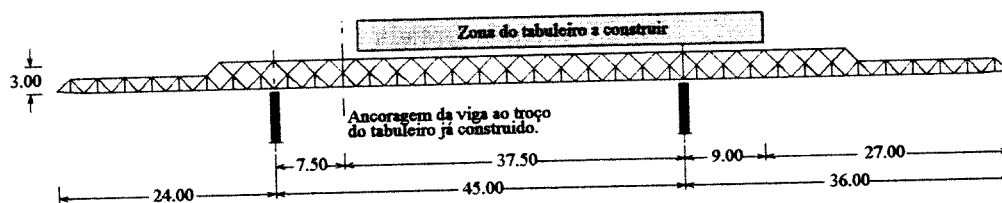


Figura VIII.61 – Alçado do cimbra móvel base (existente)

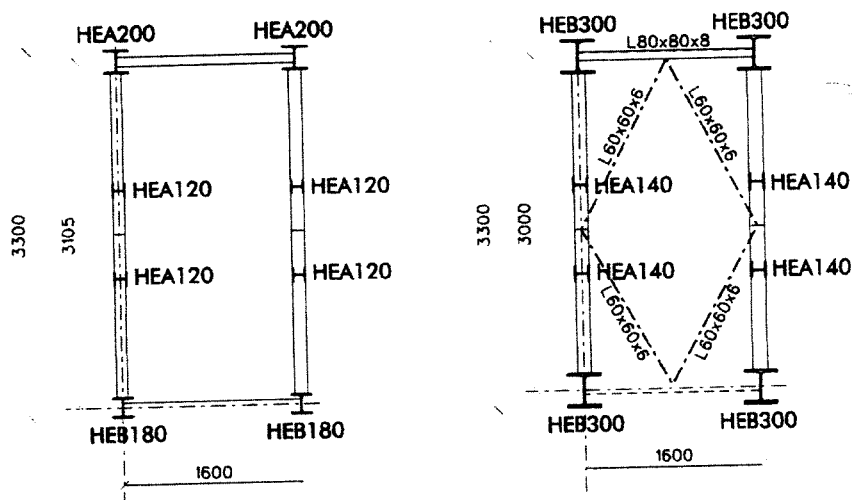


Figura VIII.62 – Cortes transversais no módulo extremo e no módulo central do cimbra móvel base (existente)

Numa primeira fase procurou-se viabilizar a utilização do cimbra base em obras com vãos superiores ao original, recorrendo para isso a reforços com pré-esforço convencional e com pré-esforço orgânico.

Todavia, verifica-se que dadas as características geométricas e mecânicas da estrutura existente, a aplicação de qualquer tipo de pré-esforço com traçados desenvolvidos no interior do contorno da peça não conduz a vantagens com uma expressão significativa.

Contrariamente, usando traçados exteriores ao contorno da peça torna-se viável a aplicação deste cimbra em obras com vãos significativamente maiores. Essa hipótese levanta contudo, significativos problemas de funcionalidade, já que, dependendo das características da obra, nomeadamente da configuração dos pilares, a existência de elementos inferiores ao banzo inferior pode constituir um obstáculo à transposição do cimbra de vão para vão.

No entanto, dada a significativa expressão dos resultados obtidos, e tendo em conta que tal condicionante poderá não ser impeditiva, entende-se que tal solução poderá constituir uma alternativa a considerar.

Posteriormente, e tendo em conta as considerações anteriores, concebeu-se um cimbra com as mesmas características fundamentais do cimbra base, mas no qual se procedeu a uma redistribuição da massa estrutural, assegurando uma maior área do banzo comprimido e afastando o centro de gravidade do centro geométrico da peça.

Conforme se irá verificar, esta solução, quando dotada de um sistema de pré-esforço orgânico, assegura não só a funcionalidade pretendida como também permite alargar significativamente a gama de vãos para os quais o cimbra é utilizável. Naturalmente, este tipo de soluções permite também que os mesmos cimbres sejam utilizados em obras com vãos semelhantes, mas com cargas lineares significativamente mais elevadas.

VIII.4.3.1 - Considerações de cálculo

Os modelos estruturais de análise são modelos de elementos finitos de barra, tendo-se considerado as características mecânicas dos vários perfis especificados no projecto do cimbra base, ou, no último caso, os perfis resultantes do redimensionamento.

Aço do cimbra

$$E_s = 200 \text{ GPa} \quad \sigma_{rd} = 235 \text{ MPa}$$

Cabos de Pré-esforço

$$f_{puk} = 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{p0,1k} = 1670 \text{ MPa}$$

$$E_p = 200 \text{ GPa}$$

$$C_{relax} = 5\%$$

$$\mu = 0.07$$

$$k = 0.01$$

As cargas consideradas são o peso próprio do cimbra, as cofragens e as sobrecargas de utilização. O pré-esforço é introduzido através de cargas concentradas.

Cargas Permanentes

$$\text{Peso próprio} = 78 \text{ kN/m}^3$$

Sobrecarga

$$\text{Peso do tabuleiro} = 25 \text{ kN/m}^3 \quad \text{Sobrecarga de serviço} = 1 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Cofragem} = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

No caso das estruturas com pré-esforço orgânico, sendo necessário definir os carregamentos evolutivos, admite-se que a betonagem é realizada por três mangueiras de betonagem localizadas aleatoriamente em três de cinco sectores de betonagem constituintes do tramo em construção. Despreza-se o atraso da resposta.

De forma a simplificar os cálculos e a objectivar a comparação, dimensionaram-se as várias soluções de forma a que a máxima tensão instalada nos banzos comprimidos seja semelhante à mesma tensão no cimbra original.

VIII.4.3.2 - Soluções com aproveitamento do cimbra existente

Conforme se referiu anteriormente, o traçado dos cabos de pré-esforço nesta situação só melhora o comportamento do cimbra móvel se, conforme se pode observar na figura VI.63, ultrapassar os contornos da estrutura. O desvio dos cabos na secção de meio vão realizam-se através de perfis em forma de V que prolongam as diagonais existentes.



Figura VIII.63 – Configuração tipo do traçado do cabo usando o cimbra existente

Os modelos considerados são semelhantes ao original, sendo acrescentados módulos idênticos ao módulo central do primeiro. Procedeu-se ao respectivo cálculo de acordo com os critérios apresentados, tendo-se chegado aos valores que constam do seguinte quadro.

	Solução A	Solução B	Solução C	Solução D
Reforço	Nenhum	Pré-esforço	Pré-esforço orgânico	Pré-esforço orgânico
L_{max} (m)	45	51	57	63
P^f (kN)	-	1 400	1 600	2 150
ΔP^{spo} (kN)	-	-	360	520
P^{spo} (kN)	-	-	7 200	10 400
Δ_c (MPa)	-	-	111	117
Δ_a (MPa)	-	-	159	190
σ_{max} (MPa)	192	191	192	202

Quadro VIII.38 – Caracterização e resultados das soluções A, B C e D

onde,

L_{max} (m) - vão máximo realizável

P^f (kN) - componente fixa do pré-esforço

P^{spo} (kN) - componente variável do pré-esforço

ΔP^{sp0} (kN) – incremento de força por contracção

σ_{max} (MPa) - tensão máxima em estado limite último

Salienta-se que, apesar da expressividade dos resultados, o aproveitamento de cimbres existentes com secções simétricas poderão acarretar as já referidas dificuldades processuais em obra que, não sendo ultrapassadas, poderão invalidar o seu potencial interesse.

VIII.4.3.3 - Solução com um cembre originalmente dimensionado para ser usado em obras com diferentes vãos

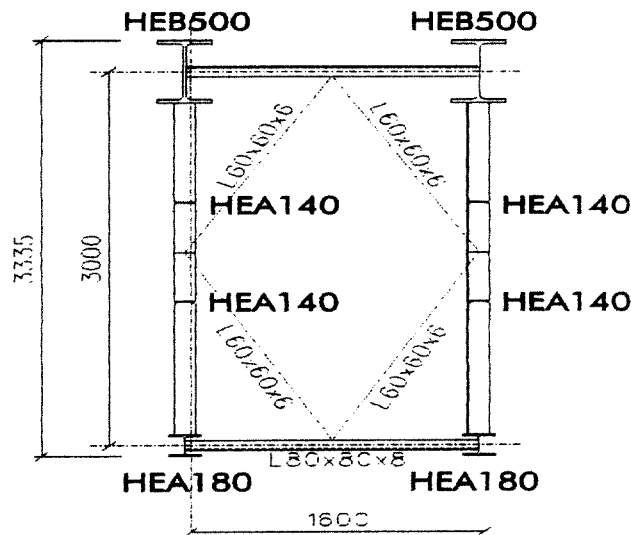


Figura VIII.64 – Corte transversal do módulo central do cembre móvel assimétrico

Neste caso encontra-se uma solução inequivocamente vantajosa na medida em que permite que um cembre, realizado aproximadamente com o mesmo volume de aço do cembre original, seja utilizado em obras com vãos até 57 m.

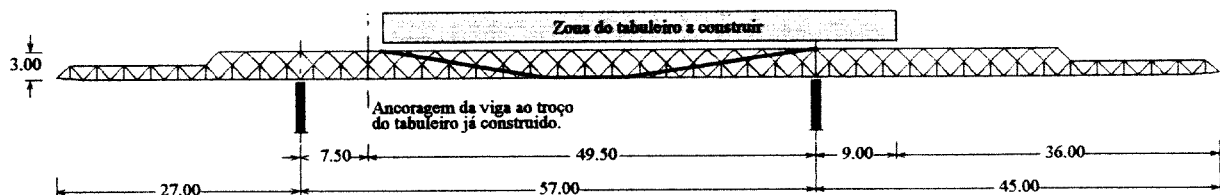


Figura VIII.65 – Cembre dimensionado para obras de vãos diferentes

O recurso a pré-esforço orgânico garante ao cembre da figura VIII.65, níveis de comportamento semelhantes aos do cembre original, podendo o primeiro ser usado em obras com vãos 25% superiores ao original.

	Solução C 1
Reforço	Pré-esforço orgânico
L_{max} (m)	57
P^f (kN)	160
ΔP^{spo} (kN)	7030
P^{spo} (kN)	33
Δ_c (MPa)	131
Δ_a (MPa)	185
σ_{max} (MPa)	214

Quadro VIII.39 – Caracterização e resultados das soluções C1

Note-se que seria impossível realizar um cimbra com o traçado proposto, com o vão em causa e com pré-esforço convencional na medida em que, conforme já se referiu tal solução conduziria a anti-flexões excessivas na ausência de carga, neste caso seriam provocadas compressões próximas de 600 MPa no banzo inferior.

