

 M 2016

U. PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

CONSTRUÇÃO DE PONTES TIPO "BOWSTRING" E ESTRUTURAS METÁLICAS AUXILIARES

NUNO VASCO MARTINHO CASEIRO
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ÁREA CIENTÍFICA

CONSTRUÇÃO DE PONTES TIPO “BOWSTRING” E ESTRUTURAS METÁLICAS AUXILIARES

NUNO VASCO MARTINHO CASEIRO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA À FACULDADE DE ENGENHARIA
DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM ÁREA CIENTÍFICA

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Presidente: Professora Doutora Elsa Sá Caetano

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Vogal: Professor Doutor José Miguel Freitas Castro

SETEMBRO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

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

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

À minha esposa Filomena e aos meus filhos Maria Leonor e João Vasco

*A cultura assusta muito.
É uma coisa apavorante para os ditadores.
Um povo que lê nunca será um povo de escravos
António Lobo Antunes*

AGRADECIMENTOS

O autor gostaria de agradecer à empresa Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A., sua entidade empregadora, a oportunidade que proporcionou para a realização desta dissertação, apostando na valorização dos seus principais activos que são os seus colaboradores.

À minha esposa, Filomena, e aos meus filhos, Maria Leonor e João Vasco, que são a inspiração da minha vida, que demonstraram uma elevada resiliência pelas horas dispensadas na elaboração deste documento.

Um agradecimento ao Engenheiro Baldomiro Xavier e ao Engenheiro Paulo Matias Ramos pelo incentivo, dada a elevada dificuldade em aliar uma intensa vida profissional no mundo da construção ao dedicado estudo académico.

Um agradecimento ao colega Engenheiro Miguel Mimoso pelo tempo despendido na troca de ideias bastante úteis para levar a cabo esta tarefa.

Um agradecimento especial ao Professor Rui Calçada pelas directivas essenciais à elaboração da dissertação.

RESUMO

No primeiro capítulo faz-se uma breve descrição sobre a evolução histórica dos materiais e soluções estruturais de pontes e o aparecimento das pontes do tipo *Bowstring* e das estruturas auxiliares e provisórias essenciais na sua construção.

No segundo capítulo apresenta-se um resumo sobre os conceitos fundamentais no dimensionamento de estruturas, dando maior foco à questão da estabilidade.

O terceiro capítulo tem como principais objectivos: (i) abordar as fases construtivas mais importantes na montagem da superestrutura (tipo *Bowstring*) da Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado; (ii) abordar o comportamento/estabilidade da estrutura metálica da Ponte, durante o faseamento construtivo; e (iii) abordar o comportamento/estabilidade das estruturas metálicas auxiliares mais importantes. Relativamente ao ponto (i) descreve-se o processo de lançamento incremental do tabuleiro metálico da Ponte e a construção dos arcos incluindo a instalação dos pendurais e o abaixamento do tabuleiro para a sua posição final. No ponto (ii) faz-se a verificação da segurança estrutural do tabuleiro da Ponte, durante o lançamento incremental, e da estrutura dos arcos nas diferentes fases de construção. No ponto (iii) faz-se a verificação da segurança estrutural das torres metálicas provisórias durante a fase de construção dos arcos.

Na verificação da segurança das torres metálicas provisórias, os pilares, constituídos por tubos com secção da classe 4, foram os elementos que revelaram maior dificuldade na análise. Assim, no sentido de aprofundar melhor os conhecimentos relativos a este tipo de elementos, no último e quarto capítulo realiza-se uma análise de sensibilidade relativa ao efeito dos reforços metálicos, aplicados num elemento constituído por uma casca cilíndrica (tubo), na carga crítica de encurvadura.

PALAVRAS-CHAVE: "Bowstring", Estruturas Auxiliares, Estabilidade, Dimensionamento, Reforços.

ABSTRACT

In the first chapter it is done a description about the historical evolution of the structural materials and solutions of bridges and the appearance of bridges Bowstring Type and of the auxiliary and temporary structures essentials in its construction.

In the second chapter it is presented an overview of the key concepts in the design of structures, giving greater focus to the issue of stability.

The third chapter has as main objectives: (i) address the most important constructive steps in assembling the superstructure (Bowstring type) of the Railway Bridge over the Sado River; (ii) address the behaviour/stability of the metallic structure of the Bridge, during the construction phases; (iii) address the behaviour/stability of the most important auxiliary metallic structures. Concerning point (i), it is described the incremental release process of the metallic deck of the Bridge and the arcs construction, including installing hangers and lowering the deck to its final position. In point (ii) it is done a structural safety verification for the Bridge deck, during the incremental release, and for the arcs structure in the different construction phases. In point (iii), it is done a structural safety verification for the temporary metallic towers during the arcs construction phases.

In the safety verification of the temporary metallic towers, the columns, made of pipes with section of class 4, were the elements that revelled most difficult in the analysis. Therefore, in order to further improved knowledge concerning this type of elements, the last and fourth chapter performs a sensitivity analysis on the effect of the metallic reinforcements, applied to an element made of a cylindrical shell (pipe), in the critical load of buckling.

KEYWORDS: Bowstring, Auxiliary Structures, Stability, Structural Design, Reinforcements.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. GENERALIDADES	1
1.2. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO E OBJECTIVOS	4
2. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS	5
2.1. CONCEITOS FUNDAMENTAIS	5
2.1.1. ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR	5
2.1.2. EFEITOS NÃO LINEARES	7
2.2. ESTABILIDADE ESTRUTURAL	9
2.2.1. TIPOS DE INSTABILIDADE ESTRUTURAL	11
2.3. DISPOSIÇÕES DO EC3	13
2.3.1. CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE PÓRTICOS	13
2.3.2. CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS	13
2.3.3. IMPERFEIÇÕES	14
2.3.4. ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM	15
2.3.5. ESTABILIDADE ESTRUTURAL – REGRAS DE DIMENSIONAMENTO	16
3. PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO SADO	25
3.1. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL	25
3.2. ESTADO DA ARTE NA CONSTRUÇÃO DE PONTES BOWSTRING	28
3.3. PROCESSO CONSTRUTIVO DA SUPERESTRUTURA DA PONTE	30
3.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NO LANÇAMENTO INCREMENTAL	32
3.4.1. MODELAÇÃO DO TABULEIRO E “NARIZ” DE LANÇAMENTO	35
3.4.2. ACÇÕES	36
3.4.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	36
3.4.4. ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO	36
3.4.5. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	37

3.5. FASES DE MONTAGEM APÓS O 1º E 2º LANÇAMENTOS DO TABULEIRO	45
3.6. FASE DE CONSTRUÇÃO DOS ARCOS	46
3.6.1. FASES DE MONTAGEM DO ARCO E ESTRUTURAS AUXILIARES	47
3.6.2. ACÇÕES SOBRE O TABULEIRO	52
3.6.3. ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES	52
3.6.4. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	53
3.6.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA	53
3.7. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS TORRES METÁLICAS PROVISÓRIAS DURANTE A FASE DE CONSTRUÇÃO DOS ARCOS	57
3.7.1. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO	57
3.7.2. ACÇÕES	59
3.7.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES	63
3.7.4. MODELO DE CÁLCULO	63
3.7.5. EFEITOS DE 2ª ORDEM	64
3.7.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS ELEMENTOS	65
3.8. ABAIXAMENTO DO TABULEIRO	73
4. EFEITO DOS REFORÇOS NA ENCURVADURA LOCAL DE CASCAS CILINDRICAS (TUBOS)	79
4.1. INTRODUÇÃO	79
4.2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS	79
4.3. MODELOS DE CÁLCULO	81
4.4. RESULTADOS	82
4.4.1. MODELO COM REFORÇOS TIPO "ANEL"	82
4.4.2. MODELO COM REFORÇOS TIPO NERVURA LONGITUDINAL	83
4.5. CONCLUSÕES	87
5. CONCLUSÕES GERAIS	89

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Cimbres de madeira para apoio à construção dos arcos romanos	1
Fig.1.2 – Ponte em arco do tipo Net em Steinkjer, Noruega	3
Fig.1.3 – Ponte Bolstadstraumen na Noruega	3
Fig.1.4 – Ponte ferroviária de via dupla em Roterdão, Holanda – sobre o Canal Hartel.....	3
Fig.1.5 – Ponte sobre o Rio Sado em Portugal.....	3
Fig.1.6 – Ponte Depot Street do tipo Net, em Oregon, Estados Unidos.....	3
Fig.1.7 – Ponte Pentele em Dunaújváros, Hungria.....	3
Fig.2.1 – Diagrama tensão-deformação representativo do comportamento do aço.....	6
Fig.2.2 – Modelos do comportamento físico do aço	8
Fig.2.3 – Tipos de equilíbrio: estável, neutro e instável.....	9
Fig.2.4 – Estabilidade do equilíbrio de uma coluna	10
Fig.2.5 – Coluna de Euler e a sua trajectória de equilíbrio	10
Fig.2.6 – Instabilidade bifurcacional e por “snap-through”	11
Fig.2.7 – Fenómeno de instabilidade local.....	12
Fig.2.8 – Fenómenos de instabilidade em pórticos.....	12
Fig.2.9 – Pórtico a) não; b) parcialmente e c) totalmente contraventado	13
Fig.2.10 – Curvas momento-curvatura para as classes de secção - EC3.....	13
Fig.2.11 – Imperfeições globais equivalentes (EC3).....	15
Fig.2.12 – Método de Horne – cargas verticais	19
Fig.2.13 – Método de Horne – cargas horizontais	19
Fig.2.14 – Estrutura laminar genérica	20
Fig.2.15 – Coeficiente de encurvadura KF para diferentes tipos de carregamento	24
Fig.2.16 – Curva de interacção η_2 (η_1).....	24
Fig.3.1 – Fotografia aérea da Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado	25
Fig.3.2 – Secção transversal tipo do tabuleiro da Ponte	26
Fig.3.3 – Secção transversal tipo do tabuleiro dos viadutos (via larga).....	27
Fig.3.4 – Railway bridge in Muiderberg, Holland	29
Fig.3.5 – Troja Bridge crosses the Vltava River in Prague	29
Fig.3.6 – Bridge at Stratford in London	29
Fig.3.7 – Alçado do tramo 1 (entre P1 e P2) na fase construtiva dos arcos	30
Fig.3.8 – Foto do tramo 1 (entre P1 e P2) na fase construtiva dos arcos	30

Fig.3.9 – Plataforma de lançamento do tabuleiro metálico	31
Fig.3.10 – Nariz metálico ("avant-bec")	31
Fig.3.11 – Mesa de rotação.....	31
Fig.3.12 – Batentes laterais, macacos de empurre e macacos hidráulicos no "Nariz" metálico	33
Fig.3.13 – Perfil de lançamento do tabuleiro metálico	33
Fig.3.13a – Perfil com contra-flecha.....	34
Fig.3.14 – Apoio de deslizamento e sistema de travamento superior	35
Fig.3.15 – Larguras efectivas dos banzos para momentos negativos	38
Fig.3.16 – Larguras efectivas dos banzos para momentos positivos	38
Fig.3.17 – Secção efectiva final para momentos negativos	40
Fig.3.18 – Secção efectiva final para momentos positivos	40
Fig.3.19 – Inclinação das almas da secção	42
Fig.3.20 – Acerto do ângulo entre o 1º e 2º tramos	45
Fig.3.21 – Acerto do ângulo entre o 2º e 3º tramos	45
Fig.3.22 – Esquema de montagem dos troços dos arcos sobre o tabuleiro.....	46
Fig.3.23 – Berço metálico e pórtico rolante.....	46
Fig.3.24 – Içamento do segmento central e dos segmentos laterais.....	46
Fig.3.25 – Designação de secções e apoios	47
Fig.3.26 – Apoios tipo AP1	47
Fig.3.27 – Apoios tipo AP2.....	49
Fig.3.28 – Perspectiva do sistema para instalação e medição das cargas nos pendurais	51
Fig.3.29 – Secção transversal rigidificadores nas almas sobre apoios provisórios (PPR1 a PPR6)	54
Fig.3.30 – Rigidificadores nas almas sobre apoios provisórios (PPR1 a PPR6).....	54
Fig.3.31 – Largura efectiva da alma para o cálculo do rigidificador.....	54
Fig.3.32 – Planta das torres provisórias ao nível de apoio do tabuleiro	57
Fig.3.33 – Alçados lateral e frontal das torres provisórias	58
Fig.3.34 – Inclinação dos cabos para içamento dos segmentos dos arcos (Alçado)	60
Fig.3.35 – Tirantes de travamento dos segmentos dos arcos	62
Fig.3.36 – Modelo de Cálculo.....	63
Fig.3.37 – Determinação do valor crítico do parâmetro de carga pelo SAP2000.....	64
Fig.3.38 – Planta da Grelha metálica de apoio dos macacos hidráulicos	69
Fig.3.39 – Secções das vigas V1 e V2	69
Fig.3.40 – Faseamento para assentamento da Ponte em P2 e P3	73

Fig.3.41 – Instalação dos cilindros hidráulicos e sensores de curso	74
Fig.3.42 – Corte A-A.....	74
Fig.3.43 – Calços C1 – Sistema telescópico.....	75
Fig.3.44 – Conjunto de calços C1 e C2	76
Fig.3.45 – Conjunto de calços C1 e conjunto de calços C2	77
Fig.3.46 – Início da betonagem do tabuleiro da Ponte com recurso a cofragem móvel.....	77
Fig.4.1 – Reforços em chapas reforçadas abertos e fechados	79
Fig.4.2 – Trajectória de pós-encurvadura de uma placa e de painel cilíndrico perfeito	80
Fig.4.3 – Esquema dos reforços utilizados	81
Fig.4.4 – Esquema dos reforços aplicados ao modelo	81
Fig.4.5 – Deformadas correspondentes aos modos 1 a 5 do modelo com 3 reforços do tipo "Anel"	84
Fig.4.6 – Deformadas correspondentes aos modos 1 a 5 do modelo com 4 reforços do tipo "Anel"	84
Fig.4.7 – Deformadas correspondentes aos modos 1 a 5 do modelo com 6 reforços do tipo "Anel"	84
Fig.4.8 – Deformadas dos modos 1 a 5 do modelo com 2 reforços do tipo nervura longitudinal.....	85
Fig.4.9 – Deformadas dos modos 1 a 5 do modelo com 4 reforços do tipo nervura longitudinal.....	85
Fig.4.10 – Deformadas dos modos 1 a 5 do modelo com 8 reforços do tipo nervura longitudinal.....	85
Fig.4.11 – Relação entre o parâmetro de carga e o nº de reforços aplicados no modelo.....	86
Fig.4.12 – Relação entre o peso e o nº de reforços.....	86

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Imperfeições tipo curvatura inicial.....	15
Quadro 2 – Espessuras das chapas da secção de cálculo considerada.....	37
Quadro 3 – Larguras efectivas dos banzos (encurvadura).....	37
Quadro 4 – Larguras efectivas das almas	38
Quadro 5 – Larguras efectivas dos banzos (c/ efeito “shear lag”).....	39
Quadro 6 – Parâmetros de carga com 3 reforços do tipo “Anel”	82
Quadro 7 – Parâmetros de carga com 4 reforços do tipo “Anel”	82
Quadro 8 – Parâmetros de carga com 6 reforços do tipo “Anel”	82
Quadro 9 – Parâmetros de carga com 2 reforços do tipo nervura longitudinal	83
Quadro 10 – Parâmetros de carga com 4 reforços do tipo nervura longitudinal	83
Quadro 11 – Parâmetros de carga com 8 reforços do tipo nervura longitudinal	83

1

INTRODUÇÃO

1.1. GENERALIDADES

A utilização de pontes faz parte da história da humanidade desde épocas remotas, onde os romanos utilizavam pedras para a sua construção em forma de arcos, técnica aprendida com os etruscos.