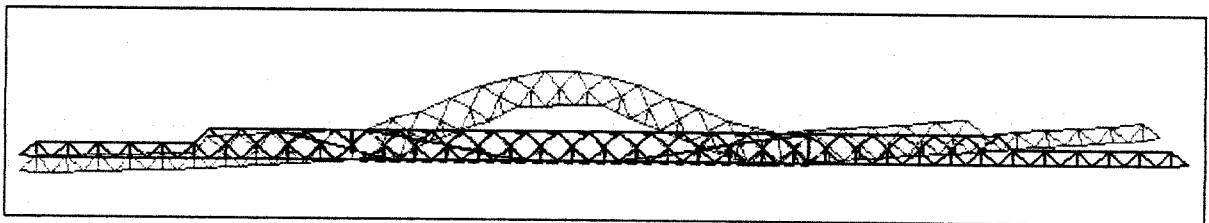


Figura VIII.66 – Deformada da estrutura devido à acção do peso próprio e do pré-esforço fixo

VIII.4.4 - Conclusões

Em termos comparativos com outras aplicações de pré-esforço orgânico anteriormente apresentadas, a presente aplicação revela algumas vantagens, nomeadamente no que respeita à sua aplicação a curto e a médio prazo: é economicamente atractiva na medida em que permite o recurso a meios que de outra forma seriam eventualmente inutilizados, envolve um grau de risco mais limitado, e é sociologicamente mais aceitável.

A aplicação de qualquer tipo de pré-esforço em cimbres metálicos só é vantajosa se os mesmos forem dimensionados para serem pré-esforçados (ou seja, se não tiverem secções simétricas) ou se os traçados ultrapassarem os seus contornos.

Este exemplo permite concluir que a aplicação de sistemas orgânicos em vigas de lançamento (dimensionadas para serem pré-esforçadas) constitui uma solução atractiva para o multi-aproveitamento das mesmas na construção de obras de arte com vãos ou cargas significativamente diferentes.

VIII.5 - OUTRAS APLICAÇÕES

Com base nos estudos anteriormente apresentados, e tendo em conta os resultados dos exemplos que se lhes seguiram, é possível conceber e desenvolver inúmeras outras aplicações onde, o recurso a pré-esforço orgânico ou a outro tipo de sistemas efectores podem potenciar as aptidões das estruturas que os incluem.

Aliás, numa publicação com particulares afinidades com o presente trabalho, Montens propõe uma aplicação com tirantes activos para controlar a flexão das torres de pontes atirantadas de grandes vãos [M2].

Nos pontos que se seguem são sinteticamente apresentadas outras aplicações onde se prevê que o uso deste tipo de soluções pode revelar-se especialmente vantajoso.

VIII.5.1 - Pontes móveis

Apesar de nos últimos anos terem sido desenvolvidos, com bons resultados, sistemas rotativos de eixo vertical para realizar pontes móveis [S1] e outro tipo de obras móveis de grandes dimensões [B1], o recurso a sistemas efectores poderá reincentivar o recurso a soluções clássicas (com eixo de rotação horizontal) na realização dessas obras.

Este tipo de aplicação, que se assume como uma forma mais completa de concretizar a "função muscular" já que associa a função estrutural à função motora, revela à partida excelentes potencialidades já que pressupõe que a acção estrutural – pré-esforço – seja máxima na situação mais desfavorável, que coincide precisamente com o início da função motora - levantamento.

Uma primeira aplicação básica deste conceito foi já anteriormente abordada, tendo como referência, precisamente, o sistema biomecânico constituinte do braço humano [P1].

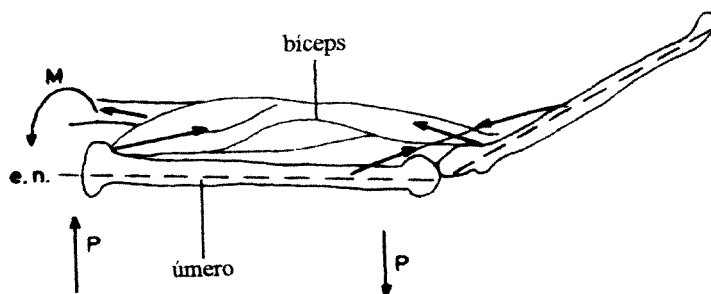


Figura VIII.67 – Esquema de levantamento do antebraço

Note-se que o braço humano quando passa da posição horizontal para uma posição intermédia (com o levantamento da parte posterior), o biceps exerce como que um "pré-esforço" no úmero, diminuindo as trações nas fibras superiores que nele se verificam

(aproximando o eixo neutro do centro de gravidade). Simultaneamente, a contracção deste músculo ajuda o levantamento da parte posterior do braço.

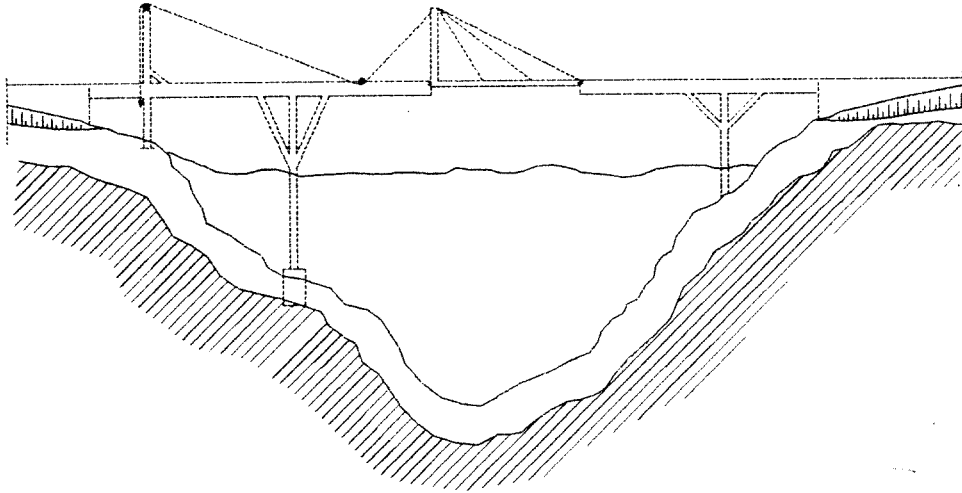


Figura VIII.68 – Esquema de uma ponte móvel com uma solução motora – estrutural semelhante ao braço humano [P1]

No modelo proposto a força motora e estrutural é realizada através de um depósito de água, cujo nível de enchimento define o ângulo de levantamento (ver figura seguinte). Esta solução foi alvo de uma análise estática simplificada onde se verificou que o efeito do pré-esforço pode viabilizar a realização de consolas com uma dimensão apreciável. Tal estudo foi complementado com ensaios qualitativos realizados num modelo reduzido, que comprovou as aptidões da solução em causa.

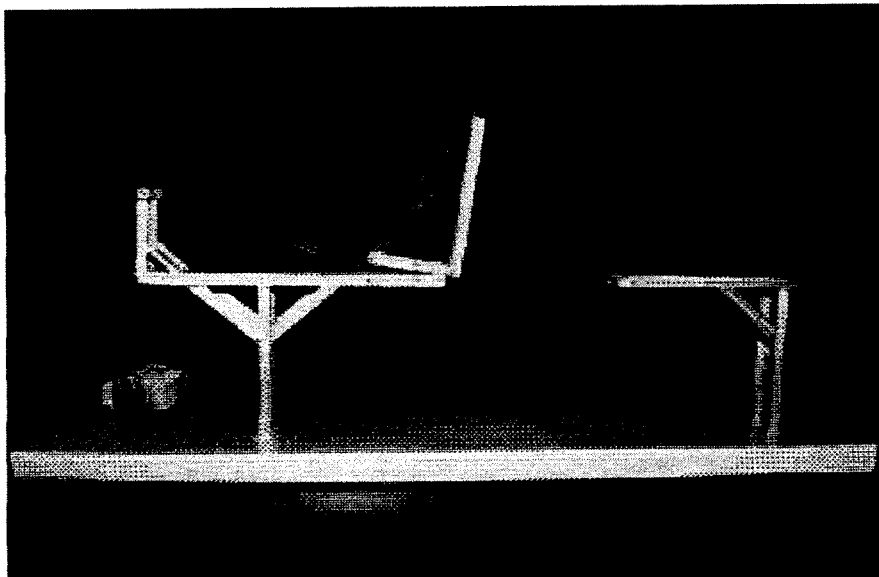


Figura VIII.69 – Fotografia do modelo reduzido [P1]

A concepção de estruturas com estas características será uma área de enorme interesse estrutural e com potencialidades viabilizadas pelo actual contexto tecnológico, nomeadamente, pelo grande desenvolvimento da óleo-hidráulica e dos sistemas de atirantamento e pré-esforço.

VIII.5.2 - Silos e reservatórios pré-esforçados

Em estruturas tubulares com ligação monolítica às lajes de fundo (onde os deslocamentos radiais e meridionais têm continuidade entre as paredes e a laje de fundo) são típicos os seguintes diagramas de momentos flectores nas secções verticais das paredes (*):

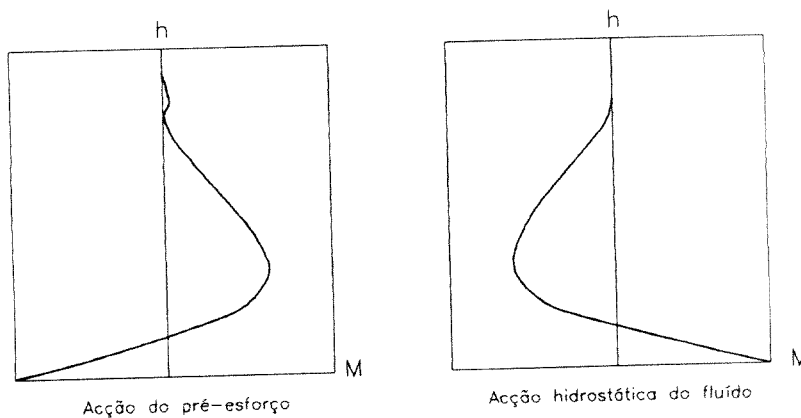


Figura VIII.70 – Diagramas de momentos flectores típicos em paredes de reservatórios com ligação monolítica á laje de fundo

De igual modo, em estruturas tubulares com ligação articulada às lajes de fundo (onde os deslocamentos radiais são contínuos, e os deslocamentos meridionais descontínuos) são típicos os seguintes diagramas de momentos flectores nas secções verticais das paredes:

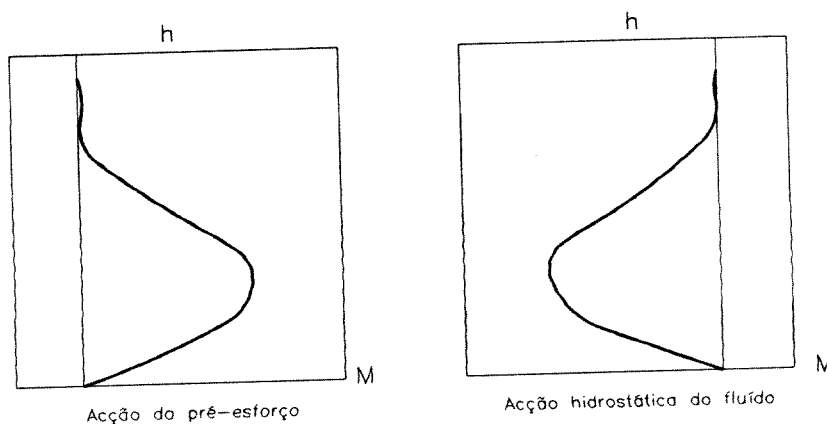


Figura VIII.71 – Diagramas de momentos flectores típicos em paredes de reservatórios com ligação articulada com a laje de fundo

(*) No presente raciocínio está-se a supor exclusivamente a acção do pré-esforço relativa a cabos horizontais, podendo-se supor um raciocínio semelhante para a acção de pré-esforço vertical.

É evidente que em qualquer um dos casos, a aplicação de pré-esforço fixo exige que as paredes sejam dimensionadas para o sustentar na ausência de carga. Ora, em termos de comportamento vertical, isso é equivalente a dimensionar as paredes para sustentar a acção isolada do impulso actuante.

No que diz respeito ao comportamento das paredes em termos de secções horizontais, o facto do reservatório (ou silo) estar vazio apenas implica um aumento de compressões. Este aspecto pode condicionar o dimensionamento da espessura das paredes [P9], e pode naturalmente conduzir a um aumento das perdas diferidas, nomeadamente as que resultam da fluência.

Assim sendo, é encontrado mais um caso onde a aplicação de pré-esforço orgânico se pode assumir particularmente vantajosa, já que pode, não só assegurar um melhor rendimento do pré-esforço (por redução de perdas) como pode permitir o dimensionamento mais ligeiro das estruturas em causa, tanto em termos de betão, como em termos de armaduras passivas.

Por outro lado, nesta aplicação o pré-esforço orgânico torna-se particularmente adequado por uma série de razões:

- o número de ciclos de carregamento esperados durante a vida deste tipo de obras é reduzido (esse número será no máximo na ordem das dezenas de milhar), pelo que os problemas de fadiga são potencialmente reduzidos, ou mesmo desprezáveis.
- os períodos de carregamento (iguais aos períodos necessários para efectivar o enchimento dos silos ou reservatórios) serão previsivelmente muito longos (da ordem dos minutos, horas, ou mesmo dias), pelo que não se levantam problemas dinâmicos, nem são necessárias elevadas potências.
- é particularmente fácil conceber soluções que permitam uma desejada acessibilidade para manutenção, calibragem e substituição de peças (ver figura VIII.73).
- poderão ser adoptados sistemas de sensorização alternativos baseados nos níveis de enchimento. O mesmo pode ser aplicado em relação aos sistemas de segurança (sendo particularmente fácil interromper um processo de enchimento no caso de avaria de um sistema orgânico).
- dado o reduzido risco envolvido, e o tipo de função em causa, é previsível uma elevada aceitabilidade sociológica da solução proposta
- dado o preciso conhecimento existente sobre os carregamentos, é possível otimizar as estratégias de controlo, sendo igualmente acessível a

eliminação de problemas indesejáveis na acção de controlo, como seja o caso da hiperactividade.

Salienta-se, finalmente, que a aplicação de pré-esforço orgânico neste tipo de estruturas será compatível com tecnologias recentemente propostas, nas quais se visa otimizar os processos construtivos, e rentabilizar o pré-esforço, como é o caso dos sistemas Snoko.

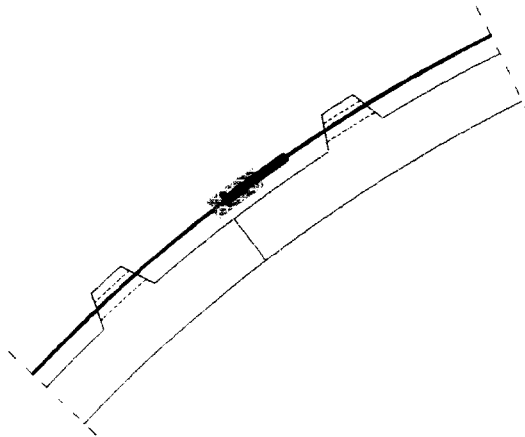


Figura VIII.72 – Esquema de aplicação de pré-esforço orgânico em silos pré-fabricados com base no sistema Snoko [K1]

VIII.5.3 - Reabilitação de pontes

O estado de degradação a que chegaram muitas das pontes integradas nas redes rodoviárias e ferroviárias dos diversos países tem impulsionado a implementação de diversos programas de reabilitação [C1, P10, R1], quer de pontes mais antigas quer de pontes mais recentes. Aliás prevê-se que a reparação e reforço de pontes venha a ser, nas próximas décadas, uma área de investimento preferencial no sector de obras públicas de vários países [P6].

Isto é especialmente verdade nos países mais desenvolvidos e nos países que se envolveram mais directamente na 2ª Guerra Mundial, já que terá sido nestes que se verificaram as maiores taxas de construção deste tipo de obras nas décadas de 50 e de 60. Efectivamente, é precisamente nas obras com 30 a 40 anos de serviço que se verifica o maior número de casos que carecem de intervenções prioritárias [P10, R1]. Salienta-se que, em alguns países, nomeadamente na Itália, se justifica um maior investimento na reabilitação do que na construção de novas pontes [P10].

Mas para além do envelhecimento das pontes, há um inequívoco aumento dos volumes e das cargas de tráfego e uma evolução dos critérios de projecto (por exemplo, o aumento dos coeficientes de segurança e dos níveis de comportamento exigidos em serviço) que tornaram as pontes do pós-guerra inadequadas em relação aos actuais níveis de utilização e de exigência social.

Infelizmente, até alguns anos atrás, a concepção das pontes não tinha em consideração a sua inevitável reabilitação e a necessidade do seu eventual reforço, pelo que tais tarefas constituem quase sempre um desafio técnico e de engenho que cada vez mais é também um problema de inadiável carácter económico.

A importância dada à reabilitação de pontes tem levado a serem crescentemente exigidas medidas de projecto que facilitem intervenções futuras nas obras actuais. Exemplos dessas medidas são a opção por pré-esforço exterior, frequentemente parcial, ou por dispositivos adicionais em obras com uma importância moderada [P10].

Em consonância com tal evolução, tem sido feitos inúmeros trabalhos científicos (teóricos e experimentais) visando desenvolver uma série de técnicas adequadas para os problemas em causa. Essas técnicas assumem uma enorme diversidade, sendo conhecidas técnicas de reforço com novos materiais compósitos [L1, M1, S3], técnicas de reforço com perfis metálicos [P8], técnicas de reforço com pré-esforço exterior [F1, I1, R4, R5, S2, S4, S5, T1], etc.

Poderá dizer-se que a reabilitação de pontes surge associada à ocorrência de uma ou mais das seguintes condições [S5]:

- *defeitos inerentes* (erros de projecto, má qualidade dos materiais, deficiente construção) - fissuração, deformações excessivas e vibrações;
- *avarias acidentais* (ocorrência de acções raras não previstas, excesso de carga, sismos, ciclones, incêndios e guerra) - tais avarias podem ocorrer em qualquer fase da vida da obra;
- *deterioração* (processo lento resultante da combinação de vários fenómenos - abrasão, corrosão, fadiga, etc.)
- *alteração das condições de serviço* (aumento das cargas estimadas ou alteração do programa de funcionamento da obra, por exemplo, por aumento do número de faixas de rodagem)

Naturalmente, uma vez conhecida a razão da reabilitação, devem ser conjugados todos os valores que irão determinar, em última instância, qual a solução mais adequada em cada caso. É fundamental ter em conta os custos envolvidos, a facilidade de execução, a possibilidade de reforço sem alterar as características fundamentais da obra original (valores histórico-culturais), etc. Em circunstâncias não raras, conclui-se ser preferível construir uma obra nova de raiz.

As técnicas com recurso a novos materiais, como, por exemplo, fibras de carbono CRFP ou fibras de vidro GRFP [L1, M1], são normalmente indicadas para estruturas com problemas específicos (corrosão, fadiga, etc.), sendo pouco indicadas para as situações mais correntes, principalmente devido a condicionantes de ordem económica. O seu actual ritmo de desenvolvimento poderá, no entanto, promover esta alternativa como uma solução muito importante a médio prazo [M1]. O recurso a perfis metálicos e a outras soluções convencionais

de reforço têm um campo de aplicação que é bem conhecido ser limitado. O recurso a pré-esforço exterior constitui uma solução especialmente adequada para grande parte dos casos actualmente identificados como merecedores de processos de reabilitação [1]. Para além de conduzir a resultados satisfatórios, o reforço com pré-esforço exterior beneficia, em princípio, de uma significativa facilidade construtiva, podendo ser executado com um elevado controlo de qualidade [R4].

De uma forma sintética, podem ser salientados os seguintes aspectos da técnica de reforço com pré-esforço exterior:

- a transferência de forças à estrutura tem que ser efectuada de uma forma segura - pode ser necessário executar novos maciços de ancoragem e selas de desvio (em betão ou com perfis metálicos), podendo ainda ser necessário realizar reforços transversais;
- é muito importante o sistema de protecção contra a corrosão [I1];
- a inserção das ancoragens pode ser muito difícil, principalmente se estas se localizarem nas vigas estribo;
- normalmente, os reforços com pré-esforço exterior fazem uso de traçados simples em troços lineares [I1];
- em geral, o reforço de pontes visa melhorar as condições de funcionamento em serviço e não em estado limite último [I1].

Tendo em consideração o exposto e relembando as aptidões específicas do pré-esforço orgânico, concluir-se-á que o pré-esforço orgânico exterior pode constituir uma técnica alternativa e de grande eficiência para a reabilitação e o reforço de pontes.

Efectivamente, a maior rentabilidade do pré-esforço orgânico e a possibilidade inerente de utilizar níveis mais altos de pré-esforço total poderão conduzir a soluções com maior durabilidade, melhor comportamento em serviço e com menores exigências em termos de adaptação das estruturas originais.

Esta solução será tanto mais vantajosa quanto maior for o aumento de capacidade de carga que se pretenda conferir às obras a reabilitar. Efectivamente, em estruturas com elevados graus de pré-esforço já aplicados pode ser difícil ou até errado conseguir um aumento substancial da capacidade de carga por aplicação de pré-esforço fixo, já que tal implicaria a instalação de estados de tensão muito elevados, podendo daí resultarem processos de fissuração longitudinal e/ou deformações excessivas. Nesses casos, seria necessário aumentar as secções de betão armado ou, assim se sugere, optar por pré-esforço orgânico.

O pré-esforço orgânico poderá também constituir uma solução interessante quando não se pretenda um aumento importante da capacidade de carga mas seja antes fundamental assegurar níveis muito exigentes do comportamento em serviço e uma elevada durabilidade.