As estruturas auxiliares na construção de pontes eram essencialmente em madeira, nomeadamente os cimbres, que sendo estruturas auxiliares e temporárias serviam para sustentar provisoriamente o peso dos arcos ou abóbodas durante a fase de construção. Eram devidamente concebidas tanto em geometria para a sua implementação como no faseamento para sua remoção. Esse tipo de trabalho era desenvolvido e executado geralmente por carpinteiros especializados.

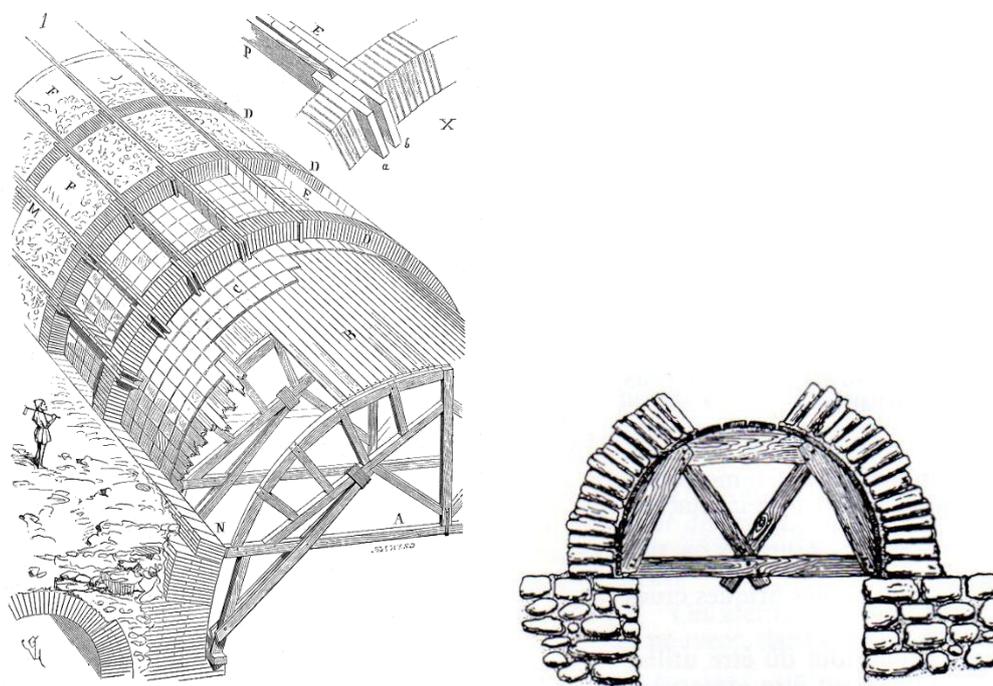


Fig.1.1 – Cimbres de madeira para apoio à construção dos arcos romanos

As pontes evoluíram de maneira extraordinária e são usadas geralmente para encurtar distâncias e vencer obstáculos. Nas mais diferentes formas, compostas com diversos materiais e utilizando modernas técnicas de construção, permitiram que os vãos a serem vencidos se tornassem praticamente ilimitados. Os arquitectos e engenheiros têm explorado de maneira crescente a integração dos

materiais concebendo obras de rara beleza, verdadeiros ícones da construção em todo o mundo. São obras que requerem rapidez de construção, segurança e durabilidade.

A Revolução Industrial dos séculos XVIII e XIX marcou o casamento do ferro fundido com a construção de pontes. A "Ironbridge" (literalmente a ponte de ferro) sobre o rio Severn em Coalbrookdale, Inglaterra, construída por Abraham Darby III ainda no século XVIII, em 1779, foi a primeira ponte de todos os tempos construída em ferro fundido.

Com o aparecimento das ferrovias surgiu a necessidade de se construírem numerosas pontes e estações ferroviárias, tendo sido estas as duas primeiras grandes aplicações do ferro nas construções. A partir de então, e dada a competitividade dos produtos siderúrgicos, o aço estrutural passa a ser utilizados na construção de pontes. Desenvolvem-se assim as grandes pontes em treliça metálica e as pontes suspensas.

Após a 2ª Grande Guerra Mundial, a Europa necessitava de reconstruir rapidamente um grande número de pontes. A experiência dos engenheiros aeronáuticos, no domínio das estruturas metálicas de parede fina, aliada à sua falta de trabalho na indústria aeronáutica, foi decisiva para o desenvolvimento da construção de grandes pontes metálicas na Europa. Os métodos construtivos de grandes pontes, nomeadamente a construção por consolas, mais tarde utilizada na construção das pontes de betão pré-esforçado, tiveram um grande desenvolvimento.

Desde sempre as pontes são consideradas como verdadeiras "obras de arte" no domínio da Engenharia de Estruturas e entre elas encontram-se as pontes com "Arco Superior", que se evidenciam pela sua qualidade estética incomparável. Nas últimas décadas, diversas pontes com arco superior que têm sido projectadas e construídas são do tipo *Bowstring*. A terminologia "*Bowstring*" resulta da solução estrutural inerente a este tipo de ponte. O arco superior "*bow*", sempre fortemente comprimido, é interiormente auto-equilibrado pelo tabuleiro traccionado, que funciona como um tirante – daí o termo "*string*". Da interacção entre os dois elementos estruturais resulta o tabuleiro com arco superior do tipo *Bowstring*, ou seja arco com tirante. O tabuleiro é suspenso por intermédio de pendurais, constituídos por barras de secção maciça ou cabos de aço, fixos superiormente no arco.

Um dos grandes impulsionadores desta solução estrutural foi o Engenheiro norueguês Per Tveit, combinando-a com uma suspensão do tipo "*Net*", caracterizada por um conjunto de pendurais cruzados em "rede". Foram inúmeras as obras por si projectadas, desde primeira construída em Steinkjer, Noruega, em 1963 (Figura 1.2) até à leve e esbelta *Ponte Bolstadstraumen*, construída também em 1963, a 60 km a noroeste de Bergen, Noruega (Figura 1.3).

No domínio das pontes ferroviárias, pontes do tipo *Bowstring* têm sido igualmente construídas. Embora com soluções do mesmo tipo mas menos esbeltas que as obras rodoviárias, estes tabuleiros suspensos no arco superior permitem vencer vãos superiores a 100 m sem necessidade de recurso a apoios intermédios. Bastantes obras ferroviárias, mesmo para as linhas de alta velocidade na Europa, China e Japão têm, por isso, adoptado soluções de tabuleiro superior do tipo *Bowstring* (Figura 1.4).

Também em Portugal têm vindo a ser construídas pontes deste tipo nos últimos anos, especialmente no domínio das obras ferroviárias e pedonais. A obra mais importante recentemente construída em Portugal foi a nova travessia ferroviária do Rio Sado (Figura 1.5). Trata-se de uma obra ímpar, uma vez que possui duas vias ferroviárias sobre um tabuleiro contínuo de 480 m e suspenso por três arcos superiores centrais, um por cada vão de 160 m.

No domínio das pontes rodoviárias são inúmeras as realizações recentes, sendo uma solução que se adapta bem quer a pequenos vãos, como a grandes obras de auto-estradas. Dois casos muito recentes consistem na *Ponte Depot Street*, concluída nos Estados Unidos em 2006, para atravessamento do Rio

Rogue (Figura 1.6), e na Ponte *Pentele*, concluída na Hungria em 2007, para atravessamento do Rio Danúbio pela nova auto-estrada M8 (Figura 1.7). A primeira trata-se de uma ponte com tabuleiro e arco em betão armado pré-esforçado, com suspensão em “Net” e um vão de 93 m, a segunda de uma ponte com tabuleiro misto aço-betão e um arco metálico, com suspensão lateral inclinada e um vão de 308 m, e que evidenciam bem as potencialidades deste tipo de soluções estruturais, quer para vãos médios, quer para vãos acima dos 300 m [8].



Fig.1.2 – Ponte em arco do tipo *Net* em Steinkjer, Noruega. Vão principal com 80 m [8].



Fig.1.3 – Ponte Bolstadstraumen na Noruega. Vão principal com 84 m [8].



Fig.1.4 – Ponte ferroviária de via dupla em Roterdão, Holanda – sobre o Canal Hartel. Vão principal com 170 m [8].



Fig.1.5 – Ponte sobre o Rio Sado em Portugal. Vãos principais com 160 m [8].

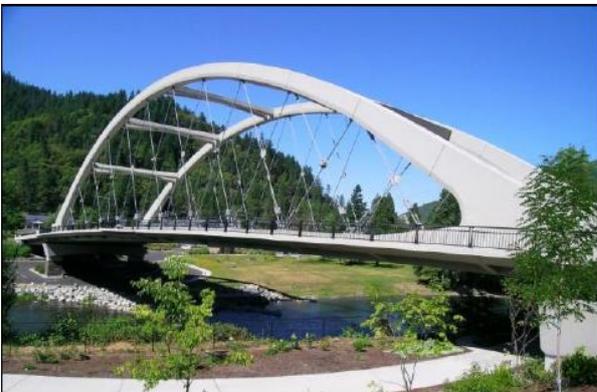


Fig.1.6 – Ponte Depot Street do tipo *Net*, em Oregon, Estados Unidos. Vão principal c/ 93 m [8].

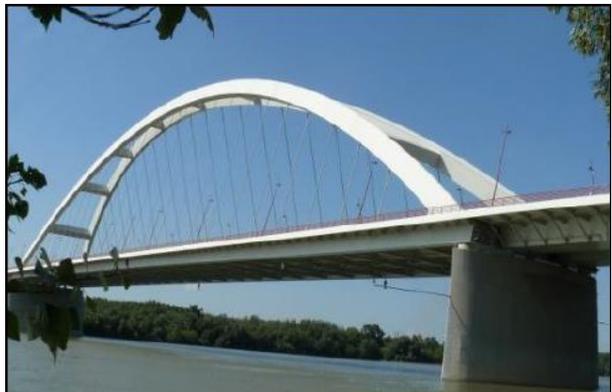


Fig.1.7 – Ponte *Pentele* em Dunaújváros, Hungria. Vão principal com 308 m [8].

1.2. ENQUADRAMENTO DO TRABALHO E OBJECTIVOS

Por questões estéticas e/ou económicas, as estruturas metálicas de pontes e as estruturas metálicas auxiliares e provisórias à sua construção possuem esbeltezas elevadas. Estas estruturas são geralmente constituídas por barras esbeltas e muitas vezes por placas e cascas de parede fina, elementos sujeitos a fenómenos de encurvadura global e local os quais deverão estudados e verificados cuidadosamente. Como se verá mais adiante o comportamento pós-encurvadura dos diferentes elementos poderá ser estável ou instável e este aspecto é bastante importante.

A presente dissertação tem como principais objectivos: (i) abordar as fases construtivas mais importantes na montagem da superestrutura (tipo *Bowstring*) da Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado; (ii) abordar o comportamento/estabilidade da estrutura metálica da ponte, durante o faseamento construtivo; (iii) e abordar o comportamento/estabilidade das estruturas metálicas auxiliares mais importantes. Relativamente ao ponto (i) descreve-se o processo de lançamento incremental do tabuleiro metálico da ponte, a construção dos arcos incluindo a instalação dos pendurais e o abaixamento do tabuleiro para a sua posição final. No ponto (ii) faz-se a verificação da segurança estrutural do tabuleiro da ponte, durante o lançamento incremental, e da estrutura dos arcos nas diferentes fases de construção. No ponto (iii) faz-se a verificação da segurança estrutural das torres metálicas provisórias durante a fase de construção dos arcos. De referir que estas torres foram as estruturas mais importantes e indispensáveis para a construção de toda a superestrutura da ponte.

Na verificação da segurança das torres metálicas provisórias, os pilares, constituídos por tubos com secção da classe 4, foram os elementos que revelaram maior dificuldade na análise. Assim, no sentido de aprofundar melhor os conhecimentos relativos a este tipo de elementos, no último e quarto capítulo realiza-se uma análise de sensibilidade relativa ao efeito dos reforços metálicos, aplicados num elemento constituído por uma casca cilíndrica (tubo), na carga crítica de encurvadura. Tubos de elevado diâmetro, com parede de espessura reduzida, são utilizados com frequência em pilares/torres com elevada altura para apoio à construção de obras de arte. A utilização de esbeltezas elevadas nas estruturas auxiliares e provisórias, conduzindo a elementos com peso mais reduzido, prende-se fundamentalmente com a capacidade dos meios para movimentação das peças que constituem essas estruturas. Estes elementos deverão ser verificados tendo em conta: (i) a encurvadura global como elemento inserido numa estrutura; (ii) e a encurvadura local da secção quando se ultrapassa os limites regulamentares definidos para a esbelteza. Uma forma de reduzir a importância dos fenómenos de encurvadura local é a utilização de reforços metálicos. Estes reforços podem ser do tipo “anel” ou nervuras longitudinais ao elemento. Estas nervuras poderão ter diversas configurações com por exemplo uma secção em T (secção aberta) ou uma secção trapezoidal (secção fechada). A análise pretende aferir a eficácia dos reforços tipo “anel” e longitudinais na carga crítica elástica de instabilidade do elemento em função do número de reforços aplicados.

2

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

2.1. CONCEITOS FUNDAMENTAIS

Os conceitos que se expõem nos itens deste capítulo constam nos regulamentos e bibliografia da especialidade. Far-se-á apenas um resumo da matéria que é relevante para a presente dissertação.

A análise do comportamento de uma estrutura, sujeita a um conjunto de acções, é feita através do estabelecimento de relações entre as acções e os efeitos por elas provocados (por exemplo: tensões, deformações, deslocamentos). A determinação dessas relações requer a consideração de quatro tipos de equações [1]:

- Equações de Equilíbrio – Definem as relações entre as forças aplicadas à estrutura e os esforços desenvolvidos no elemento;
- Relações Constitutivas - Relacionam tensões e deformações;
- Relações Cinemáticas - Estabelecem relações entre deformações e deslocamentos;
- Equações de Compatibilidade - Destinadas a garantir que a estrutura respeita as ligações dos vários elementos entre si e com o exterior (condições de fronteira).

Na análise de uma estrutura, o grau de precisão dos resultados é função do número e tipo de hipóteses simplificativas adoptadas na formulação do problema e dos tipos de equações já mencionadas. Assim, os diferentes tipos de análise e os correspondentes graus de aproximação em relação à solução "exacta" de um determinado problema (solução que descreve o comportamento real da estrutura) dependem das simplificações adoptadas.