É necessário ter em conta as eventuais dificuldades técnicas de montagem das ancoragens e as dificuldades de acessibilidade a essas ancoragens para posteriores processos de manutenção e calibragem (o que no caso de vigas caixão poderá ser relativamente simples). É também necessário ter em atenção que o comportamento destas estruturas é, provavelmente, não linear, o que implica uma adaptação da estratégia proposta [P3, P4, P5].

Finalmente, é importante salientar que é previsível que esta aplicação de pré-esforço tenha grande aceitabilidade pela sociedade, uma vez que permite manter em funcionamento, sem qualquer alteração visível, obras com um elevado "capital de confiança e afectividade" nessa mesma sociedade.

VIII.6 – BIBLIOGRAFIA

- A1 • ACI - Part - 4 (Manual of Concrete Practice), “Bridge Analysis and Design”, American Concrete Institute, 1993
- B1 • Bijkerk J. H., Pruijssers A. F., Deighton S. F. R., “Storm surge barrier new waterway, near Hook of Holland in the Netherlands”, - in *New Technologies in Structural Engineering* - Proceedings of IABSE International Conference, Lisboa, págs. 1147-1162, 1997
- C1 • Corven, John A., “Overview on External Prestressing in the World Application in North America”, in “External Prestressing in Structures”, AFPC, France, 1993
- E1 • Eurocode 1, ENV 1991 - Part 3 - “Basis of Design and Actions on Structures - Traffic Loads on Bridges”, Draft, 1993
- E2 • Eurocode 2, ENV 1992, “Design of Concrete Structures Part 2 - Concrete Bridges”, Draft 8, 1994
- F1 • Falkner Horst, Huang Zhen, Teutsch Manfred, (Tec. Univ. Braunschweig, Germany), “Strengthening Bridges with Unbonded Prestressing”, *Structural Engineering International*, 1995
- I1 • Iványi G., Buschmeyer W., “Strengthening bridge superstructures due to external prestressing: experiences in design and construction”, FIP Symposium on Post-Tensioned Concrete Structures, London, págs. 387-397, 1996
- K1 • Knauff Micha, Sadowski, A., “Prestressing of circular tanks with tendons connected on the circumference- Snoko System”, FIP Symposium on Post-Tensioned Concrete Structures, London, págs. 1014-1021, 1996
- L1 • Leeming M. B., Garden H. N., Darby J. J., Muchel & Partners “The rehabilitation of deteriorated post-tensioned beams by bonding with composite plates”, FIP Symposium on Post-Tensioned Concrete Structures, London, págs. 434-443, 1996
- M1 • Meier Urs, “Advanced composites for structural repair: european perspective”, in “Recent advances in Bridge Engineering and Repair”, Proceedings of a US-Europe Workshop on Bridge Engineering, Barcelona, 1996
- M2 • Montens Serge, “A global concept for the 21st century bridges: Parastressing”, - in *New Technologies in Structural Engineering* – Proceedings of IABSE International Conference, Lisboa, págs. 649-656, 1997
- P1 • Pacheco P., 1993, “*Soluções da Natureza para Problemas Estruturais*”, Dissertação de Mestrado, F.E.U.P.
- P2 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A. “*Effector Systems in Structures*”, in “Conceptual Design of Structures” - Proceedings of IASS Symposium, Stuttgart, 1996
- P3 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A. “*Dimensionamento de Estruturas Orgânicas*”, in “*Betão Estrutural 96* – Comunicações do 6º Encontro Nacional do GPPE, Lisboa, p. 1.97-1.108, 1996
- P4 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., “*Organically Prestressed Multi-Span Continuous Box Girders*” - in *New Technologies in Structural Engineering* – Proceedings of IABSE International Conference, Lisboa, págs. 527-534, 1997
- P5 • Pacheco, P., Quinaz, M. C., Adão da Fonseca, A. “Aplicação de pré-esforço orgânico em cimbres móveis” – Comunicações do 1º Encontro de Estruturas Metálicas e Mistas, Porto, 1997

- P6 • Pacheco, P., Adão da Fonseca, A., “Aplicação de pré-esforço orgânico na reabilitação e reforço de pontes”, Comunicações das Jornadas Luso-Moçambicanas de Engenharia de Estradas e Pontes, aguarda publicação
- P7 • Paultre Patrick, Chaallal Omar, Proulx Jean, “Bridge dynamic amplification factors – a review of analytical and experimental findings”, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 19, págs- 260-277, 1992
- P8 • Perez Gabriel A., Rodriguez S. Mata, “Rehabilitación de puentes”, Puentes de Hormigon –Cimento – Hormigon nº 748, Instituto Español del cemento y sus aplicaciones, 1995
- P9 • Peter J., “Silo at Schelklingen, Germany: large-capacity silo for cement clinker”, FIP - Handbook of Practical Design -” Example of the design of Concrete Structures”, Thomas Telford, 1990
- P10 • Petrangeli, Mario P., “External prestressing for bridge repair – the Italian Experience”, in “Recent advances in Bridge Engineering and Repair”, Proceedings of a US-Europe Workshop on Bridge Engineering, Barcelona ,1996
- Q1 • Quinaz, Carlos M., “Estruturas de Aço e Mistas Pré-Esforçadas”, Dissertação apresentada à F.E.U.P. para obtenção de grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil
- Q2 • Quinaz, Carlos M.; Mota Freitas, J. A., “Estruturas de Aço e Mistas Pré-Esforçadas”, Encontro Nacional Betão Estrutural 1994, Porto
- R1 • Radomski Wojciech, “Application of external prestressing for strengthening of bridge structures in Poland”, in “Recent advances in Bridge Engineering and Repair”, Proceedings of a US-Europe Workshop on Bridge Engineering, Barcelona ,1996
- R2 • Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, Decreto Lei nº 349-C/83, Imprensa Nacional da Casa da Moeda, 1983
- R3 • Regulamento de Segurança e Acções par Estruturas de Edifícios e Pontes, Porto Editora, 1993
- R4 • Reis A. J., “Pré-esforço exterior em pontes : desenvolvimentos e realizações”, - in “Betão Estrutural 96” – Comunicações do 6º Encontro Nacional do GPPE, Lisboa, p. 3.63-3.79, 1996
- R5 • Robson A., Craig J. M., “The design of the strengthening of the A3/31 Flyover – Guildford”, FIP Symposium on Post- Tensioned Concrete Structures, London, págs. 406-415, 1996
- S1 • Sanchis J. I. G., “Elementos de elevación y de ripado”, Cimento – Hormigon nº 748, Instituto Español del cemento y sus aplicaciones, 1995
- S2 • Shawwaf K. “Rehabilitation and strengthening of concrete structures by post-tensioning methods”, FIP Symposium on Post- Tensioned Concrete Structures, London, págs. 416-423, 1996
- S3 • Seible F., “Advanced composites in bridge infrastructure renewal – U. S. perspective”, in “Recent advances in Bridge Engineering and Repair”, Proceedings of a US-Europe Workshop on Bridge Engineering, Barcelona ,1996
- S4 • Slater W. M., “Long term performance of external post-tensioning of existing structures”, FIP Symposium on Post- Tensioned Concrete Structures, London, págs. 444-453, 1996
- S5 • Straininger Walter, Wicke Manfred, “Bridge Strengthening with Additional Prestressing”, Structural Engineering International, 1995
- T1 • Taerwe Luc R., “Non-metallic reinforcement for concrete structures” - in *New Technologies in Structural Engineering* - Proceedings of IABSE International Conference, Lisboa, págs. 15-24, 1997

- VI • VSL International, "External Prestressing – Design Considerations VSL External Tendons Examples from Practice", 1- VSL Report Series, VSL International Ltd, Berne, 1990

Capítulo 9

Conclusão

ÍNDICE

CAPÍTULO 9 - CONCLUSÃO

IX.1 – SOBRE SISTEMAS EFECTORES.....	1
IX.2 – SOBRE O PRÉ-ESFORÇO ORGÂNICO	1
IX.2.1 – ASPECTOS A DESENVOLVER EM FUTUROS TRABALHOS DE INVESTIGAÇÃO	4
IX.3 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	5
IX.4 – BIBLIOGRAFIA	7

IX.1 – Sobre sistemas efectores

No início deste trabalho estudaram-se os sistemas efectores existentes na Natureza – os músculos – e, tendo em conta a sua integração biomecânica, foram identificadas as suas potencialidades estruturais. Posteriormente desenvolveu-se um exemplo de sistema effector que revelou inequívocas virtudes.

Acredita-se que o interesse da comunidade científica nesta matéria poderá promover o desenvolvimento de outros sistemas efectores que, reflectindo aspectos do comportamento dos músculos que aqui, porventura, não foram identificados, ou recorrendo a outros “transformadores de energia”, possam constituir novos passos da evolução da Engenharia Estrutural.

Entre os aspectos que não foram desenvolvidos salientam-se os sistemas efectores que recorrem a soluções micro-estruturais – *os materiais adaptativos*. Esta matéria já tem sido alvo de inúmeros trabalhos noutras vertentes de aplicação, mas está ainda arredada das áreas de investigação científica da Engenharia Civil.

Conforme se referiu na Introdução, os sistemas efectores são elementos estruturais com a capacidade de transformar certas formas de energia em rigidez - a grande vantagem é que a energia não tem peso próprio. O limite das potencialidades dos sistemas efectores é a imaginação e a capacidade de concepção dos investigadores e dos projectistas.

IX.2 – Sobre o pré-esforço orgânico

A metodologia desenvolvida revelou-se consistente e capaz de concretizar as aptidões do pré-esforço orgânico, ou seja, minorar os efeitos contraproducentes do pré-esforço convencional e ampliar as suas virtudes. Verificou-se que os principais efeitos indesejáveis da acção de controlo podem ser evitados adoptando procedimentos expeditos na fixação dos parâmetros de controlo.

A estratégia de controlo proposta, sendo muito simples, torna-se de fácil aplicação e com um risco de mal-funcionamento reduzido uma vez que não recorre a controladores. No entanto, pode revelar-se menos robusta em estruturas sujeitas a carregamentos rápidos quando comparados com o período de vibração natural da estrutura. Aliás, pode ser optimizada em várias vertentes que serão seguidamente propostas para futuros trabalhos de investigação.

Confirmou-se a viabilidade tecnológica da implementação da metodologia proposta, na medida do conhecimento existente, tendo-se verificado que os parâmetros de interface com os sistemas mecânicos e electrónicos podem ser facilmente dominados e relacionados com o comportamento estrutural. No que diz respeito a esta matéria, também subsistem algumas questões que só poderão ser ultrapassadas na sequência de trabalho experimental.

Verificou-se que, efectuando determinadas adaptações, é possível integrar as particularidades do pré-esforço orgânico nos procedimentos habituais de cálculo de estruturas pré-esforçadas, ficando assim criada uma plataforma processual para calcular estruturas com pré-esforço orgânico.