2.1.1. ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR (1ª ORDEM)

Uma análise elástica linear (de 1ª ordem) resulta da adopção de hipóteses simplificativas na descrição do comportamento geométrico da estrutura e do comportamento físico do material, as quais se designam por hipóteses de:

- Linearidade Física - Adopção de uma relação constitutiva elástica linear no comportamento do material, a que corresponde uma relação biunívoca (de proporcionalidade) entre os tensores das tensões e das deformações;

- Linearidade Geométrica - Adopção da hipótese dos pequenos deslocamentos, na qual as equações de equilíbrio são estabelecidas na configuração indeformada da estrutura e as relações cinemáticas são formuladas com termos lineares.

Entre os mais variados materiais que apresentam um comportamento elástico linear na fase inicial de carregamento encontra-se o aço, o qual se mantém em regime elástico até atingir a tensão de cedência (Figura 2.1) e posteriormente se caracteriza por deformação em regime plástico. A relação constitutiva considerada na hipótese de linearidade física assume a forma:

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (2.1)$$

onde σ_{ij} e ε_{kl} são, respectivamente, o tensor das tensões e das deformações e C_{ijkl} é um tensor de quarta ordem que contém as constantes elásticas que caracterizam o comportamento do material (os índices k e l são índices que respeitam a convenção da soma). A expressão (2.1) é designada por Lei de Hooke Generalizada.

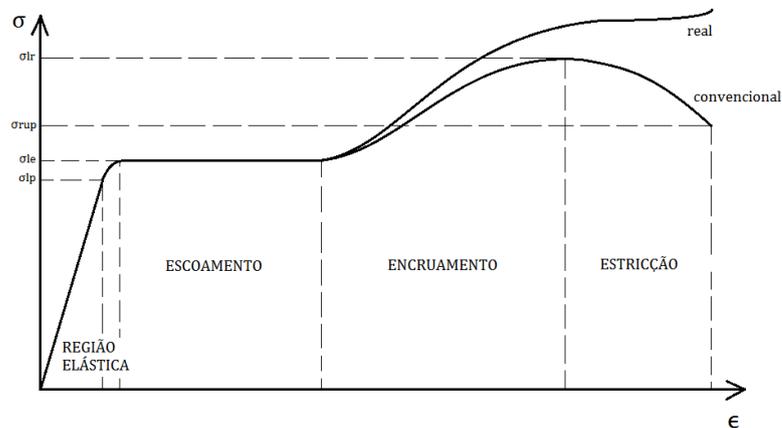


Fig.2.1 – Diagrama tensão-deformação representativo do comportamento do aço.

Por outro lado, a hipótese da linearidade geométrica considera que as relações cinemáticas (relações entre deformações e deslocamentos) contêm apenas termos lineares (de 1º grau) e apresentam a seguinte forma em coordenadas cartesianas:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (\mu_{i,j} + \mu_{j,i}) \quad (2.2)$$

onde $\varepsilon_{i,j}$ é o tensor das deformações e $u_{i,j}$ é a derivada da componente i do campo de deslocamento em ordem à coordenada j.

Ao adoptar as hipóteses da linearidade física e geométrica, é possível aplicar o Princípio da Sobreposição de Efeitos às análises elásticas lineares. Segundo este Princípio, uma combinação linear das soluções das análises efectuadas tendo por base um sistema de cargas elementar é igual à solução de uma única análise resultante da combinação linear dos vários sistemas de cargas elementares.

2.1.2. EFEITOS NÃO LINEARES

Em virtude de não tomar em consideração uma série de factores de natureza física e geométrica, a análise elástica linear de uma estrutura para avaliar o seu comportamento é muito limitativa. Os efeitos física e geométrica não lineares ganham bastante importância à medida que o nível de carregamento e de deformação aumenta. Para além de não permitir ter em conta a degradação de resistência e rigidez dos materiais da estrutura (não linearidade material) a execução de uma análise elástica linear (de 1ª ordem) também não permite evidenciar outros fenómenos com características de natureza não linear, tais como os fenómenos de instabilidade (como são fenómenos de natureza geometricamente não linear, é necessário estabelecer o equilíbrio na posição deformada da estrutura). Assim, os efeitos não lineares podem ser classificados em:

- Efeitos Geometricamente Não Lineares - Equações de equilíbrio na configuração deformada da estrutura e estão associados as relações cinemáticas (deformações-deslocamentos) com termos não lineares;
- Efeitos Fisicamente Não Lineares - Relação constitutiva não linear (ou, no mínimo, linear por troços) e estão associados à degradação de rigidez (cedência e plastificação) do material sob aumento da deformação.

2.1.2.1. Efeitos Geometricamente Não Lineares

Os efeitos geometricamente não lineares são considerados na análise de estruturas através (i) da implementação de relações cinemáticas com termos não lineares e/ou (ii) da determinação das equações de equilíbrio na sua configuração deformada. Neste caso, as relações cinemáticas contêm termos não lineares, o que se deve ao facto de não se adoptar a hipótese dos pequenos deslocamentos (e consequentemente, a hipótese das pequenas deformações). Neste caso, as componentes de índices iguais do tensor das deformações num ponto deixam de corresponder a extensões lineares segundo as três direcções do referencial (cartesiano) no mesmo ponto [9].

Em virtude da não adopção da hipótese dos pequenos deslocamentos, o termo quadrático $u_{k,i} u_{k,j}$ deve ser tido em consideração na definição do tensor das deformações de Green para o sistema de coordenadas cartesiano.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (\mu_{i,j} + \mu_{j,i} + \mu_{k,i} \mu_{k,j}) \quad (2.3)$$

A segunda forma de considerar os efeitos geometricamente não lineares na análise de estruturas está relacionada com os aspectos geométricos a ter em conta na determinação das equações de equilíbrio com base na configuração deformada da estrutura. Alguns dos aspectos geométricos normalmente considerados são os seguintes:

- A consideração do deslocamento Δ de uma extremidade da barra em relação à outra. Este efeito está associado à rotação da corda da barra;
- A consideração do deslocamento δ da configuração deformada da barra em relação à sua corda. Este efeito pressupõe sempre a determinação prévia do deslocamento Δ ;
- A deformação axial devido às tensões axiais e/ou à encurvadura da barra;

- A deformação por corte da barra, a qual pode ser relevante se a barra for curta;
- Instabilidades locais das secções, locais das barras e globais do pórtico.

A parcela de deformação de uma barra por esforço transversal é, na maioria dos casos, muito inferior à parcela de deformação por flexão.

A ocorrência de fenómenos de instabilidade local das paredes da secção de uma barra (p.e., instabilidade local de placa) pode condicionar a capacidade resistente da mesma. A utilização de perfis com paredes finas, i.e., de espessuras reduzidas (p.e., perfis de aço enformados a frio), pode aumentar a importância deste fenómeno. Este fenómeno é normalmente tido em consideração no EC3 através da redução da área efectiva das secções [1].

A consideração dos fenómenos de instabilidade terá muita importância nesta dissertação uma vez que partes dos perfis utilizados são bastante susceptíveis a estes fenómenos por apresentarem elevada esbelteza nas placas e cascas que os constituem. Além destes, serão ainda tidos em consideração os fenómenos de instabilidade global, nomeadamente os modos de instabilidade por flexão.

2.1.2.2. Efeitos Fisicamente Não Lineares

A hipótese da linearidade física admite que a relação constitutiva do material é linear (material elástico linear). Como se verifica pela Figura 2.1, esta hipótese permanece válida sempre que o nível de tensão seja inferior à tensão de cedência do aço. Ao atingir a tensão de cedência, o aço perde rigidez mantendo a sua capacidade resistente. Perde também a capacidade de recuperar a sua forma inicial. A descarga tem lugar numa trajectória de equilíbrio paralela à fase elástica, após a qual o aço exibe uma deformação permanente ou deformação residual. Após o patamar de cedência, a curva tensão-deformação do aço exibe um endurecimento, o qual não é normalmente tido em conta nas análises elasto-plásticas.

Desta forma, o comportamento fisicamente não linear do aço pode ser aproximado através de vários modelos, com diferentes níveis de aproximação do comportamento real, tais como (Figura 2.2):

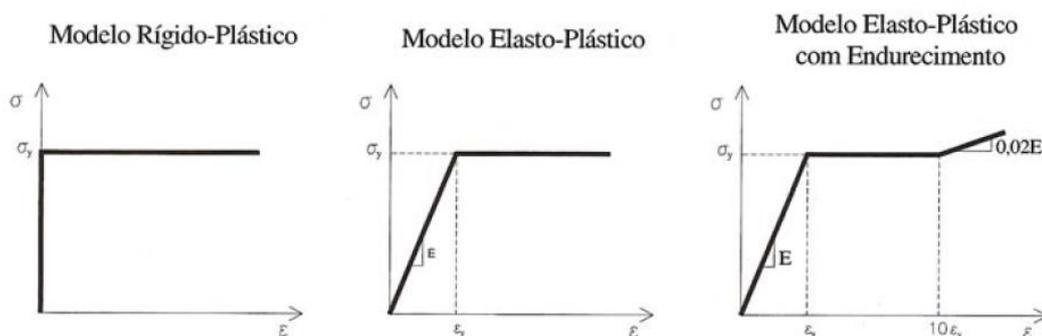


Fig.2.2 – Modelos do comportamento físico do aço [9].

A implementação da hipótese de não linearidade física numa análise requer igualmente a consideração de modelos que insiram, de forma mais ou menos aproximada, o modo como a plastificação se propaga nos elementos. Pode afirmar-se que, fundamentalmente, existem dois modelos utilizados para este fim:

- Rótula Plástica – Modelo que concentra toda a plasticidade da secção;
- Espalhamento Plástico – Modelo que permite considerar o espalhamento plástico na secção e ao longo do comprimento da barra, simultaneamente.

2.2. ESTABILIDADE ESTRUTURAL

No dimensionamento de estruturas a noção de “estabilidade” está associada ao conceito de equilíbrio, visto que é utilizada para classificar “configurações de equilíbrio”. Uma estrutura, submetida a um conjunto de forças exteriores, tem uma configuração de equilíbrio definida pelos valores dos deslocamentos que apresenta. A avaliação da estabilidade dessa configuração pode ser feita através do comportamento da estrutura após sofrer uma “perturbação”, causada por uma pequena acção exterior. A configuração de equilíbrio diz-se “estável” ou “instável” conforme a estrutura a ela regresse ou não quando cessa essa acção [1].

O conceito de estabilidade do equilíbrio pode ser facilmente visualizado e intuitivamente apreendido através do problema clássico ilustrado na Figura 2.3:

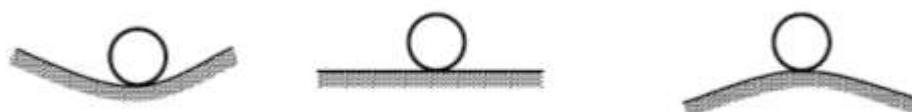


Fig.2.3 – Tipos de equilíbrio: estável, neutro e instável

Trata-se de uma esfera rígida, submetida à acção do seu peso próprio e em repouso sobre (i) uma superfície côncava (equilíbrio estável), (ii) uma superfície convexa (equilíbrio instável) ou (iii) uma superfície horizontal (equilíbrio neutro). A generalização e aplicação deste conceito ao equilíbrio de estruturas, nomeadamente em estruturas com um comportamento elástico ou elasto-plástico, é o principal objectivo da Teoria da Estabilidade Estrutural [1].

A barra sujeita a um esforço de compressão, mostrada na Figura 2.4, pode ser considerada de forma idêntica. No estado de equilíbrio estável, se a coluna for sujeita a qualquer pequeno deslocamento por alguma acção externa, que é posteriormente retirada, ela irá retornar à posição inicial não deformada. Neste caso, o valor da carga P aplicada é menor do que o valor da carga crítica P_{CR} . Por definição, o estado de equilíbrio neutro é aquele em que o limite de estabilidade elástica é atingido. Neste estado, se a coluna tiver qualquer pequeno deslocamento por alguma acção externa, que é então retirada, ela manterá a sua posição deformada. No caso do equilíbrio ser instável, a coluna sofrerá deformações elevadas após ser sujeita a qualquer pequeno deslocamento, por alguma acção externa, até atingir o seu colapso ou, embora em equilíbrio, deformações elevadas.

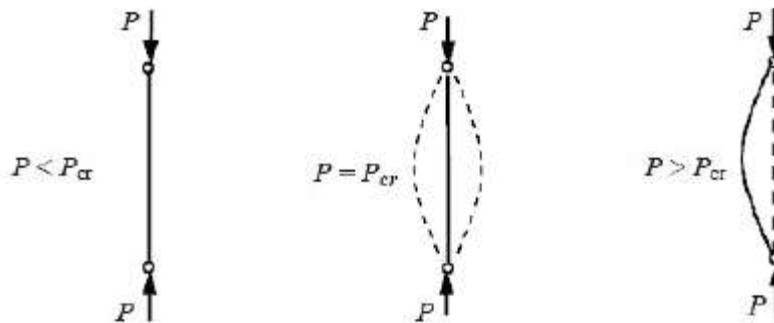


Fig.2.4 – Estabilidade do equilíbrio de uma coluna [10]

A determinação da carga crítica é feita recorrendo à formulação de Euler e dada pela expressão:

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{L^2} \quad (2.4)$$

Como se pode verificar na Figura 2.5, o ponto A encontra-se abaixo da carga crítica, ou seja, ainda na parte estável de equilíbrio e com $q=0$, enquanto o ponto B encontra-se acima da carga crítica, o que quer dizer que se encontra no equilíbrio instável, apesar de q ser nulo. O ponto C encontra-se na parte estável com q diferente de zero na trajectória de pós- encurvadura. Na intersecção da trajectória fundamental ($q=0$) com a trajectória de pós-encurvadura forma-se um ponto onde ocorre a bifurcação de equilíbrio definida pela carga crítica de Euler [10].

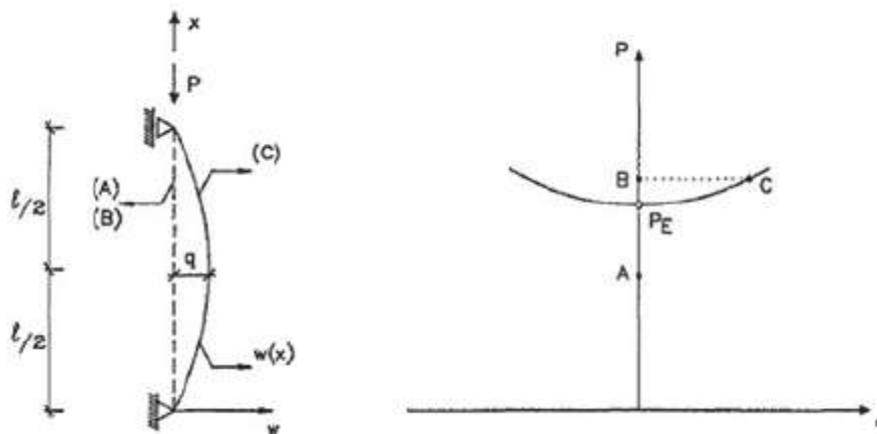


Fig.2.5 – Coluna de Euler e a sua trajectória de equilíbrio

Apesar da utilização genérica do termo encurvadura, a regulamentação portuguesa de projecto de estruturas tem igualmente adoptadas designações específicas para fenómenos de instabilidade estrutural particulares. Assim, tem-se designado (i) encurvadura (por flexão) de colunas por

"varejamento", (ii) a encurvadura lateral (por flexão-torção) de vigas por "bambeamento" e (iii) a encurvadura das placas que constituem as vigas de alma cheia por "enfunamento". Neste último caso, trata-se de um fenómeno classificado como de "encurvadura local", o qual ocorre em elementos metálicos constituídos por chapas (i.e., placas finas carregadas no seu próprio plano e, portanto, submetidas a estados de tensão planos). A consideração de fenómenos de encurvadura local é da maior importância para o dimensionamento de estruturas metálicas constituídas por elementos com secção de parede fina., i.e., formadas por chapas esbeltas. São exemplos de elementos com estas características (i) os perfis soldados de grandes dimensões e (ii) os perfis enformados a frio [1].