Com base em estudos paramétricos e em exemplos numéricos, estabeleceu-se uma matriz de procedimentos que permite uma rápida aproximação às soluções desejadas em processos de dimensionamento de estruturas com pré-esforço orgânico. Esses procedimentos poderão ser aperfeiçoados com a experiência e poderão ser adaptados a outras estratégias de controlo que se desenvolvam.

Nos exemplos numéricos, tornou-se claro que, devido à redução de perdas, no pré-esforço orgânico o pré-esforço é mais rentabilizado do que no pré-esforço convencional. Aliás, podendo com esta técnica ser aplicados níveis de pré-esforço mais elevados, torna-se possível tirar mais partido dos benefícios que lhe são característicos. Assim, o pré-esforço orgânico permite não só alcançar melhores níveis de comportamento em serviço como também viabilizar soluções que de outro modo são inexecutáveis.

Salienta-se que, como é óbvio, as vantagens do pré-esforço orgânico poderão ser potenciadas pelo recurso a novos materiais (como por exemplo a aramida, com uma capacidade resistente significativamente superior à do aço ($f_{puk} = 2800 \text{ MPa}$) [A1]).

Em todo o caso, essas vantagens, que são inequívocas, devem ser confrontadas com as exigências necessárias para a sua implementação e com as suas limitações. Nesta fase do conhecimento podem salientar-se as seguintes vantagens e limitações:

Desvantagens ou limitações	Vantagens
Custo dos sistemas mecânicos e electrónicos	Maior durabilidade das estruturas
Necessidade de manutenção	Maior leveza e esbelteza das estruturas
Consumo energético	Melhor comportamento em serviço
Menor aceitabilidade sociológica	Maior liberdade de concepção
Comportamento em estado limite último mais sensível	Menor custo das estruturas base

Quadro IX.1 – Principais vantagens e limitações do pré-esforço orgânico

À partida, o pré-esforço orgânico é uma técnica com um campo de aplicação semelhante ao do pré-esforço convencional. Dentro desse contexto, em cada caso, devem ser avaliadas uma série de características fundamentais da estrutura e das solicitações a que a mesma está sujeita para se ajuizar qual o tipo de pré-esforço mais vantajoso. Serão, na generalidade, fundamentais os seguintes aspectos:

- (1) - importância relativa das cargas variáveis
- (2) - frequência de carregamentos elevados
- (3) - rapidez dos carregamentos elevados
- (4) - características geométricas
- (5) - risco aceitável
- (6) - outros condicionalismos

(1) – Quanto maior for a importância relativa das cargas variáveis face a todas as cargas existentes mais evidentes se tornam as vantagens do pré-esforço orgânico. Saliencia-se que o facto de o pré-esforço orgânico permitir o aligeiramento de estruturas pode constituir um factor cumulativo, na medida em que tal assegura a redução da importância relativa das cargas permanentes.

(2) – Em princípio, os carregamentos elevados têm uma frequência baixa. Porém, no caso contrário, o pré-esforço orgânico pode deixar de ser vantajoso. Um exemplo típico é o caso de pontes rodoviárias com muito elevados volumes de tráfego de pesados. Este aspecto, como é evidente, está relacionado com a fadiga.

(3) – A aplicabilidade de pré-esforço orgânico com a estratégia proposta compreende a existência de efeitos dinâmicos moderados. Por exemplo, é conveniente verificar que não se está perante estruturas muito flexíveis sujeitas a carregamentos elevados e rápidos, pois nesses casos a acção de controlo, que por hipótese tem que ser rápida, pode provocar vibrações importantes nas estruturas. A rapidez dos carregamentos elevados também tem como consequência serem necessárias potências elevadas.

(4) – No que respeita às características geométricas, serão de considerar dois aspectos fundamentais: os aspectos construtivos e as características mecânicas das secções das peças a pré-esforçar. A consideração do primeiro aspecto é fundamental na medida em que permite, numa primeira abordagem, ponderar a viabilidade da realização de sistemas orgânicos na estrutura em causa. No que respeita ao segundo aspecto, o pré-esforço orgânico é mais vantajoso em peças com elevado rendimento mecânico. Note-se que, ao contrário do pré-esforço convencional, no qual são necessárias grandezas mínimas da área e da inércia, no pré-esforço orgânico apenas é fundamental a inércia (devido às condições relativas ao comportamento em estado limite último).

(5) – O risco aceitável depende evidentemente da natureza do empreendimento. Dadas as propriedades dos sistemas envolvidos, em estruturas com pré-esforço orgânico praticamente qualquer nível de fiabilidade pode ser assegurado – é essencialmente uma questão de custo. A consideração deste factor deve ser feita no sentido de ponderar em cada situação se o custo necessário para assegurar o nível de fiabilidade pretendido é proporcional à natureza do empreendimento. Será aqui de realçar que, em estruturas com desempenhos transitórios, por exemplo em estruturas provisórias usadas em alguns métodos construtivos, a fiabilidade

exigível pode ser menor uma vez que o período de vida e as consequências de uma avaria também o são.

(6) - Ainda no âmbito de uma análise prévia das características fundamentais da estrutura, poderão ser relevantes outros condicionalismos de vária ordem. Entre estes, podem dar-se como exemplos o financiamento do empreendimento(*), a aceitação sociológica(**), ou ainda a necessidade de mão de obra especializada na montagem dos sistemas orgânicos.

IX.2.1 - Aspectos a desenvolver em futuros trabalhos de investigação

Como é característica de qualquer área inovadora, nesta existe uma imensa variedade de trabalhos de investigação por fazer, podendo os principais aspectos ser integrados dentro dos seguintes quatro vectores de desenvolvimento:

• *desenvolvimento tecnológico*

- projectar e desenvolver ancoragens vocacionadas para solicitações de carácter cíclico de forma a assegurarem a estanqueidade dos cabos não aderentes (investigação multi-disciplinar)

• *desenvolvimento experimental*

tornou-se claro ao longo do texto que, apesar da metodologia proposta recorrer muito a soluções tecnológicas bem conhecidas, é necessário trabalho experimental antes de se proceder à sua implementação em obra. Os aspectos fundamentais a estudar são os seguintes:

- testar ancoragens orgânicas
- estudar a influência do calor e do desgaste mecânico em processos de fadiga nos cabos orgânicos
- estudar a influência das não linearidades dos materiais na robustez da estratégia de controlo proposta
- avaliar as incertezas da acção de controlo
- avaliar as incertezas do comportamento dos materiais
- proceder a ensaios de carga para avaliação do comportamento global

• *desenvolvimento teórico-experimental*

- definir critérios de caracterização e quantificação de carregamentos evolutivos

(*) Note-se que em obras com pré-esforço orgânico devem ser previstos custos fixos de utilização.

(**) É previsível que algumas pessoas tenham dificuldade em aceitar o comportamento orgânico das estruturas com pré-esforço orgânico (assim como algumas pessoas revelam reservas em fazer uso de elevadores).

- definir critérios e parâmetros para análise de fiabilidade e verificação da segurança (aferir os critérios propostos)

- *desenvolvimento teórico*

- desenvolver estratégias de controlo usando técnicas de optimização
- desenvolver estratégias de controlo com outro tipo de traçados
- desenvolver estratégias de controlo mais robustas para solicitações rápidas (com bombas de caudal variável)
- desenvolver estratégias de controlo recorrendo a controladores
- ensaiar numericamente outro tipo de aplicações (pontes ferroviárias, etc..)

IX.3 – Considerações finais

Pelos motivos expostos, entende-se que a aplicação de sistemas efectores em estruturas é uma área com enormes potencialidades no actual contexto da Engenharia Estrutural, assumindo este trabalho um contributo concreto para o seu desenvolvimento.

O pré-esforço orgânico é um exemplo de sistema efector cujas virtudes, evidenciadas nesta Tese, justificam a realização de trabalho experimental.

Apesar da investigação sustentada na observação da Natureza se compadecer com reflexões de carácter especulativo, está-se em crer que, com disciplina, é possível não perder a objectividade tão necessária na actividade de investigação. Aliás, procurar conhecimento nesta área é um privilégio – é-o pelo objecto da observação, mas também o é por se dar mais valor ao que o Homem já aprendeu e desenvolveu.

Será certo que ao longo deste trabalho foram encontradas algumas respostas mas, na verdade, várias questões novas foram levantadas (talvez mais do que as primeiras), pelo que o repto de resolver mais algumas não deve ser renegado.

Para todos os efeitos, o trabalho está iniciado.

IX.4 – Bibliografía

- A1 • Aparicio A. C., “Presente y futuro de los puentes com pretensado exterior”, Puentes de Hormigon – Cimento –Hormigon nº 748, Instituto Español del cemento y sus aplicaciones, 1995

Glossários

GLOSSÁRIO 1

Símbolo Significado

(com base em caracteres árabes)

a	constante
A	área de uma secção, secção fisiológica transversal de um músculo
A_c	secção transversal de um músculo contraído
b	constante
c	quantidade de matéria óssea gerada por reacção química
C	consumo energético
C_σ	consumo energético para manter uma tensão
C_{ijkl}	tensor de constantes elásticas
E	módulo de elasticidade
E_c	módulo de elasticidade à compressão
E_q	energia química
E_{esp}	módulo de elasticidade específico
E_t	módulo de elasticidade à tracção
f	frequência
f_{max}	frequência máxima
F	força
f_t	força actuante por actina
F_t	força actuante por sarcómero
F_{um}	força média gerada por uma unidade motora
G	módulo de torsão
K	rigidez
K(t)	rigidez função do tempo
k_i	número de filamentos
K_{ij}	tensor de constantes
L	comprimento
l_c	comprimento da cabeça de uma actina
L₀	comprimento inicial, comprimento de um músculo estendido
L_R	comprimento real
L_V	comprimento virtual
n	número inteiro
P_{max}	potência máxima
P_V	potência volumétrica específica
U	fluxo de matéria óssea
t	instante
v	velocidade de contracção
V	volume

W_m	trabalho por unidade de massa
W_v	trabalho por unidade de volume

Símbolo Significado

(com base em caracteres gregos)

c_e	capacidade de encurtamento
r_e	máxima reserva de encurtamento
$\Delta L_d, \Delta L^+_d$	variação de comprimento à direita (negativo e positivo)
$\Delta L_s, \Delta L^+_s$	variação de comprimento à esquerda (negativo e positivo)
ΔL_R	variação de comprimento real
ΔL_V	variação de comprimento virtual
Δt	intervalo de tempo
$\Delta \epsilon$	variação de deformação
$\Delta \sigma$	variação de tensão
α	constante ou ângulo
β	constante
δ	deslocamento
ϵ	deformação, encurtamento
ϵ'_{ij}	tensor de deformações original
ϵ_c	deformação de um músculo contraído
ϵ_{ij}	tensor das deformações
ϵ_{uc}	deformação na rotura à compressão
ϵ_{ut}	deformação na rotura à tracção
γ	densidade local da matriz óssea
η	eficiência
η_{max}	eficiência máxima
μ	constante
θ	ângulo
ρ	peso específico
σ	tensão normal
σ_0	tensão isométrica
σ_{ij}	tensor das tensões
σ_u	tensão de rotura
σ_{uc}	tensão normal de rotura à compressão
σ_{ut}	tensão normal de rotura à tracção
τ	tensão tangencial
τ_u	tensão tangencial de rotura
ξ	fracção de volume da matriz óssea
ψ	velocidade específica
ψ_0	velocidade específica inicial

GLOSSÁRIO 2

Símbolo Significado

(com base em caracteres árabes)

A	área de uma secção
A_{cil}	área da base do êmbolo do cilindro de esticamento
AD	componente de amplificação dinâmica
AD^j	componente de amplificação dinâmica associada a uma contracção do sistema orgânico j
AD^Q	componente de amplificação dinâmica característica da solicitação Q
a_{maxC}	aceleração máxima produzida pela acção de controlo
a_{maxQ}	aceleração máxima produzida pela acção exterior Q
A_p	área da armadura de pré-esforço
A_s	área da secção S , ou área de uma secção de aço passivo
A_{spo}	área da armadura de pré-esforço orgânico
$A\alpha$	área de um elemento estrutural com material α ou área do elemento α
b	largura de uma peça
bw	largura da alma de uma peça
c	amortecimento, índice referente ao betão
CAD	coeficiente de amplificação dinâmica
CAD^Q	coeficiente de amplificação dinâmica na acção exterior Q
CAD^{po}	coeficiente de amplificação dinâmica na acção de um sistema orgânico
C_{fi}^i	conjunto de fibras de igual tendência referenciado com o índice i
C_i	constantes com índice i
C_j^I	coeficiente de interactividade do sistema orgânico j na ocorrência do modo de interactividade I
d	distância, amplitude de uma vibração, altura útil de uma secção
D	dano por fadiga
\bar{d}	afastamento de dois veículos consecutivos
D_i	dano por fadiga provocado pelos carregamentos associados à classe i
d_{iq}	distância entre as cargas i e $i+1$ de uma composição de cargas concentradas
d_m	abscissa da secção de máxima flecha
e	excentricidade de um cabo de pré-esforço
E	módulo de elasticidade, acção do sismo
$e(j)$	função de endurecimento
$E'_{c,j}$	módulo de elasticidade do betão, no dia j após a betonagem, corrigido
e_0	excentricidade inicial de um cabo de pré-esforço
E_c	módulo de elasticidade do betão

$E_{c,j}$	módulo de elasticidade do betão no dia j após a betonagem
\bar{E}_c	módulo de elasticidade do betão equivalente
E_c'	valor real do módulo de elasticidade do betão
E_p	módulo de elasticidade do aço de pré-esforço
E_s	módulo de elasticidade do aço da armadura passiva
e_u	excentricidade de um cabo de pré-esforço na configuração de rotura
E_α	módulo de elasticidade do material α
f	flecha de um cabo, frequência própria de uma estrutura
F	força, valor da sobrecarga transversal linear
f_0	frequência de referência – constante
f_{fat}	índice referente à fadiga
f_c	fibra de controlo, frequência de contrações
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cd,j}$	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão na idade j
$f_{c,i}$	fibra de controlo i da estrutura
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck,j}$	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão na idade j
$f_{c,l}$	fibra de controlo l do sistema orgânico
$f_{cm,j}$	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão na idade j
f_d	frequência de descontrações
F_{max}	força máxima
F_{min}	força mínima
$f_{p0,1k}$	valor característico da tensão limite de proporcionalidade a 0.1% do aço de pré-esforço
f_{puk}	valor característico da tensão de rotura do aço de pré-esforço
f_{tyd}	valor de cálculo da tensão de cedência ou da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0.2 % em tracção do aço de armaduras ordinárias
F_α	força instalada no material α
G	acção das cargas permanentes
H	função de Heavyside
H^*	função de Heavyside alterada
H_v	período de vida de um elemento estrutural
i	número de referência de uma fibra de controlo no sistema global – estrutura
I	momento de inércia, índice relativo a uma forma de interactividade
I_0	momento de inércia polar
I_{0i}	momento de inércia polar concentrado no ponto i
$I_{0\alpha}$	momento de inércia polar numa parte α de uma estrutura
i_q	carga concentrada com a referência i
i_{qfat}	caso de carga na verificação da resistência à fadiga
I_s	momento de inércia da secção S

j	número de referência de um sistema orgânico, ou de uma base de controlo
\bar{j}	número de referência de um sistema orgânico coexistente com uma secção em análise
k	instante (tempo num domínio discreto – número inteiro) - fase de um do carregamento - fase de um processo, desvio angular parasita, rigidez e factor de sensibilidade
K	constante, rigidez
k_{atc}	quantidade de instantes discretos a que é equivalente o atraso da resposta
k_{atc}^j	quantidade de instantes discretos a que é equivalente o atraso da resposta do sistema orgânico j
k_i	constante i
K_{vi}^p	rigidez de continuidade na extremidade p do vão vi
l	número de referência de uma fibra de controlo no sistema local de um sistema orgânico
L	vão de um elemento estrutural ou comprimento medido por um extensómetro
L_0	comprimento de referência de um extensómetro
L_c	comprimento de um cabo de pré-esforço
L_c	curso do cilindro de esticamento numa contracção
$\bar{L}_{c, j}$	comprimento de sobreposição de um determinado cabo com um cabo j
L_C	comprimento cuja medição origina uma contracção
L_d	curso do cilindro de esticamento numa descontração
L_D	comprimento cuja medição origina uma descontração
L_i	posição do anel de bloqueio
L_p	comprimento de uma parte p de uma estrutura
L_r	valor do comprimento real medido por um extensómetro
L_T	curso total do êmbolo de um cilindro de esticamento
L_v	vão com o número de referência v
L_v	largura de uma via de rodagem
\bar{L}	comprimento de um veículo
L_α	comprimento de uma parte α de uma estrutura
m	massa
M	momento flector
M_0	momento de descompressão
\bar{M}	momento flector hiperstático
\bar{M}_p	momento flector hiperstático devido ao pré-esforço
\bar{M}_{pu}	momento flector hiperstático unitário devido ao pré-esforço
\bar{M}_s^j	Momento hiperstático na secção s devido à acção do sistema orgânico j
\bar{M}_u	momento flector hiperstático unitário
\bar{M}_α	momento flector hiperstático devido a um fenómeno α , ou em correspondência com uma força α

$M^{\bar{a}}$	momento flector devido a uma rotação unitária em A
$M_d^{\bar{a}}$	momento flector á direita da secção A devido a uma rotação unitária em A
$M_e^{\bar{a}}$	momento flector á esquerda da secção A devido a uma rotação unitária em A
max	índice que qualifica uma grandeza máxima
Máx(Φ)	máximo valor atingido pela função Φ
min	índice que qualifica uma grandeza mínima
M_p	momento flector devido ao pré-esforço
$M_{v_i}^P$	momento flector na extremidade p do vão v_i
MQ	momento flector devido à acção da sobrecarga
$M_{Q,i}$	linha de influência para momentos flectores em i para cargas verticais
MQψ	momento flector devido à acção da sobrecarga quando esta assume uma parte ψ do seu valor característico
M_s	momento flector na secção S
Msd	valor de cálculo do momento flector actuante
Msd'	valor de cálculo do momento flector actuante desprezando efeitos de 2ª ordem
n	número de cabos de pré-esforço, número inteiro
N	número de ciclos de carga
N*	número de ciclos de carga correspondente ao vértice de uma curva de resistência à fadiga
n_{ao}	número de ancoragens orgânicas
nc	número de contracções consumidas por um sistema orgânico
nc_d	número de contracções equivalentes realizadas pelo sistema orgânico j tendo em conta as vibrações (valor não inteiro)
nc_i	número de casos de carga considerados num espectro
nc_j	número de contracções consumidas pelo sistema orgânico j
nc_j^f	número de contracções consumidas pelo sistema orgânico j até ao inst. t
nc_k	número de contracções consumidas até à fase de carregamento k
nc_j^k	número de contracções consumidas pelo sistema orgânico j até à fase de carregamento k
nc_{max}	número máximo de contracções que um sistema orgânico pode mobilizar
nc_{max,j}^{fat}	número máximo de contracções a que um sistema orgânico j está sujeito numa combinação de acções
nc_{max,j}^{iq}	número máximo de contracções a que cada sistema orgânico j está sujeito no caso de carga iq de uma combinação
nc_t	número total de contracções produzidos por um sistema orgânico durante um carregamento
nc_t	número de contracções consumidas por um sistema orgânico até ao instante t
ni	número de ciclos de carga produzidos pela classe i
nk	número total de fases de um carregamento
n_m	número de processos de calibragem
N_p	número de passagens por ano de um veículo

nq	número de cargas concentradas de uma composição de cargas concentradas
Nri	número de ciclos de carga admissível com o carregamento da classe i
n_{rpm}	número de rotações por minuto de um motor ou de uma bomba
Nsd	valor de cálculo do esforço axial actuante
nso	número total de sistemas orgânicos que constituem um aparelho orgânico
nvi	número total de vãos de uma estrutura
$n\bar{C}$	número de activações esperadas
O_a^k	ordem de actividade no instante k
p	valor característico da carga permanente distribuída, pressão ou sollicitação global
P	força de pré-esforço, acção de pré-esforço
P_∞	força de pré-esforço a tempo infinito
P'_0	força de pré-esforço inicial na origem (força de esticamento)
P_0	força de pré-esforço inicial (após perdas instantâneas)
P_0^α	força de pré-esforço da componente α após a instalação
$P_0'^\alpha$	força de esticamento da componente α de pré-esforço
$\bar{M}_{p,i}$	momento flector hiperstático em i devido ao pré-esforço
	força de pré-esforço dependente da sobrecarga
P_b	potência de uma bomba
pc	percentagem de perdas compensáveis
P^f	força de pré-esforço no sistema fixo (convencional), acção do pré-esforço fixo
P_{fat}^{spo}	força de pré-esforço orgânico mobilizada durante um carregamento equivalente de fadiga
P^{fo}	força de pré-esforço da componente fixa do pré-esforço orgânico
pi	contribuição da classe i para um espectro de carregamentos, factor de distribuição
pm	carga distribuída equivalente
p_{max}	pressão máxima
P_{max}	força de pré-esforço máxima
P_{min}	força de pré-esforço mínima
P^r	força de pré-esforço de uma solução de referência
P^{ppo}	força de pré-esforço da componente variável do pré-esforço orgânico
P_u	força de pré-esforço instalada na configuração de rotura
$p_{5\sigma}$	erro percentual aceitável na avaliação de tensões
p_ε	precisão de um extensómetro
q	acção exterior ou carga distribuída
Q	acção de uma sobrecarga, acção de um carregamento evolutivo ou caudal
\bar{Q}	carga transmitida por veiculo
Q^*	nível de carga que provoca o início da acção de controlo