2.1.2. TIPOS DE INSTABILIDADE ESTRUTURAL

A instabilidade de uma estrutura que evolui ao longo de uma determinada trajectória de equilíbrio (relação carga-deslocamento) corresponde à transição entre configurações de equilíbrio estáveis e instáveis. Essa possibilidade pode surgir de dois modos (Figura 2.6):

- Ocorrência de uma bifurcação de equilíbrio, fenómeno designado por instabilidade bifurcacional;
- Ocorrência de um ponto limite, i.e., de um ponto onde a trajectória de equilíbrio (não linear) tem derivada nula. Se a carga for aumentada, a estrutura "passa", dinamicamente, para uma configuração de equilíbrio afastada. Este fenómeno designa-se por instabilidade por "snap-through".

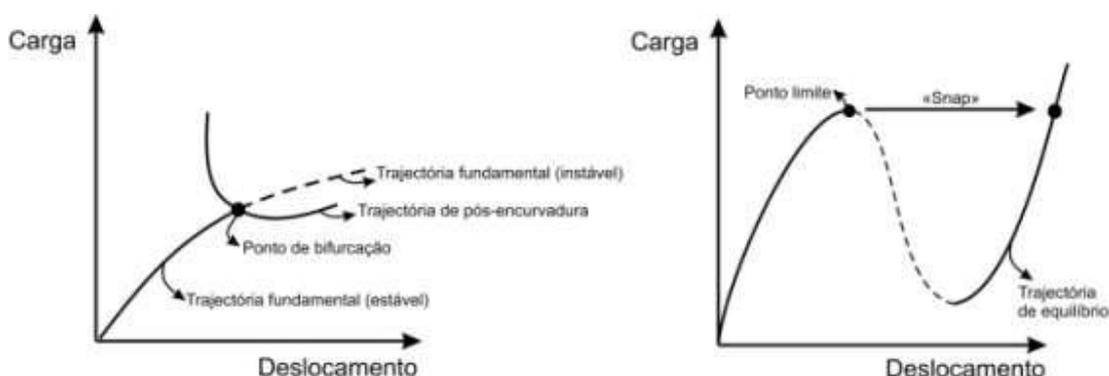


Fig.2.6 – Instabilidade bifurcacional e por "snap-through".

Em barras com secção de parede fina, os fenómenos de instabilidade podem classificar-se nos seguintes três tipos:

- Fenómenos de Instabilidade Local - Caracterizam-se pela deformação das secções transversais no seu plano, permanecendo o eixo da barra indeformado (Figura 2.7);
- Fenómenos de Instabilidade Global - Caracterizam-se pela deformação do eixo da barra, ocorrendo apenas deslocamentos de corpo rígido das secções transversais (secção indeformável no seu plano);
- Fenómenos de Instabilidade Mistos - Caracterizam-se pela ocorrência simultânea de deformação das secções transversais e do eixo da barra.

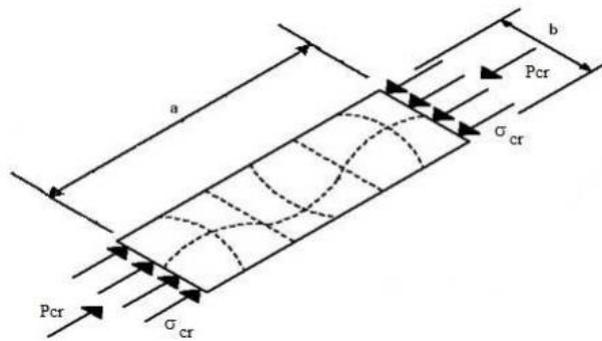


Fig.2.7 – Fenómeno de instabilidade local.

A ocorrência de instabilidade ao nível de uma estrutura pode ser classificada nos seguintes tipos (Figura 2.8):

- Fenómenos de Instabilidade Local - Caracterizam-se pela deformação de uma parte da estrutura, permanecendo a restante estrutura na configuração inicial (indeformada). Trata-se de um tipo de instabilidade cuja ocorrência é menos frequente em virtude das ligações entre barras exibirem quase sempre uma rigidez mínima, facto que associado à compatibilidade a respeitar nos nós de ligação, induz deformação nas barras adjacentes à barra instabilizada, impedindo muitas vezes a instabilidade local do pórtico;
- Fenómenos de Instabilidade Global - Caracterizam-se pela deformação de todas as barras da estrutura. Quando os nós de ligação entre barras apresentam deslocamentos horizontais importantes, o pórtico instabiliza lateralmente. Noutras situações (ex.: estrutura contraventada lateralmente), o modo de instabilidade global do pórtico pode envolver apenas rotações dos seus nós, instabilizando apenas uma parte localizada da estrutura.

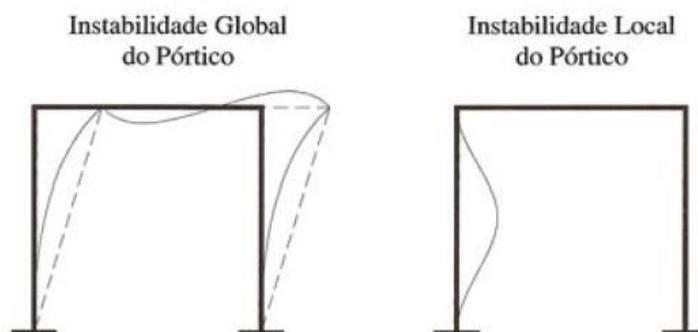


Fig.2.8 – Fenómenos de instabilidade em pórticos

2.3. DISPOSIÇÕES DO EC3

2.3.1. CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE PÓRTICOS

A estrutura de um pórtico pode ser classificada em função dos seus modos de instabilidade. Podemos classificar um pórtico em dois grupos: (i) modos com deslocamentos laterais dos nós "Sway frame" - (MCDL) e (ii) modos sem deslocamentos laterais dos nós "Non Sway frame" - (MSDL).

Os deslocamentos laterais dos nós estão sempre presentes devido ao modo crítico de instabilidade que na maioria dos pórticos está associado ao valor crítico do parâmetro de carga, λ_{cr} . Para aumentar esse valor, os deslocamentos laterais devem ser travados na totalidade ou parcialmente [1]. O valor da carga crítica aumenta significativamente quando é utilizado um pórtico contraventado.

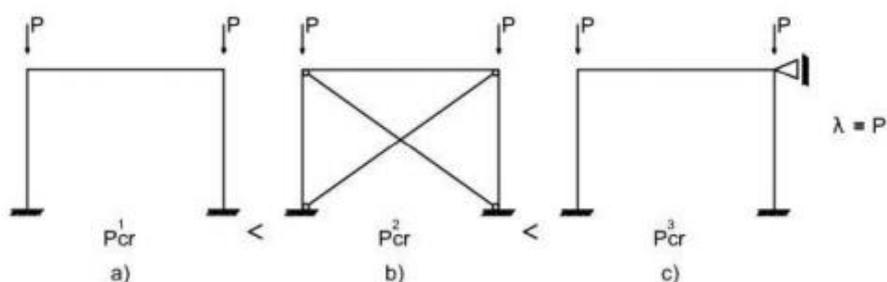


Fig.2.9 – Pórtico a) não; b) parcialmente e c) totalmente contraventado

2.3.2. CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

O EC 3 define as secções transversais em quatro classes (EC. 3 Parte 1-1):

- Classe 1 – Secções em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2 – Secções que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classe 3 – Secções em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- Classe 4 – Secções em que a encurvadura local ocorre antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

A relação "momento-rotação" para cada uma das classes está demonstrada na Figura 2.10.

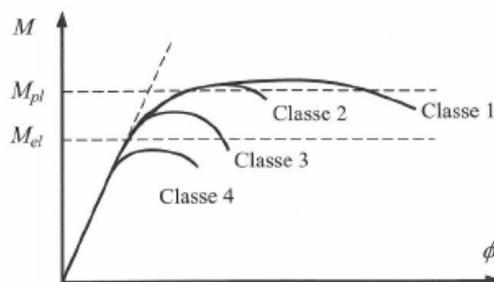


Fig.2.10 – Curvas momento-curvatura para as classes de secção - EC3

A classificação de uma secção é sempre dada pela maior classe (mais desfavorável) dos elementos comprimidos que a constitui. A classe de uma chapa comprimida é função da sua esbelteza (c/t), do parâmetro ϵ , que depende da classe do aço, do diagrama de tensões normais instalados na chapa e das respectivas condições de fronteira. Relativamente às condições de fronteira, os elementos são salientes se tiverem um bordo apoiado e outro livre e são internos se tiverem ambos os bordos apoiados.

No Eurocódigo 3 Parte 1-1 são apresentados quadros que permitem classificar a maior parte dos elementos comprimidos.

2.3.3. IMPERFEIÇÕES

Nas estruturas metálicas existem sempre imperfeições como por exemplo a falta de linearidade dos seus elementos, falta de verticalidade, excentricidades nas ligações, excentricidades das cargas, etc. Devido a essas imperfeições, irão surgir esforços secundários adicionais que devem ser tidos em conta na análise global e no dimensionamento das estruturas. As imperfeições que se devem considerar são:

- Imperfeições globais dos pórticos;
- Imperfeições locais dos elementos;
- Imperfeições dos sistemas de contraventamento.

A forma dos modos de imperfeições global e local podem ser obtidos a partir do modo de instabilidade, com amplitudes de acordo com o EC3 Parte 1-1.

A imperfeição local em elementos é considerada nas curvas de dimensionamento, não sendo necessário considerá-la no modelo de análise global em análises lineares. A imperfeição global, como é possível observar na Figura 2.11 em pórticos com deslocamentos laterais deve ser feita de seguinte forma (EC3 Parte 1-1):

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (2.5)$$

em que:

$$\phi_0 = 1/200 \quad (2.6)$$

α_h é o coeficiente de redução, calculado em função de h através de:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0 \quad (2.7)$$

α_m coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso:

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (2.8)$$

m é o número de colunas num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial N_{Ed} superior ou igual a 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado;

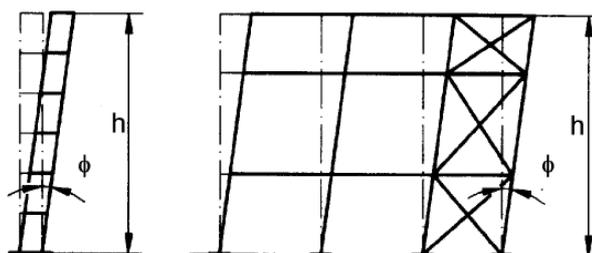


Fig.2.11 – Imperfeições globais equivalentes (EC3)

A imperfeição do tipo curvatura inicial ao nível dos elementos, para a encurvadura em modo de flexão, é definida através de $e_{0/L}$, sendo e_0 a amplitude máxima do deslocamento lateral inicial e L o comprimento do elemento, e cujos valores recomendados são indicados no Quadro 1.

Quadro 1 – Imperfeições tipo curvatura inicial

Curva de encurvadura	Análise elástica e_0/L	Análise plástica e_0/L
a_0	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

2.3.4. ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Os esforços podem ser determinados através de uma análise de primeira ordem (geometria inicial da estrutura) ou de uma análise de segunda ordem (considerando a influência da configuração deformada da estrutura). É feita a dispensa dos efeitos de segunda ordem se for cumprido o seguinte critério (EC3 Parte 1-1):

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ para a análise elástica} \quad (2.9)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ para a análise plástica} \quad (2.10)$$

em que:

α_{cr} é o factor que quantifica a proximidade entre F_{cr} e F_{Ed} e permite estabelecer a influência dos efeitos de 2ª ordem no comportamento global da estrutura; F_{Ed} é o valor de cálculo da carga actuante na estrutura; F_{cr} é o valor da carga crítica elástica da estrutura.

Apesar de não estar definido no EC3 Parte 1-1, no caso de serem verificadas as condições indicadas, tem-se um pórtico que se pode considerar sem deslocamentos laterais ("Non-Sway") e, caso não se verificarem, tem-se um pórtico que se pode considerar com deslocamentos laterais ("Sway").

Os efeitos P-Δ são considerados estimando os esforços de dimensionamento após amplificar o carregamento horizontal (incluindo as forças horizontais equivalentes à imperfeição) pelo factor:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (2.11)$$

Os efeitos P-δ são considerados nas curvas de dimensionamento, sendo necessário definir os comprimentos de encurvadura no modo sem deslocamentos laterais (“Non-Sway”).

Os efeitos de segunda ordem podem ser significativos em pórticos correntes. Esses efeitos podem ser contabilizados através de uma análise de segunda ordem rigorosa utilizando um software ou por uma análise de primeira ordem modificada por um factor de amplificação nas acções.

2.3.5. ESTABILIDADE ESTRUTURAL – REGRAS DE DIMENSIONAMENTO

2.3.5.1. Colunas

O dimensionamento de colunas é efectuado a partir da utilização de “curvas de resistência”, as quais fornecem o valor da tensão média associada ao colapso da coluna em função da respectiva esbelteza.

As “curvas europeias de dimensionamento de colunas” baseiam-se na formulação analítica de Ayrton-Perry, em que o modelo estrutural adoptado corresponde a uma coluna simplesmente apoiada com uma configuração deformada inicial sinusoidal. Assim as diversas imperfeições são substituídas por uma “configuração deformada inicial equivalente”, com uma amplitude calibrada de modo a reflectir indirectamente a presença de todas as imperfeições [1].

A verificação da segurança é dada pela expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (2.12)$$

A resistência á encurvadura é dada pelas expressões:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções de classe 1,2 e 3} \quad (2.13)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A_{eff} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções de classe 4} \quad (2.14)$$

onde χ é o factor de redução, relativo ao modo de encurvadura relevante, e que depende da esbelteza do elemento e do factor de imperfeição.

2.3.5.2. Vigas

As disposições preconizadas no EC3 para determinar a capacidade resistente de uma viga à instabilidade lateral envolvem um procedimento formalmente idêntico ao que é necessário seguir no caso das colunas.

A capacidade resistente de uma viga à instabilidade lateral representa-se por $M_{b,Rd}$ e o seu valor é dado por:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times \frac{M_{pl,y}}{\gamma_{M1}} \quad (2.15)$$

onde χ_{LT} é um factor de redução da resistência da secção à flexão, $M_{pl,y}$ é o momento plástico da secção em torno do eixo de maior inércia para as secções da classe 1 ou 2 e β_W é um coeficiente que depende da classe da secção transversal da viga. No caso das secções das classes 3 e 4 dever-se-á utilizar $M_{el,y}$ e $M_{eff,y}$ respectivamente.