\bar{Q}_α	caudal de carga que passa sobre uma secção α
Q_i	valor da carga representativa da classe i
Q_{iq}	valor do carregamento evolutivo devido à acção da carga q_i
$qz \bar{q}$	variação no tempo de carga distribuída
r	espessura do revestimento
Rd	esforços resistentes de cálculo
s	índice referente a armaduras passivas traccionadas
S	secção genérica de uma estrutura
s'	índice referente a armaduras passivas comprimidas
Sc	secção de controlo
Sc_i	secção de controlo i da estrutura (numeração global)
Sc_l	secção de controlo l do sistema orgânico (numeração local num sistema orgânico)
Sc'_l	secção de controlo l do sistema orgânico j
Sd	esforços actuantes de cálculo
Sm	secção genérica localizada a montante de uma secção de controlo
SPO ou spo	sistema de pré-esforço orgânico – ou acção de um sistema de pré-esforço orgânico
SPO_j	sistema de pré-esforço orgânico j – ou acção do sistema de pré-esforço orgânico j
S_α	esforços devidos à acção α
$S_{\alpha k}$	valores característicos dos esforços devidos à acção α
t	tempo
T	período, período de vibração
TI	fase não controlada de um carregamento
Tai	períodos de activação de um sistema orgânico
T_c	período de uma contracção
Tcd	período que medeia duas contracções consecutivas de acordo com a análise dinâmica
Tci	períodos de contracção de um sistema orgânico
Tct	período que medeia duas contracções consecutivas de acordo com a análise a análise estática
T_{cT}	período total de contracções
Tdi	períodos de descontração de um sistema orgânico
T_d^k	período de uma descontração na fase k
Te	período de tempo que decorre deste que a tensão na secção de controlo é idêntica à margem de compressão (na fase decrescente) até a mesma se anular
t_k ou t^k	instante correspondente à fase k de um processo, ou instante k
$t_{Sc_l}^{k*}$	instante virtual no qual é emitido um sinal de activação no sistema orgânico j se a secção de controlo Sc_l do sistema j for condicionante na fase k do carregamento em causa
$t_{Sc_l}^{j*}$	instante no qual ocorre um máximo tensional na secção de controlo Sc_l do sistema orgânico j

T_p	tempo necessário para se efectuar um carregamento
T_{pq}	factor de carregamento distribuído
u	deslocamento
$u(kT)$	sequência discreta de controlo
$u_o(t)$	força aplicada em função do tempo ou resposta estática em termos de deslocamentos
$u_i(t)$	sinal de controlo em função do tempo
\dot{u}	velocidade
\ddot{u}	aceleração
$u(t)$	resposta dinâmica em termos de deslocamentos
v	velocidade linear
V	distância de uma fibra ao centro de gravidade de uma secção
\bar{v}	velocidade média linear
\bar{v}_c	velocidade média crítica
V_{cd}	termo corrector da teoria da Treliça de Morch
v_{cil}	velocidade do êmbolo do cilindro de esticamento
V_g	volume de óleo transportado por contracção
v_i	vão i
V_{oi}	volume de óleo
V_{Rd}	valor de cálculo do esforço transversal resistente
V_s	distância de uma fibra ao centro de gravidade na secção S
V_{sd}	valor de cálculo do esforço transversal actuante
V_{wd}	valor de cálculo da resistência das armaduras ao esforço transversal
W	abscissa do ponto de perda por entrada das cunhas nula, acção do vento
w	frequência angular sem amortecimento
$w_o(t)$	excitação dinâmica em função do tempo
w_a	frequência angular com amortecimento
x	abscissa ou posição do eixo neutro
\bar{x}	abscissa de uma fibra pertencente a um conjunto de fibras de igual tendência
x_f	abscissa final
x_i	abscissa inicial
x_s	abscissa da secção S
y	ordenada
$y(kT)$	sequência discreta da resposta
$y_o(t)$	resposta estrutural prevista em função do tempo
$y_i(t)$	resposta medida na estrutura em função do tempo
y_α	deslocamento vertical de uma secção α
z_o	abscissa de menor valor de um conjunto de fibras de igual tendência
z_l	de maior valor de um conjunto de fibras de igual tendência
z_α	cota relativa de aplicação da força instalada no material α , ou cota

relativa de uma fibra extrema do material α

Símbolo Significado

(com base em caracteres gregos)

α	coeficiente de homogeneização, ou variável alfanumérica usada no glossário
$\alpha(j)$	função de endurecimento do betão
β	ângulo de desvio
$\bar{\beta}$	ângulo de desvio adicional
$\beta_\alpha(t)$	funções caracterizadoras da retracção relacionadas com um aspecto α , em função do tempo
χ	parâmetro de ponderação
$\delta\varepsilon$	desvio de medição da deformação
δa	máximo desvio percentual aceitável da medição
δp	máximo desvio percentual na medição num sensor (precisão)
Δ	variação finita, perda, quantidade finita, margem, deslocamento
Δ_a	margem de actividade ou limite de compressão
Δ_{ai}	margem de actividade ou limite de compressão da fibra de controlo i do sistema global
$\Delta_{ai,r}$	valor real da margem de actividade da fibra de controlo i do sistema global
Δ_{al}	margem de actividade ou limite de compressão da fibra de controlo l do sistema local
Δ_{al}^j	margem de actividade ou limite de compressão da fibra de controlo l do sistema local (função característica curso-tempo do cilindro de esticamento numa contracção do sistema orgânico j)
Δ_{cil}	curso do êmbolo de um cilindro de esticamento
$\bar{\Delta}_e^{spo}$	deslocamento produzido na secção de controlo por uma contracção de um sistema orgânico (em análise estática)
$\bar{\Delta}_{al}^k$	valor limite máximo de compressões produzidas na fibra de controlo l do sistema orgânico j na fase k de um carregamento
Δ_{atc}	atraso na resposta numa contracção
Δ_{atd}	atraso na resposta numa descontração
Δ_{iat}	componente i do atraso da resposta
Δ_{iatc}	componente i do atraso da resposta numa contracção
Δ_{iatd}^j	atraso da resposta numa contracção do sistema j
Δ_{iatd}	componente i do atraso da resposta numa descontração
Δ_{iatd}^j	atraso da resposta numa descontração do sistema j
Δ_{iatc}^j	componente i do atraso na resposta do sistema orgânico j numa contracção
	componente i do atraso na resposta do sistema orgânico j numa

$\Delta \dot{t}_{ard}$	descontração
Δik_{ard}	componente i do atraso na resposta de um sistema orgânico numa descontração que ocorre na fase k
Δ_c	margem de compressão
Δ_{ci}	margem de compressão da fibra de controlo i do sistema global
$\Delta_{ci,r}$	valor real da margem de compressão da fibra de controlo i do sistema global
Δ_{cl}	margem de compressão da fibra de controlo l do sistema local
Δ_{cl}^j	margem de compressão da fibra de controlo l do sistema local do sistema orgânico j
$\overline{\Delta}_{cl}^{j,k}$	valor limite mínimo de compressões produzidas na fibra de controlo l do sistema orgânico j na fase k de um carregamento
Δd	flecha elástica em cálculo dinâmico
Δe	cha elástica em cálculo estático
ΔF	variação ou acréscimo de força
ΔF_c	variação de força instalada no betão
ΔF_p	variação de força instalada no aço de pré-esforço
ΔF_s	variação de força instalada no aço passivo
ΔF_α	variação de força instalada no material α
ΔL	comprimento de um segmento, comprimento de um elemento finito
Δlc	comprimento do curso de entrada das cunhas
Δl_m	variação de comprimento possível de medir com um erro inferior a um determinado valor
Δl_{mi}	variação de comprimento possível de medir por um sensor com um erro inferior a um determinado valor
Δl_α	variação de comprimento do elemento α , ou variação de comprimento de um elemento numa zona α de uma estrutura
Δnc^j	variação do número de contrações devido ao efeito dinâmico
Δp	variação ou diferença de pressão
Δp_{max}	diferença de pressão máxima
Δp_0	diferença de pressão na origem
ΔP_a	perda de pré-esforço devido ao atrito
$\Delta \dot{P}_a$	variação linear da perda por atrito
ΔP_c	perda de pré-esforço devido à entrada das cunhas
ΔP_d^α	perda de pré-esforço diferida na componente α de pré-esforço
ΔP_e	perda de pré-esforço devido fenómenos elásticos
ΔP_i^α	perda de pré-esforço instantânea na componente α de pré-esforço
ΔP_t^α	perda de pré-esforço transitória na componente α de pré-esforço
$\Delta P_{t,j}^\alpha$	perda de pré-esforço transitória na componente α de pré-esforço devido

	à acção do sistema orgânico j
$\Delta \bar{P}_{t,j}^\alpha$	perda de pré-esforço transitória componente α de pré-esforço devido a uma contracção do sistema orgânico j
ΔP_{SPO}	variação da força instalada no cabo devido a uma contracção de um sistema de pré-esforço orgânico
ΔP_{SPOj}	variação da força instalada no cabo devido a uma contracção do sistema de pré-esforço orgânico j
$\Delta \bar{P}^{spo}$	variação da força instalada no cabo devido a uma contracção de um sistema de pré-esforço orgânico
$\Delta \bar{P}^{spoj}$	variação da força instalada no cabo devido a uma contracção do sistema de pré-esforço orgânico j , ou força de esticamento numa contracção do sistema de pré-esforço orgânico j
$\Delta \bar{P}_0^{',spoj}$	força de esticamento numa contracção do sistema de pré-esforço orgânico j
Δu	flecha na configuração de rotura
$\Delta \delta \varepsilon n$	extensão no betão no centro de gravidade de uma secção devido à acção das cargas exteriores e dos sistemas orgânicos
$\Delta \delta \varepsilon m$	curvatura numa secção devido à acção das cargas exteriores e dos sistemas orgânicos
Δx	grandeza de um percurso
Δx_{max}	grandeza máxima de um percurso
$\Delta \varepsilon_c$	acréscimo de deformação no betão
$\Delta \bar{\varepsilon}_c$	valor médio do acréscimo de deformação no betão
$\Delta \varepsilon_{ci}$	acréscimo de deformação no betão devido à recuperação de perdas
$\Delta \varepsilon_p$	acréscimo de deformação no aço de pré-esforço
$\Delta \varepsilon_s$	acréscimo de deformação no aço passivo traccionado
$\Delta \varepsilon_s'$	acréscimo de deformação no aço passivo comprimido
$\Delta \varepsilon_\alpha$	acréscimo de deformação no material α
$\Delta \bar{\varepsilon}_\alpha$	valor médio do acréscimo de deformação no material α
$\Delta \sigma$	variação de tensão
$\Delta \sigma_{fat}$	amplitude tensional de fadiga admissível
$\Delta \sigma_{fat}^*$	amplitude tensional de fadiga admissível para o número N^* de ciclos de carga
$\Delta \sigma_{max}$	amplitude tensional máxima
$\Delta \sigma_{max}^j$	valor da máxima amplitude tensional no orgânico j
$\Delta \sigma_p$	variação ou perda de tensão na armadura de pré-esforço
$\Delta \sigma_{pL}$	perda de tensão na armadura de pré-esforço na abcissa L
$\Delta \sigma_{spo}$	variação de tensão na armadura do pré-esforço orgânico
$\Delta \sigma_{t,j}^\alpha$	perda de tensão transitória no sistema de pré-esforço α devido à acção do sistema j
$\Delta \bar{\sigma}_{t,j}^\alpha$	perda de tensão transitória no sistema de pré-esforço α devido a uma contracção do sistema j

$\Delta\sigma_{p,\alpha}$	perda de tensão devido a um fenómeno α (α pode ser: c – fluência; g – acções permanentes; po – pré-esforço inicial, r – relaxação; s – retracção)
$\Delta\sigma_{p,(t_{i+1}-t_i),\alpha}$	perda de tensão devido a um fenómeno α no periodo decorrente entre os instantes t_i e t_{i+1} .
$\Delta\sigma_{Scj}^{spo^{int}}$	variação tensional interactiva provocada pelo aparelho orgânico na secção de controlo Scj
$\Delta\sigma_S^{t_i,t_{i+1}}$	variação de tensão numa fibra da secção S entre os instantes t_i e t_{i+1}
$\Delta\sigma_S^{t_i,t_{i+1}},r$	valor real da variação de tensão numa fibra da secção S entre os instantes t_i e t_{i+1}
$\Delta\sigma_\alpha$	variação de tensão no material α
ε	deformação
ε_{ec}	valor esperado da deformação devido a uma contracção
ε_c	deformação no betão
ε_{cc}	deformação no betão devida à fluência
ε_{cs}	deformação no betão devida à retracção
ε_{cs0}	valor de referência da deformação no betão devida à retracção
$\bar{\varepsilon}_c$	deformação média no betão
$\bar{\varepsilon}_\alpha$	deformação média no material α
$\bar{\varepsilon}_{cc}$	deformação média no betão devida à fluência
ε_p	deformação na armadura de pré-esforço
ε_{pf}	deformação na armadura de pré-esforço fixo
ε_{pv}	deformação na armadura de pré-esforço orgânico
ε_r	valor real de uma deformação
ε_s	deformação no aço passivo traccionado
ε_t	valor teórico ou esperado de uma deformação
ε_s'	deformação no aço passivo comprimido
$E_s(SPO)$	grau de efectividade de um sistema orgânico na secção S
E_s^j	grau de efectividade do sistema orgânico j na secção S
$\phi(t)$	função característica curso-tempo do cilindro de esticamento numa contracção
Φ_c	coeficiente de fluência
γ	intensidade relativa da acção de controlo
γ_α	coeficiente de segurança afecto à acção α , ou ao material α
γ_{sd}	coeficiente de segurança para determinação de valores de cálculo actuantes
$\gamma_{s,fat}$	coeficiente de segurança no aço à fadiga
η_{mh}	rendimento mecânico-hidráulico de uma bomba
$\eta\bar{M}_{p,i}$	coeficiente de influência em i

η_t	rendimento total de uma bomba
η_{tc}	parte de um período de tempo na qual um sistema orgânico está em actividade
η_{vol}	rendimento volumétrico de uma bomba
μ	coeficiente de atrito
$\bar{\mu}$	coeficiente de atrito equivalente
ξ	coeficiente de amortecimento
$\xi(t)$	função característica curso-tempo do cilindro de esticamento numa descontração
σ_c	tensão no betão
$\sigma_{c,\alpha}$	tensão no betão devido ao fenómeno
σ_c^α	tensão no betão devido à acção α , ou devido à componente α de pré-esforço
$\sigma_{c,p0}^\alpha$	tensão no betão devido ao pré-esforço inicial da componente α
σ_p	tensão na armadura de pré-esforço
σ_{p0}	tensão inicial na armadura de pré-esforço
σ_s	tensão numa fibra da secção S , ou tensão na armadura passiva
$\dot{\sigma}_s$	velocidade de evolução tensional numa fibra da secção S
$\sigma_s^{AO^k}$	tensão produzida numa fibra da secção S pelo aparelho orgânico na fase k do carregamento
σ_s^t	tensão no instante t numa fibra da secção S
$\sigma_s(\alpha)$	tensão numa fibra da secção S devido à acção do fenómeno α
$\sigma_s^t(\alpha)$	tensão numa fibra da secção S devido à acção do fenómeno α no instante t
$\sigma_s^k(\alpha)$	tensão numa fibra da secção S devido à acção do fenómeno α na fase de carregamento k
σ_s^d	tensão numa fibra da secção S quando a carga Q se encontra a uma distância d da origem
$\sigma_s^d(Q)$	tensão numa fibra da secção S devido á acção da carga Q quando esta se encontra a uma distância d da origem
$\bar{\sigma}(SPO)$	amplitude tensional gerada por uma contração unitária de um sistema orgânico
$\bar{\sigma}_c^{spoj}$	variação de tensão no betão devido a uma contração do sistema orgânico j
$\bar{\sigma}_s(SPO)$	amplitude tensional numa fibra da secção S gerada por uma contração unitária de um sistema orgânico
$\bar{\sigma}_s^{spo}$	amplitude tensional numa fibra da secção S gerada por uma contração unitária de um sistema orgânico
σ_s^{spo}	tensão total numa fibra da secção S sob a acção de controlo do sistema orgânico spo
$\bar{\sigma}_s^{spoj}$ $\bar{\sigma}_s^j$	amplitude tensional numa fibra da secção S gerada por uma contração unitária do sistema orgânico j
$\sigma_s^{nck}(SPO)$	tensão numa fibra da secção S devido à acção de um sistema orgânico

	<i>SPO</i> quando estão mobilizadas nc_k contracções
$\sigma_s^{nc_k}(SPO_j)$	tensão numa fibra da secção <i>S</i> devido à acção do sistema orgânico <i>SPO_j</i> quando estão mobilizadas nc_k contracções
$\sigma_s^k(SPO_j)$	tensão devido à acção do sistema orgânico <i>SPO_j</i> na fase de carregamento <i>k</i> numa fibra da secção <i>S</i>
σ^*	tensão produzida num ciclo de interactividade por contracção, em cada base de controlo
σ_I^*	valor próprio associado ao modo de interactividade <i>I</i> , (tensão produzida no ciclo de interactividade <i>I</i> por contracção, em cada base de controlo)
$\sigma_{I,j}^{INT}$	tensão produzida na base de controlo <i>j</i> , pela acção interactiva na ocorrência do modo de interactividade <i>I</i>
$\sigma_{I,j}^{AO}$	tensão produzida na base de controlo <i>j</i> , pelo aparelho orgânico na ocorrência do modo de interactividade <i>I</i>
σ_j^j ou $\sigma_j^{spo_j}$	tensão produzida pelo sistema orgânico <i>j</i> na sua base de controlo
$\sigma_S^{Q\psi}$	tensão total produzida na secção <i>S</i> durante a efectivação total de um carregamento distribuído <i>Q</i>
$\sigma_S(Q_d)^\psi$	tensão produzida na secção <i>S</i> devido à acção de uma percentagem ψ do carregamento <i>Q</i>
θ	rotação
τ	variável no tempo, instante
τ_i	tensões resistentes ao esforço transversal
Ω	factor que relaciona as duas componentes de pré-esforço orgânico
ψ	percentagem de carregamento ou valor reduzido
ψ_0	valor reduzido de combinação
ψ_1	valor frequente
ψ_2	valor quase permanente
$\psi(x)$	função de forma
$\zeta_\alpha(x)$	deformada de uma parte α de uma estrutura
ζ	coeficiente característico de uma válvula redutora de pressão

Símbolo Significado

(matrizes e vectores com base em caracteres árabes)

$[M_a]^k$	matriz de actividade de um aparelho orgânico
$[M_a^Q]^k$	matriz de actividade de um aparelho orgânico perante a acção do carregamento evolutivo <i>Q</i>
$[M_{Tiso}]^j$	matriz de incrementos tensionais unitários produzidos pelos sistemas orgânicos nas secções de controlo do aparelho orgânico
$[M_{TQ}]^k$	Matriz de tensões produzidas nas secções de controlo por uma qualquer acção exterior
$[M_{TQ}^\alpha]^k$	Matriz de tensões produzidas nas secções de controlo ao longo do carregamento α

$[T^v]^k$	vector de instantes virtuais de emissão de sinais na fase k
$[V_a^Q]^k$	vector da evolução de actividade de um sistema orgânico perante a acção do carregamento evolutivo Q
$[V_a]_j$	vector de actividade de um aparelho orgânico
$[V_a^I]$	vector de actividade deslizante associado ao modo de interactividade I (vector próprio associado ao modo de interactividade I).
$[\bar{V}_a^{CI}]$	vector de actividade referente a um ciclo de interactividade
$[V_a^k]_j$	vector de actividade de um aparelho orgânico na fase k de um processo
$[V_{TAO}^k]$	vector de tensões produzidas pelo aparelho orgânico nas respectivas fibras de controlo na fase k de um carregamento evolutivo
$[V_{TT}^k]$	vector de tensões totais nas fibras (ou bases) de controlo de um aparelho orgânico na fase k de um carregamento evolutivo
$[\bar{V}_{TT}^{CI}]$	vector de tensões totais nas bases de controlo de um aparelho orgânico durante um ciclo de interactividade
$[\bar{V}_{TT}]$	vector de tensões totais produzidas nas fibras (ou bases) de controlo de um aparelho orgânico
$[V_{TP}]_i$	vector de tensões permanentes nas fibras (ou bases) de controlo de um aparelho orgânico
$[V_{TQ}^k]_i$	vector de tensões nas fibras de controlo de um aparelho orgânico na fase k de um carregamento evolutivo Q , devido à acção do mesmo

Símbolo Significado

(matrizes e vectores com base em caracteres gregos)

$[\Delta a]_j^t$	matriz de margens de actividade (ou limites de compressão) de um aparelho orgânico
$[\bar{\Delta} a^k]_j^t$	matriz de valores limite máximos de compressões produzidas nas secções de controlo de um aparelho orgânico na fase k de um carregamento
$[\Delta c]_j^t$	matriz de margens de compressão de um aparelho orgânico
$[\bar{\Delta} c^k]_j^t$	matriz de valores limite mínimos de compressões produzidas nas fibras de controlo de um aparelho orgânico na fase k de um carregamento
$[\bar{\sigma}]_j^t$	matriz característica do sistema estático