O valor de χ_{LT} é obtido a partir de uma esbelteza normalizada da viga, definida por:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl,y}}{M_{cr}}} - \text{classes 1 e 2} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{el,y}}{M_{cr}}} - \text{classe 3} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{eff,y}}{M_{cr}}} - \text{classe 4} \quad (2.16)$$

onde M_{cr} é o momento crítico da viga.

A expressão geral proposta para obter o momento crítico de uma viga é:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 G I_T}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 z_g - C_3 z_j) - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (2.17)$$

onde E e G são os módulos de elasticidade e distorção do aço, L é o comprimento livre da viga, I_z é o momento de inércia relativo ao eixo menor de inércia, I_T é a inércia de torção da secção, $I_w \equiv \Gamma$ é a constante de empenamento da secção, k é o coeficiente de encurvadura associado à flexão em torno do eixo z, k_w é o coeficiente que traduz o grau de impedimento ao empenamento nas extremidades da viga, z_g é a distância do ponto de aplicação das cargas transversais ao centro de corte da secção, z_j é um parâmetro que traduz o grau de assimetria da secção, C_1 , C_2 e C_3 são constantes que dependem da configuração do diagrama de momentos flectores e do valor de k.

2.3.5.3. Colunas-Viga

A verificação da estabilidade de elementos sujeitos a esforço axial e a flexão é feita normalmente sob a forma de equações de interacção. As equações de interacção que constam no EC3 baseiam-se em resultados de teorias de 2ª ordem para estabilidade no plano, estendidas para incorporar comportamento tridimensional, por um lado, e elásto-plástico por outro. Embora estas expressões permitam plastificação das secções, não são aplicáveis no contexto de uma análise plástica [1].

As equações de interacção para a verificação da segurança são dadas por:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (2.18)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0 \quad (2.19)$$

onde:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ são os valores de cálculo do esforço axial e dos momentos flectores máximos em torno de y e z, respectivamente;

$\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ são os momentos devidos à variação do centro de gravidade em secções de classe 4;

χ_y e χ_z são os factores de redução devido à encurvadura por flexão em torno de y e de z, respectivamente;

χ_{LT} é o factor de redução devido à encurvadura lateral;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} são factores de interacção dependentes dos fenómenos de instabilidade e de plasticidade envolvidos, obtidos de acordo com o Anexo A do EC3 (Método 1) ou com o Anexo B (Método 2).

2.3.5.4. Pórticos

A determinação da carga crítica de uma coluna integrada num pórtico, implica o estudo da estabilidade do pórtico. A determinação das cargas críticas de bifurcação e modos de instabilidade de um pórtico pode ser feita através de uma “análise linear de estabilidade” (não confundir com “análise linear de estruturas”). De notar que análise linear de estabilidade não fornece qualquer informação relativamente ao comportamento de pós-encurvadura. A determinação das cargas de bifurcação λ_b e dos modos de instabilidade q_i reduz-se normalmente a um “problema linear de valores e vectores próprios”.

Existem vários métodos para efectuar a análise linear de estabilidade de pórticos (cálculo do valor crítico do parâmetro de carga, λ_{cr}). O método dos elementos finitos (MEF) é o método mais utilizado. O método de Horne é um método simplificado e é de grande utilidade prática.

O cálculo do valor crítico do parâmetro de carga, λ_{cr} , através dos elementos finitos, passa pela determinação da matriz de rigidez do pórtico, K_{ij} , e impor o anulamento do determinante $|K_{ij}|$. O valor de λ_{cr} é o menor valor do parâmetro de carga que satisfaz a equação característica $|K_{ij}| = 0$ (λ_{cr} é o menor valor próprio de K_{ij}). O cálculo do vector próprio correspondente a λ_{cr} conjuntamente com as funções de forma permite determinar a configuração do modo crítico de instabilidade do pórtico [1].

O método de Horne é um método que se aplica apenas aos pórticos regulares, ortogonais e não contraventados, baseando-se em considerações de natureza energética. É um método aproximado para calcular as cargas críticas, determinando o λ_{cr} apenas através de uma análise linear de estruturas.

Para a determinação do λ_{cr} através do método de Horne, considere-se o pórtico genérico submetido a um carregamento exclusivamente por forças axiais verticais e linearmente dependentes do parâmetro λ . O valor de V_i é a soma das cargas verticais que atuam ao nível do piso i, conforme se ilustra na Figura 2.12.

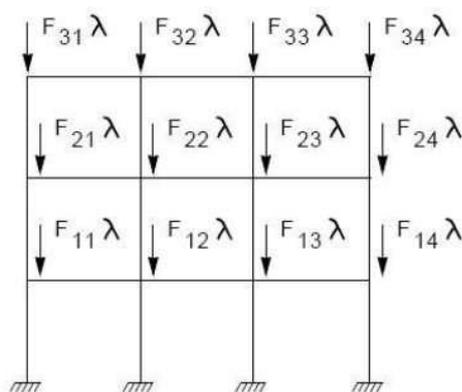


Fig.2.12 – Método de Horne – cargas verticais

Define-se o mesmo pórtico com cargas horizontais, H_i , aplicados ao nível de cada piso, efectuando-se também uma análise linear (Figura 2.13):

$$H_i = \frac{V_i}{100} \text{ com } v_i = \sum_j F_{ij} \quad (2.20)$$

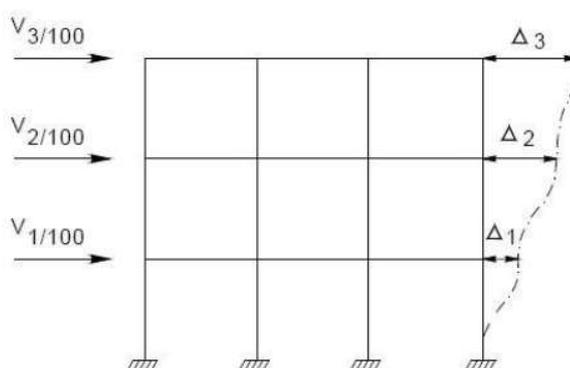


Fig.2.13 – Método de Horne – cargas horizontais

Para o problema do pórtico com cargas horizontais, calculam-se os deslocamentos horizontais dos pisos (Δ_i) e os deslocamentos relativos em cada andar, determinados por:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (i = 1, \dots, n) \quad (2.21)$$

Admitindo que a configuração da deformada dos dois pórticos (pórtico com cargas horizontais e pórtico com cargas verticais) e as energias de deformação associadas ao modo de instabilidade são iguais, é possível concluir que:

$$0.00833 \frac{\sum_{i=1}^n H_i \delta_i}{\sum_{i=1}^n H_i \delta_i^2 / h_i} \leq \lambda_{cr} \leq 0.01 \frac{\sum_{i=1}^n H_i \delta_i}{\sum_{i=1}^n H_i \delta_i^2 / h_i} \quad (2.22)$$

onde h_i representa a altura do andar i .

Admitindo que se conhece o valor da carga crítica do pórtico λ_{cr} , o comprimento de encurvadura da coluna i é dado por:

$$(L_{cr})_i = \pi \sqrt{\frac{(EI)_i}{N_i(\lambda_{cr})}} \quad (2.23)$$

onde $N_i(\lambda_{cr})$ é o valor do esforço normal actuante nessa coluna quando o pórtico instabiliza.

2.3.5.4. Placas e Cascas (Secções classe 4)

A designação de “estruturas laminares” abrange todas as estruturas cuja geometria se caracteriza por uma superfície média S , definida pelas suas coordenadas curvilíneas (x,y) , e de uma espessura t , medida segundo a normal a essa superfície (z) , conforme ilustrado na Figura 2.14.

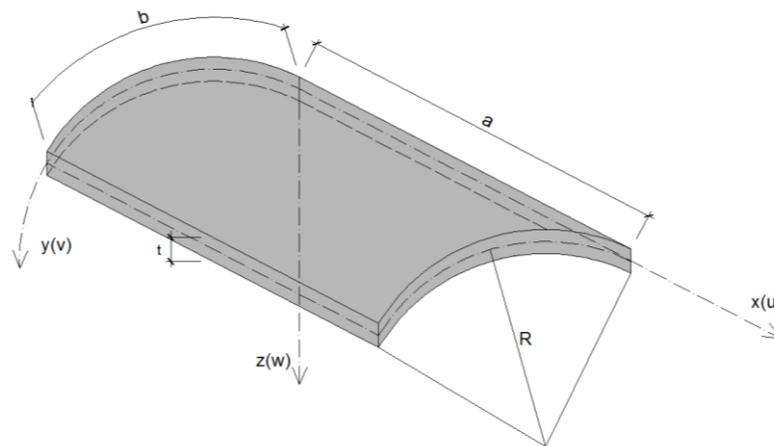


Fig.2.14 – Estrutura laminar genérica

As estruturas laminares representam-se pela sua superfície média e classificam-se segundo os valores que as curvaturas principais ($\chi_x = 1/R_x$ e $\chi_y = 1/R_y$) apresentam nos diferentes pontos de S . Assim, uma estrutura laminar designa-se por [1]:

- *Placa*, se ambas as curvaturas principais χ_x e χ_y forem nula em pontos da superfície média;
- *Casca*, se existirem curvaturas principais χ_x e χ_y diferentes de zero em pontos da superfície média;
- *Casca cilíndrica*, se uma curvatura principal for nula e a outra constante em todos os pontos da superfície média.

O dimensionamento, no caso das placas, é feito a partir do conceito de largura efectiva. Pode definir-se como a largura de uma placa fictícia sujeita a uma distribuição uniforme de tensões, de valor igual à tensão máxima verificada nos bordos σ_e , e estaticamente equivalente à distribuição efectivamente instalada na placa real.

No EC3 a largura efectiva b_{eff} é obtida a partir da formulação de Winter para placas submetidas a uma distribuição linearmente variável de tensão σ_x definida a partir dos seus valores máximo σ_1 e mínimo σ_2 (positivos em compressão). De referir que a formulação de Winter já incorpora os efeitos das imperfeições geométricas e tensões residuais.

$$b_{eff} = \rho \times \bar{b} \quad (2.24)$$

O factor de redução ρ pode ser obtido a partir das expressões:

- Elementos internos comprimidos:

$$\begin{aligned} \rho &= 1.0 && \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0.673 \\ \rho &= \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055 \times (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} && \text{para } \bar{\lambda}_p > 0.673, \text{ onde } (3 + \psi) \geq 0 \end{aligned} \quad (2.25)$$

- Banzos em consola comprimidos:

$$\begin{aligned} \rho &= 1.0 && \text{para } \bar{\lambda}_p \leq 0.748 \\ \rho &= \frac{\bar{\lambda}_p - 0.188}{\bar{\lambda}_p^2} && \text{para } \bar{\lambda}_p > 0.748 \end{aligned} \quad (2.26)$$

onde:

$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$ - relação entre as tensões mínimas e máximas;

O valor de $\bar{\lambda}_p$ é dado pela expressão:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\bar{b}/t}{28.4 \times \epsilon \times \sqrt{k_\sigma}} \quad (2.27)$$

A tensão crítica de bifurcação elástica σ_{cr} é dada pela expressão:

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \times \frac{\pi^2 E}{12 \times (1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (2.28)$$

onde t e b é a espessura e a largura da placa respectivamente e k_σ designa-se por coeficiente de encurvadura e depende das condições de apoio e geometria da placa.

Apenas de referir que no EC3 o efeito de "shear lag", efeito associado à não linearidade das tensões normais nos banzos de vigas de alma cheia ou de vigas caixão, é também baseado no conceito de largura efectiva através de um coeficiente de redução (cláusula 3.3 - EC3 - EN 1993-1-5).

Relativamente à encurvadura por esforço transversal a tensão crítica de bifurcação da placa τ_{cr} também pode ser obtida a partir da expressão (2.28) desde que se utilize o coeficiente de encurvadura k adequado. No caso de placas retangulares, de comprimento a e largura b , simplesmente apoiadas em todos os bordos tem-se:

$$k_{\tau} = 4 + \frac{5.34}{(a/b)^2} \quad (a/b \leq 1) \quad (2.29)$$

$$k_{\tau} = 5.34 + \frac{4}{(a/b)^2} \quad (a/b \geq 1) \quad (2.30)$$

No caso de almas não reforçadas de vigas, o EC3 preconiza a verificação à encurvadura por corte a partir do seguinte limite de esbelteza:

$$\frac{d}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (2.31)$$

Para placas reforçadas com três ou mais reforços longitudinais igualmente espaçados, o EC3 propõe os seguintes valores aproximados para o coeficiente de encurvadura $K_{\sigma,p}$:

$$K_{\sigma,p} = \frac{2[(1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1]}{\alpha^2(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha \leq \sqrt[4]{\gamma} \quad (2.32)$$

$$K_{\sigma,p} = \frac{4(1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha > \sqrt[4]{\gamma} \quad (2.33)$$

com:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \geq 0.5; \quad \gamma = \frac{l_{sl}}{l_p}; \quad \delta = \frac{\sum A_{sl}}{A_p}; \quad \alpha = \frac{a}{b} \geq 0.5$$

em que:

l_{sl} é o momento de inércia do painel reforçado;

l_p é o momento de inércia da chapa sem reforços;

$\sum A_{sl}$ é a soma das áreas brutas de todos os reforços longitudinais;

A_p é a área total da placa;

α é a relação entre o comprimento e a largura da placa.

Para placas uniformemente comprimidas com reforços transversais afastados de a , e apoiadas no seu contorno, o coeficiente de encurvadura pode ser determinado através das seguintes expressões:

$$k_{\sigma} = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha} \right)^2 \quad (\alpha = a/b \leq 1) \quad (2.34)$$

$$k_{\sigma} = 4 \quad (\alpha = a/b \geq 1) \quad (2.35)$$

No caso das cascas cilíndricas (tubos), de acordo com o EC3, a resistência à encurvadura local da secção submetida a compressão é dada pela expressão:

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\chi_x \times f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (2.36)$$

O factor de redução χ_x é função da esbelteza do elemento $\bar{\lambda}_x$, de um coeficiente de imperfeição α e de um coeficiente de plasticidade β .

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{x,Rcr}}} \quad (2.37)$$

O EC3 propõe, para o valor da tensão crítica de bifurcação, a seguinte expressão:

$$\sigma_{x,Rcr} = 0.605 \times E \times C_x \times \frac{t}{r} \quad (2.38)$$

onde o valor de C_x depende do parâmetro adimensional, ω .

$$\omega = \frac{l}{r} \sqrt{\frac{r}{t}} \quad (\text{Anexo D - EC3 - EN1993-1-6}) \quad (2.39)$$

De referir finalmente que a estabilidade dos painéis de alma sujeitos a forças concentradas ("patch loadings") tem de ser verificada. É o caso por exemplo do lançamento de um tabuleiro metálico, em fase construtiva, em os painéis são obrigados a passar pelos apoios do sistema de lançamento.

O comprimento efectivo carregado l_y pode ser obtido a partir das expressões que constam na parte EN1993-1-5 do EC3.

Admitindo que se conhece o comprimento efectivo carregado l_y , o colapso da alma por cedência é controlado pela força limite:

$$F_y = f_{yw} \times l_y \times t_w \quad (2.40)$$

Os efeitos da encurvadura da alma são tidos em conta através do coeficiente de encurvadura χ_F que é função da esbelteza normalizada $\bar{\lambda}_F$ da alma sujeita a forças concentradas.

$$F_{Rd} = \frac{\chi_F \times F_y}{\gamma_{M1}} \quad (2.41)$$

$$\bar{\lambda}_F = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad (2.42)$$

em que F_{cr} é a carga crítica elástica da alma sob a força concentrada.

$$F_{cr} = K_F \times \frac{\pi^2 E}{12 \times (1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{d}\right)^2 \times d \times t_w \quad (2.43)$$

O coeficiente de encurvadura k_f depende da geometria da alma e do afastamento entre reforços verticais. O EC3 propõe as expressões que constam na Figura 2.15 para almas sem reforços longitudinais.

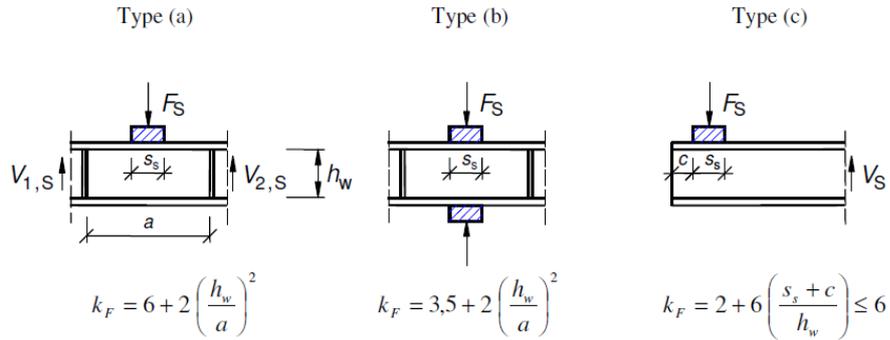


Fig.2.15 – Coeficiente de encurvadura k_f para diferentes tipos de carregamento

A curva de redução proposta na EN1993-1-5 é uma hipérbole dada pela expressão:

$$\chi_f = \frac{0.5}{\lambda_f} \leq 1.0 \quad (2.44)$$

Deverá também ser considerada a interacção entre a força transversal, actuando no banzo comprimido, e o momento flector. A EN1993-1-5 adopta a seguinte expressão:

$$\eta_2 + 0.8 \times \eta_1 \leq 1.4 \quad (2.45)$$

em que:

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1.0 \quad (2.46)$$

$$\bar{\eta}_2 = \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} \leq 1.0 \quad (2.47)$$

Traçando a “curva” de interacção verifica-se que esta verificação é dispensada se $\bar{\eta}_1 \leq 0.5$ ou $\bar{\eta}_2 \leq 0.6$.

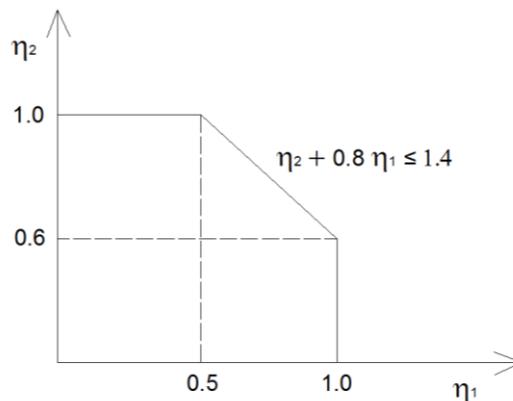


Fig.2.16 – Curva de interacção $\eta_2(\eta_1)$

3

PONTE FERROVIÁRIA SOBRE O RIO SADO

3.1. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

O atravessamento do Rio Sado tem um desenvolvimento total de 2735 m e fica localizado entre o km 8+530 e o km 11+265 da Variante entre a Estação do Pinheiro e o km 94 da Linha do Sul.

A solução estrutural consiste numa ponte *Bowstring* com 3 vãos de 160 m, em estrutura mista aço-betão, com uma extensão total de 480 m. Possui dois viadutos de acesso, um no lado Norte e outro no lado Sul, também em estrutura mista aço-betão, com desenvolvimentos de 1115 m e 1140 m respectivamente. O viaduto Norte tem um total de 26 tramos apoiados em 26 pilares (P1N a P25N e P1 da ponte) e no encontro Norte, e o viaduto Sul tem um total de 27 tramos, apoiados em 27 pilares (P4 da ponte e P1S a P26S) e no encontro Sul. Os vãos dos viadutos de acesso variam entre os 38 m e os 45 m (ver **Anexo 1**).

Considerando a cota 0.00 m o nível médio da água do rio, o eixo do tabuleiro da ponte encontra-se aproximadamente à cota 26 m e o topo do arco aproximadamente à cota 53.5 m.



Fig.3.1 – Fotografia aérea da Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado

O tabuleiro da ponte tem uma largura de 15.85 m e integra a via dupla, caixas de balastro, passeios laterais e o entre-eixo de vias, alargada a 2.5 m para inserção do arco. Possui três tramos de comprimentos iguais suportados por quatro pilares numerados de P1 a P4. Cada vão é do tipo *Bowstring* e em conjunto constituem uma viga hiperestática.

Os arcos são centrados sobre a estrutura e suspendem o tabuleiro por intermédio de 18 pendurais espaçados de 8.0 m. O arco é único em cada vão e está situado no eixo da obra, conferindo ao tabuleiro uma suspensão axial, e é constituído por um caixão de 6 faces simétrico de altura e largura variável. Cada pendural é constituído por uma barra maciça, com 200 mm de diâmetro, e é ligado ao arco e ao tabuleiro por intermédio de peças moldadas em forma de estribo e espiga filetada de modo a permitir uma regulação. As ligações das barras às ancoragens, em cima e em baixo, são articuladas por meio de rótulas esféricas especiais absorvendo as rotações longitudinais e transversais do tabuleiro evitando quaisquer efeitos de flexão local nos pendurais que provocariam fadiga (ver **Anexo 2**).

O tabuleiro misto da ponte é constituído por um caixão metálico trapezoidal, ou seja com a forma de "U" com as almas inclinadas, com três banzos superiores, dois laterais e um central, e um banzo inferior. O tabuleiro metálico suporta uma laje em betão armado colaborante com 0.43 m de espessura máxima. A altura do caixão metálico é de 2.60 m. Sob cada pendural existe um diafragma em quadro transferindo os esforços das almas ao pendural.

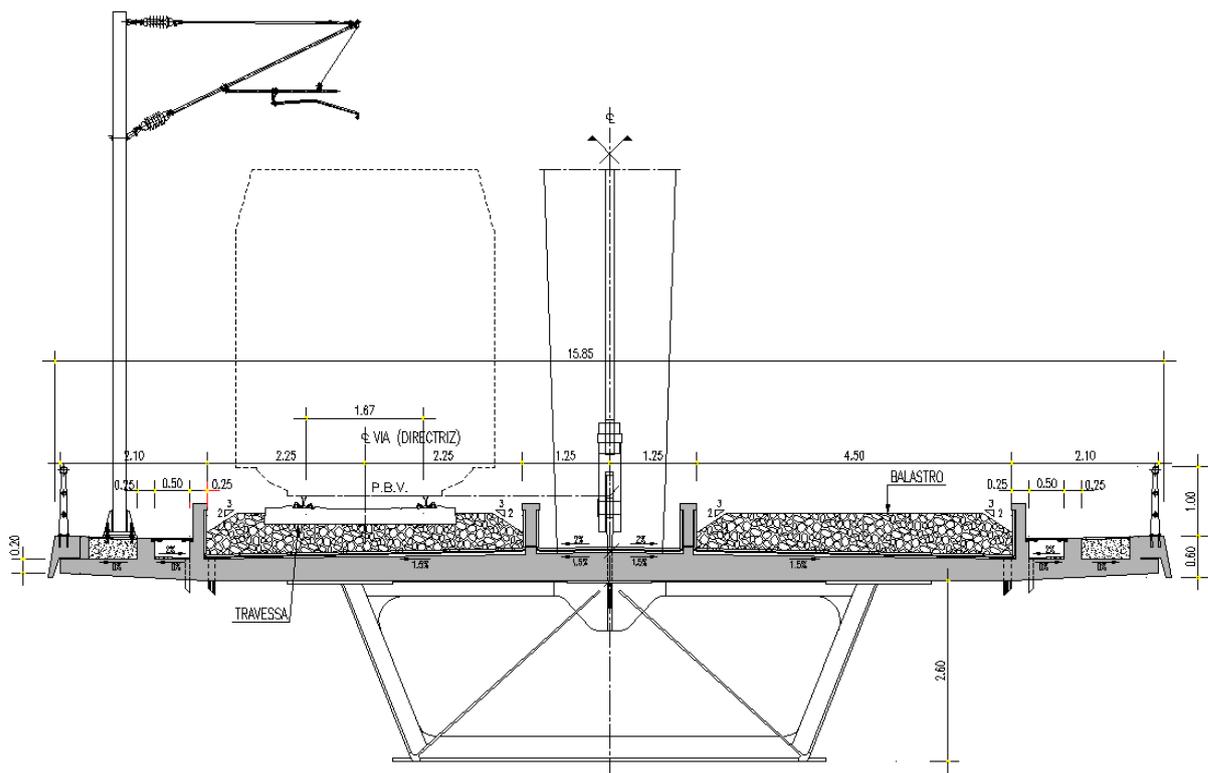


Fig.3.2 – Secção transversal tipo do tabuleiro da ponte

Os pilares da ponte possuem fustes tubulares de betão armado, com envolvente hexagonal. As fundações dos pilares são constituídas por maciços de 9 e 12 estacas moldadas de 2.0 m de diâmetro, respectivamente nos pilares P1/P4 e P2/P3, executadas com recurso a tubo metálico perdido.

Os tabuleiros dos viadutos de acesso são constituídos por 2 vigas metálicas de alma cheia, com uma altura de 2.60 m, e com um banzo superior de 700 mm de largura e um banzo inferior com uma largura que varia entre os 900 e os 1000 mm. A largura do tabuleiro varia entre os 13.15 m (zona corrente) e os 15.85 m (zona larga). As vigas metálicas suportam uma laje de betão armado de 0.35 m de espessura máxima na zona central entre almas.

Existem diafragmas entre vigas em todas as secções de apoio, sobre os encontros e pilares, e entre cada dois módulos de 7.5 m de tabuleiro. Esses diafragmas são constituídos por perfis de aço tubular, com secção circular, dispostos em K "deitado".

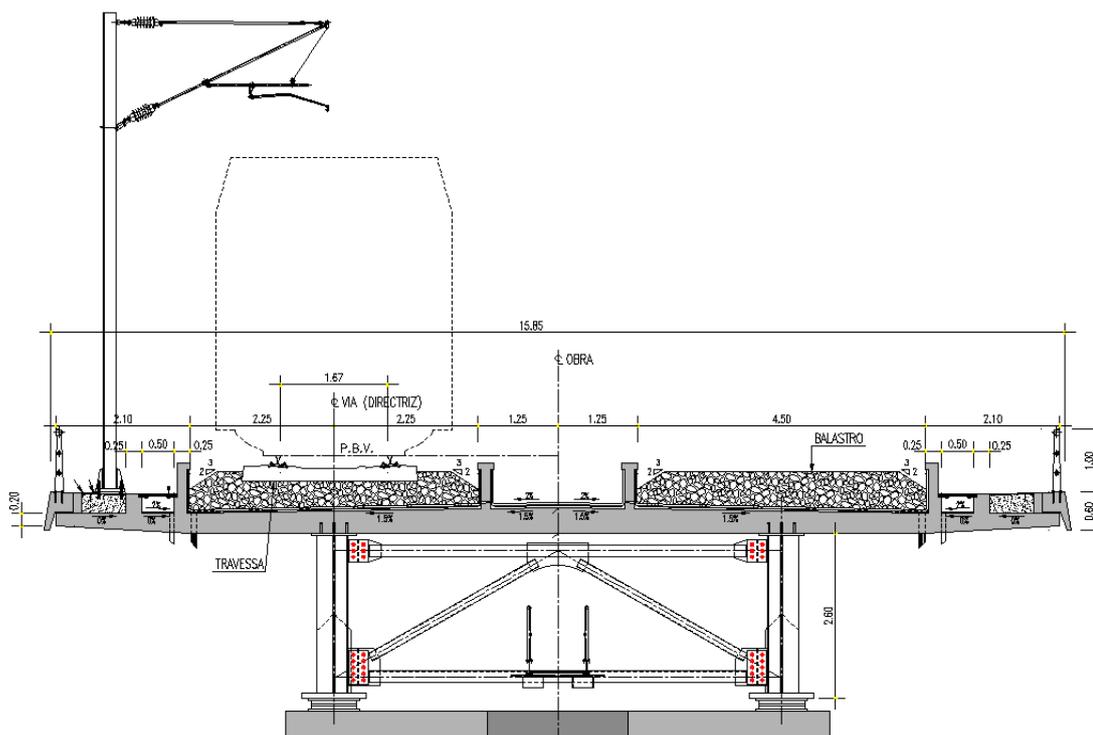


Fig.3.3 – Secção transversal tipo do tabuleiro dos viadutos (via larga)

Os pilares dos viadutos de acesso têm uma largura de 7.8 m ou 8.5 m, respectivamente na zona corrente e na zona alargada, e são tubulares. As fundações são indirectas, com recurso a maciços de 4, 5 ou 6 estacas com 1.50 m de diâmetro.

Os encontros têm duas soluções distintas, uma vez que o encontro Norte tem incorporada uma passagem em pórtico sobre a via-férrea existente da Linha do Sul. O encontro Sul é um encontro do tipo perdido com uns muros ala extensos e com contrafortes. O encontro Norte é um encontro aparente, em cofre, incorporando uma Passagem Inferior sobre a via-férrea existente (Linha do Sul), que é atravessada com viés. A fundação dos encontros é realizada com estacas de 1.20 m de diâmetro.

Nesta tese abordar-se-á apenas a construção da superestrutura da ponte e das estruturas metálicas auxiliares mais importantes.

3.2. ESTADO DA ARTE NA CONSTRUÇÃO DE PONTES *BOWSTRING*

Qualquer que seja a solução do tipo *Bowstring* a adoptar, o processo construtivo do tabuleiro tem que ser muito bem avaliado. Podem identificar-se as seguintes cinco operações principais do processo construtivo, por ordem sequencial de realização:

- 1) Montagem por lançamento da estrutura metálica do tabuleiro, a partir de uma plataforma de lançamento, com um ou mais apoios provisórios ou, em alternativa, montagem da estrutura metálica com auxílio de duas gruas, uma em cada margem do rio ou com o apoio de meio flutuantes;
- 2) Montagem e içamento do arco com auxílio de gruas e colunas provisórias apoiadas no tabuleiro ou por intermédio de torres metálicas apoiadas directamente no leito do rio;
- 3) Instalação dos pendurais com os comprimentos teóricos definidos no projecto de execução recorrendo a dispositivos próprios ou projectados para o efeito;
- 4) Betonagem da laje do tabuleiro por troços com uma cofragem móvel apoiada na parte metálica do tabuleiro e posterior execução dos acabamentos;
- 5) Acerto ou verificação das forças nos pendurais para cumprir a geometria do tabuleiro.

Uma das soluções bastante utilizada para a colocação da estrutura metálica do tabuleiro sobre os pilares consiste em adoptar um processo de lançamento incremental. Este processo consiste na montagem sequencial da parte metálica do tabuleiro, ao mesmo tempo que esta é “lançada” sobre o rio, com recurso a um nariz metálico (“avant-bec”) e apoios provisórios. Estes apoios provisórios dividem o vão principal em vãos mais pequenos compatíveis com a resistência do tabuleiro durante o lançamento.

De seguida realiza-se a montagem do arco que, necessariamente por motivos económicos e construtivos, será transportado em segmentos de dimensões reduzidas para a obra. Estes segmentos são soldados entre si já sobre o tabuleiro com recurso a colunas provisórias. Deste processo inicial resultam segmentos de maior dimensão, que pode variar entre os 30 e os 60 m de comprimento, e que são içados por intermédio de gruas, no caso de se utilizarem cimbres constituídos por colunas, ou cabos de aço no caso de se utilizarem torres metálicas.

Segue-se para a instalação dos pendurais. Nesta fase os pendurais são instalados com o comprimento teórico definido no projecto de execução.

Por fim, executa-se a betonagem da laje de tabuleiro por troços, após colocação de todas as armaduras transversais e longitudinais. Normalmente é adoptado um sistema de cofragem apoiado num cimbra móvel que se apoia na estrutura metálica do tabuleiro. Após esta fase executam-se os acabamentos no tabuleiro.

Finalmente, quando o betão já tiver adquirido características resistentes suficientes, é possível proceder-se à montagem dos macacos hidráulicos junto ao ponto de fixação dos pendurais adjacente ao tabuleiro, para então se efectuar o eventual acerto da força instalada em cada pendural com os valores definidos no projecto de execução. Este acerto também permite que o tabuleiro se ajuste à geometria da rasante de projecto.

Como exemplo, podemos ver nas Figuras 3.4, 3.5 e 3.6 a montagem dos arcos de pontes *Bowstring* com recurso a gruas, colunas e pórticos metálicos para o içamento dos segmentos dos arcos.



Fig.3.4 – Railway bridge in Muiderberg, Holland



Fig.3.5 – Troja Bridge crosses the Vltava River in Prague



Fig.3.6 – Bridge at Stratford in London

3.3. PROCESSO CONSTRUTIVO DA SUPERESTRUTURA DA PONTE

Para a montagem da estrutura metálica da ponte foram construídas diversas estruturas metálicas provisórias, em que as mais importantes são as seguintes:

- Seis torres metálicas, designadas de PPR1 a PPR6, apoiadas no leito do rio Sado, duas por cada vão de 160 m, que serviram como (i) apoios provisórios durante o lançamento incremental do tabuleiro (ii) montagem dos arcos sobre o tabuleiro e (iii) içamento dos três segmentos de arco entretanto montados sobre o tabuleiro (Figura 3.8);
- Plataforma de lançamento localizada entre os pilares P4 da ponte e o pilar P4S do viaduto Sul, totalizando um comprimento de cerca 180 m (Figura 3.9);
- Nariz metálico (“avant-bec”) com cerca de 20.0 m de comprimento (ver **Anexo 3**), que juntamente com apoios provisórios permitiu manter as secções críticas do tabuleiro, durante o lançamento, dentro das suas capacidades resistentes (Figura 3.10);
- Seis mesas metálicas de rotação, colocada uma em cada nascedora de cada arco, que permitiu a rotação dos segmentos extremos do arco durante o içamento (Figura 3.11).

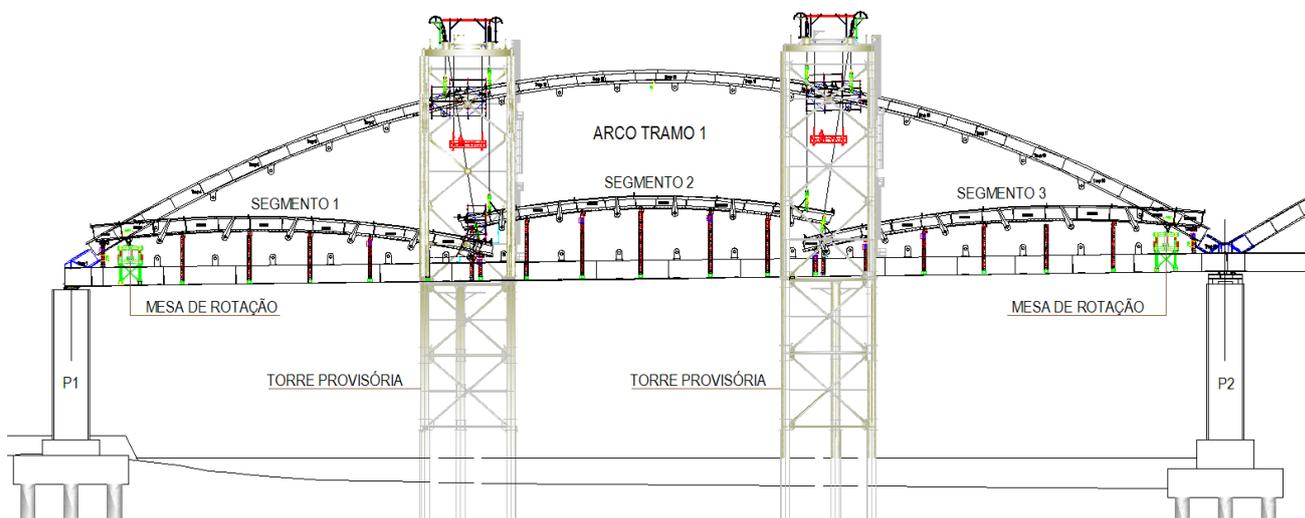


Fig.3.7 – Alçado do tramo 1 (entre P1 e P2) na fase construtiva dos arcos

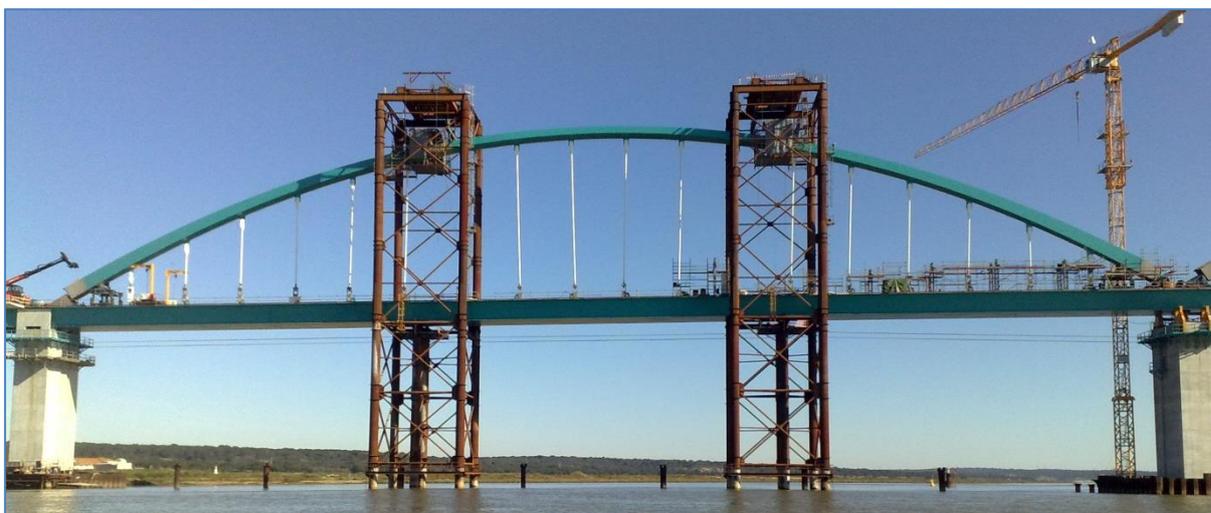


Fig.3.8 – Foto do tramo 1 (entre P1 e P2) na fase construtiva dos arcos



Fig.3.9 – Plataforma de lançamento do tabuleiro metálico



Fig.3.10 – Nariz metálico ("avant-bec")

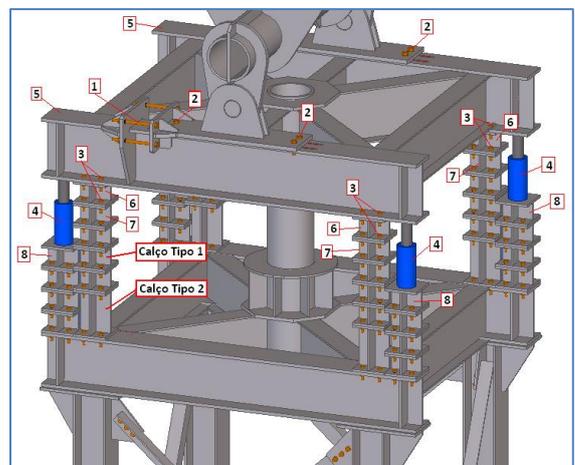


Fig.3.11 – Mesa de rotação

Podem identificar-se seis operações principais no faseamento construtivo, que por ordem sequencial de execução são:

- Montagem da estrutura metálica do tabuleiro sobre a plataforma de lançamento, com o apoio de gruas, através da colocação de troços com cerca de 10 m, construídos previamente em estaleiro. Após a soldadura entre troços é efectuado o lançamento do tabuleiro metálico. Durante o lançamento do tabuleiro este apoia nos pilares da ponte (P1 a P4) e nos pilares provisórios (torres PPR1 a PPR6);
- Montagem do arco sobre o tabuleiro através da colocação de troços de 8.0 m apoiados provisoriamente em colunas BB65. Ligação dos troços por soldadura, ficando o arco dividido em três segmentos (Figura 3.7). Montagem dos pendurais, ficando ligados apenas ao arco;
- Içamento dos segmentos de arco e dos pendurais através de um sistema de macacos hidráulicos e cabos de aço suspensos no topo das torres metálicas. As extremidades inferiores dos pendurais deslizam sobre calhas metálicas, fixas no tabuleiro, durante o içamento dos segmentos de arco. O segmento central é o primeiro a ser içado e de seguida os laterais por rotação nas nascenças;
- Fixação dos pendurais ao eixo do tabuleiro metálico;
- Betonagem da laje de tabuleiro por troços com uma cofragem móvel apoiada na parte metálica do tabuleiro e posterior execução dos acabamentos;
- Acerto das forças nos pendurais por forma a cumprir a geometria do tabuleiro.

A plataforma de lançamento é constituída por asnas metálicas, com uma altura de cerca de 4.0 m, que vencem vãos de 45 m, perfis metálicos transversais com secção H, longarinas longitudinais para deslizamento dos patins de apoio do tabuleiro e assoalhamento com pranchões de madeira.

3.4. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DO TABULEIRO NO LANÇAMENTO INCREMENTAL

Durante as fases do lançamento incremental, o tabuleiro apoia nos pilares definitivos da ponte (P1 a P4), nas torres provisórias fundados no Rio (PPR1 a PPR6), nos pilares P1S a P4S do viaduto de acesso Sul e num patim de apoio móvel localizado junto dos macacos hidráulicos. A montagem de cada tramo completo da ponte fez-se por ligação soldada de troços com comprimentos variáveis de 3m a 10m e com peso unitário variável de 36 ton a 75 ton. Estes serão posicionados em apoios instalados sobre as longarinas através de apoios provisórios de montagem (ver **Anexo 4**). Nesta fase a estrutura será construída com as contra-flechas de fabrico definidas em projecto.

O lançamento foi efectuado em 4 fases principais (ver **Anexo 5**):

- a) Montagem do 1º tramo (160 + 2.5 m);
- b) Lançamento do 1º tramo (160 + 2.5 m) + Montagem do 2º tramo (157.5 + 3.0 m);
- c) Lançamento dos 2 primeiros tramos (162.5 + 160.5 m) + Montagem do 3º tramo (157 m);
- d) Lançamento de todo o tabuleiro da ponte (480 m).

Durante o lançamento o tabuleiro encontra-se travado lateralmente por intermédio de batentes fixados nos pilares P1 a P4 da ponte (Figura 3.12).

A acção de empurrar o tabuleiro faz-se com recurso a dois macacos de duplo efeito com 250 ton de capacidade cada, com curso de 1250 mm, que actuando no banzo inferior provocam o avanço da estrutura (Figura 3.12).

Com a aproximação aos pilares, torna-se necessário recuperar a flecha no extremo da estrutura para transposição dos mesmos. Para esta operação existe um sistema instalado na extremidade do nariz, constituído por dois macacos e duas consolas de apoio rotativas. Com a reacção destes macacos nos pilares, faz-se a elevação da estrutura (Figura 3.12). Atingida a cota dos calços de deslizamento, as consolas que vão “abertas” são fechadas e aliviados os macacos, ficando assim a estrutura apoiada sobre os calços de deslizamento, após o que se retomará o “empurre”.



Fig.3.12 – Batentes laterais, macacos hidráulicos de empurre e macacos hidráulicos no “Nariz” metálico

O Perfil de lançamento adoptado foi o correspondente a uma trajectória circular, ou seja a cota dos apoios do tabuleiro encontram inseridos na curva de lançamento (Figura 3.13). De referir que foram estudadas outras trajectórias de lançamento (p. ex. uma trajectória parabólica) e verificou-se que o perfil que melhor se adaptava à configuração do tabuleiro, com contra-flecha, era a circular. Os apoios do lançamento foram materializados pelas seguintes cotas:

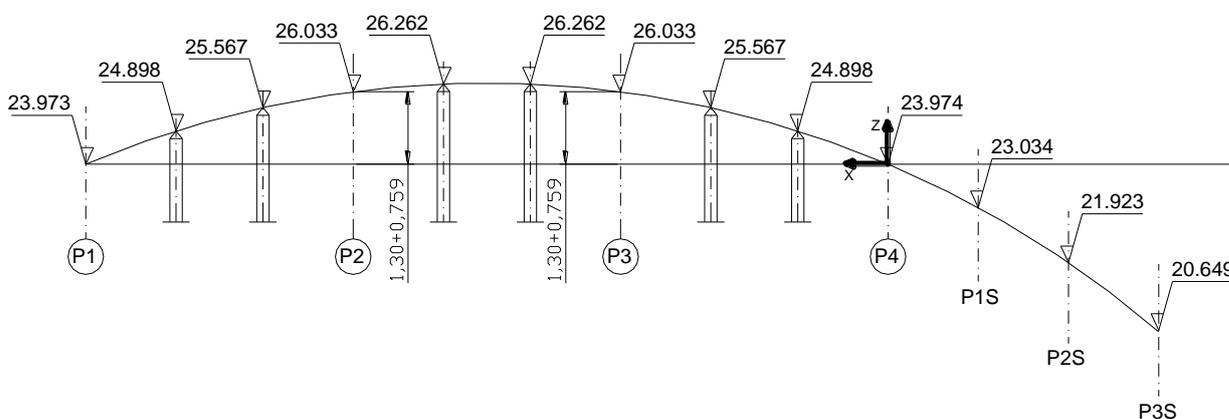


Fig.3.13 – Perfil de lançamento do tabuleiro metálico

Os apoios sobre os quais será lançada a estrutura, serão posicionados nas seguintes cotas:

Cotas dos apoios nos pilares definitivos:

$$P1 = Z1 \text{ final} + 0.08 = 23,973 \text{ m}$$

$$P2 = Z2 \text{ final} + 1.30 + 0.08 = 26,033 \text{ m}$$

$$P3 = Z3 \text{ final} + 1.30 + 0.08 = 26,033 \text{ m}$$

$$P4 = Z4 \text{ final} + 0.08 = 23,974 \text{ m}$$

Cotas dos apoios na plataforma de lançamento:

P1S = 23,034 m P2S = 21,923 m P3S = 20,649 m

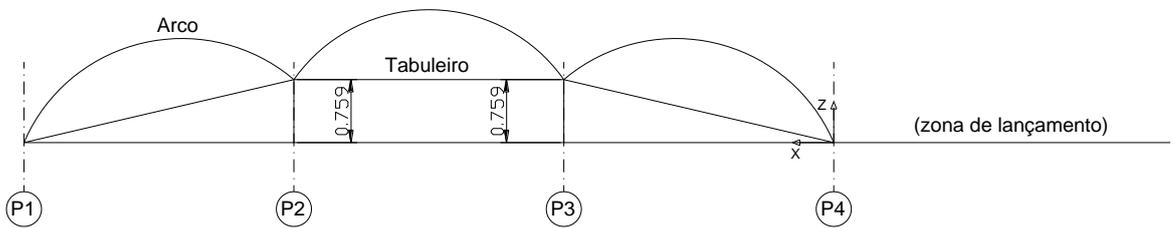
Cotas nos apoios dos pilares provisórios:

PPR1 = 24,898 m PPR2 = 25,567 m PPR3 = 26,262 m

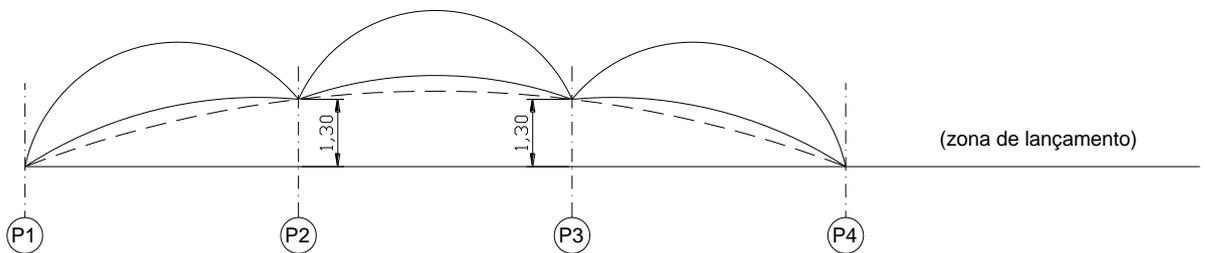
PPR4 = 26,262 m PPR5 = 25,567 m PPR6 = 24,898 m

Todo o perfil de lançamento sofreu uma translação de 80 mm (↑) por forma a permitir a montagem dos aparelhos de apoio definitivos nos pilares P1 e P4.

Perfil de Referência PR (x)



Contra-flecha C (x)



Perfil total com contra-flecha PTC(x) = PR (x) + C (x)

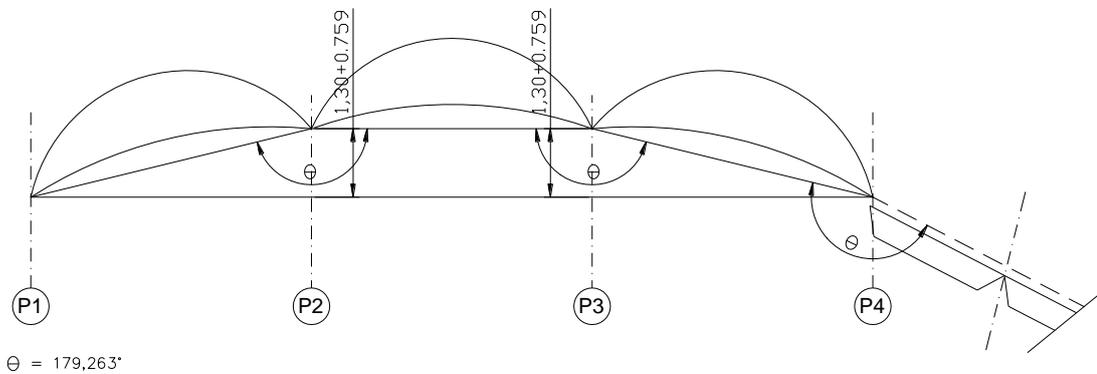


Fig.3.13a – Perfil com contra-flecha

No final da montagem de todos os tramos da ponte, incluindo os arcos, os apoios sobre os pilares P2 e P3 serão descidos 1.30m para a posição final, conforme previsto no projecto, de forma a ajustar os momentos flectores instalados no tabuleiro.

A secção de tabuleiro a ser lançada é apenas a secção do caixão metálico (ver **Anexo 6**). Para o efeito, será colocado um sistema de travamento ao nível dos banzos superiores (Figura 3.14) para conferir maior rigidez à secção, sobretudo à torção, simulando uma secção equivalente a um caixão fechado.

Na direcção transversal os apoios para o lançamento serão colocados sob as duas almas da secção do caixão do tabuleiro. As dimensões em planta dos apoios em cada alma têm 0.45m de comprimento (direcção longitudinal à ponte) e 0.30m de largura (direcção transversal à ponte). Os apoios são constituídos por “calços” metálicos, revestidos com “Teflon” (Figura 3.14).



Fig.3.14 – Apoio de deslizamento (à esquerda) e sistema de travamento superior (à direita)

3.4.1. MODELAÇÃO DO TABULEIRO E “NARIZ” DE LANÇAMENTO

O lançamento da estrutura do tabuleiro foi estudado com base num modelo de elementos finitos, desenvolvido no *software SAP2000*, e com as características das secções definidas no projecto (ver **Anexo 7**). A análise foi feita por etapas que correspondem a lançamentos incrementais de 4 em 4 m e por etapas adicionais que correspondem a lançamentos de 2 em 2 m na aproximação aos apoios. O cálculo teve em consideração os seguintes aspectos:

- Contra-flechas de projecto e elevação de 1.30 m sobre os pilares P2 e P3;
- Perfil de lançamento circular anteriormente referido;
- Apoios a funcionarem apenas à compressão;
- Rigidez axial dos apoios sobre os pilares provisórios;
- Rigidez vertical da plataforma de montagem.

Na modelação numérica do lançamento a estrutura do “Nariz” metálico foi modelada com elementos finitos tipo de barra. Para o efeito foram determinadas as propriedades mecânicas da viga equivalente ao “Nariz”. Foram tornadas equivalentes a rigidez de flexão e de esforço de corte.

Inércia equivalente $I_{eq} = 0.083 \text{ m}^4$

Área de corte equivalente $A_{v,eq} = 0.006 \text{ m}^2$

A classe de resistência do aço utilizado no tabuleiro é o S355 e no “Nariz” metálico o aço S275.

3.4.2. ACÇÕES

As acções no tabuleiro consideradas foram as seguintes:

- Peso próprio dos materiais que constituem o tabuleiro metálico ($\gamma_{aço} = 78.5 \text{ kN/m}^3$);
- Acção do gradiente térmico na secção do tabuleiro;

A acção do vento não foi considerada nesta fase dado que o lançamento do tabuleiro estava impedido em dias de más condições meteorológicas.

3.4.2.1. Cargas Permanentes

$PP_{\text{tabuleiro}}$ - pesos próprios dos troços de tabuleiro (ver **Anexo 8**);

$PP_{\text{reforços}} = 2.5 \text{ kN/m}$

$PP_{\text{Nariz}} = 15.0 \text{ kN/m}$

3.4.2.2. Acção da Temperatura Diferencial

A acção da temperatura foi simulada através de um gradiente térmico na secção do tabuleiro correspondente a uma diferença de temperatura entre o banzo superior e inferior igual a $\Delta T = 20^\circ\text{C}$.

O gradiente térmico toma o seguinte valor:

$$G_T = \frac{\Delta T}{h} = \frac{20}{2.6} = 7.7^\circ\text{C/m} \quad (3.1)$$

em que h é a altura da secção do tabuleiro.

3.4.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

Relativamente aos estados limites últimos (ELU) foram consideradas duas combinações:

$$S_{\text{ELU}} (1) = 1.35 \times \text{CP}$$

$$S_{\text{ELU}} (2) = 1.35 \times \text{CP} + 1.5 \times T_{\text{DIF}}$$

Relativamente aos estados limites de serviço (ELS) foram também consideradas duas combinações:

$$S_{\text{ELS}} (1) = \text{CP}$$

$$S_{\text{ELS}} (2) = \text{CP} + T_{\text{DIF}}$$

3.4.4. ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Relativamente aos estados limites de serviço (ELS) interessava calcular com o maior rigor possível os deslocamentos verticais do tabuleiro e as reacções do “Nariz” metálico, na chegada aos apoios, durante o lançamento incremental. A confrontação dos valores calculados e os medidos em obra permitia a aferição do modelo de cálculo, dando garantias relativamente aos esforços calculados. A evolução dos deslocamentos verticais do tabuleiro consta no **Anexo 9**.

Os valores calculados têm como referencial o perfil de referência do lançamento (poligonal que passa pelos apoios) com a contra-flecha do tabuleiro. Os deslocamentos máximos verificam-se na frente do “Nariz” metálico nas aproximações aos apoios.

$\delta_{\text{máx.}} = 290 \text{ mm}$ - correspondente apenas às cargas CP (cargas permanentes)

$\delta_{\text{máx.}} = 470 \text{ mm}$ - correspondente às cargas CP + T_{DIF} (cargas permanentes + gradiente térmico)

3.4.5. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

3.4.5.1. Classificação da Secção

Na verificação da segurança do tabuleiro, durante o lançamento incremental, e dada a elevada variabilidade longitudinal das espessuras das chapas optou-se, do lado da segurança, por considerar a secção mais desfavorável.

Quadro 2 – Espessuras das chapas da secção de cálculo considerada

Elemento	Espessura [m]
Banzos sup. laterais	0.035
Banzos sup. central	0.035
Reforço central	0.035
Banzo inferior	0.045
Almas	0.030

De acordo com o Quadro 5.2 (elementos internos comprimidos) do EC3 - EN 1993-1-1, temos para o banzo inferior comprimido:

$$c = 5.65 \text{ m}$$

$$t = 0.045 \text{ m} \quad \frac{c}{t} = \frac{5.65}{0.045} = 125 \geq 42\varepsilon \quad \text{Secção classe 4}$$

Desta forma verifica-se que o banzo inferior é susceptível de encurvar. De notar a classe de uma secção é a maior das classes dos seus elementos comprimidos.

3.4.5.2. Secção efectiva

Recorrendo às expressões (2.24) a (2.28), as larguras efectivas dos banzos comprimidos são as apresentadas no Quadro 3.

Quadro 3 – Larguras efectivas dos banzos (encurvadura)

Elemento	\bar{b} [m]	t_f [m]	ε [-]	k_{σ} [-]	$\bar{\lambda}_p$ [-]	ρ [-]	b_{eff} [m]
Banzos sup. Laterais	0.75	0.035	0.81	0.43	1.42	0.61	0.458
Banzos sup. Central	0.60	0.035	0.81	0.43	1.14	0.73	0.441
Reforço central	0.35	0.035	0.81	0.43	0.66	1.00	0.350
Banzo inferior	5.65	0.045	0.81	4.00	2.73	0.34	1.903

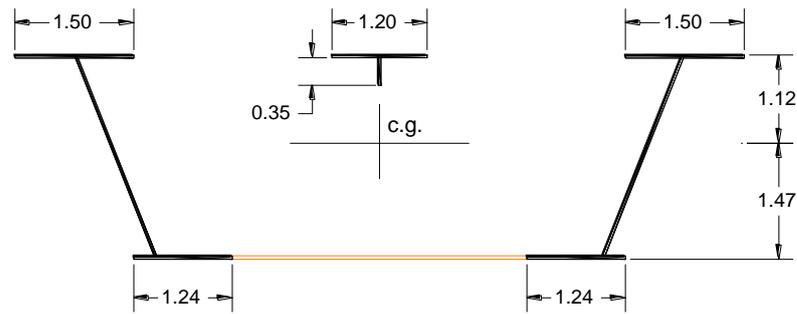


Fig.3.15 – Larguras efectivas dos banzos para momentos negativos

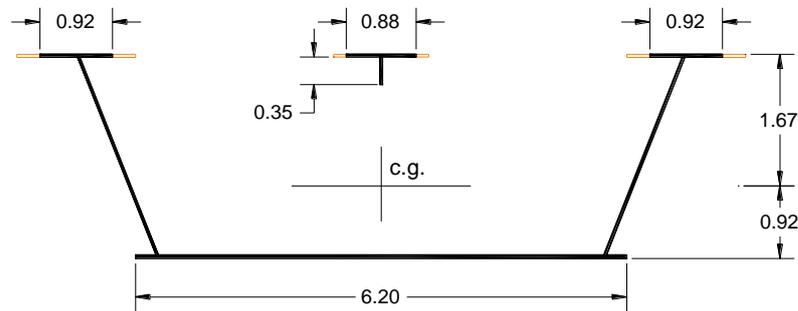


Fig.3.16 – Larguras efectivas dos banzos para momentos positivos

A área efectiva das almas é calculada após a determinação da área efectiva dos banzos.

Para momentos negativos, o coeficiente de encurvadura toma o seguinte valor:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-1.12}{1.47} = -0.76$$

$$k_\sigma = 7.81 - 6.29 \times \psi + 9.78 \times \psi^2 \quad k_\sigma = 7.81 + 6.29 \times 0.76 + 9.78 \times 0.76^2 = 18.2$$

Para momentos positivos, o coeficiente de encurvadura toma o seguinte valor:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-0.92}{1.67} = -0.55$$

$$k_\sigma = 7.81 + 6.29 \times 0.55 + 9.78 \times 0.55^2 = 14.2$$

A largura efectiva da alma na zona comprimida, para momentos com o sentido negativo e positivo, são apresentadas no Quadro 4.

Quadro 4 – Larguras efectivas das almas

Momento	\bar{b} [m]	t_w [m]	ε [-]	ψ [-]	k_σ [-]	$\bar{\lambda}_p$ [-]	ρ [-]	b_{eff} [m]	b_{e1} [m]	b_{e2} [m]
Negativo	2.70	0.03	0.81	-0.76	18.2	0.917	0.944	1.45	0.58	0.87
Positivo	2.70	0.03	0.81	-0.55	14.2	1.038	0.838	1.46	0.58	0.88

Relativamente aos estados limites últimos o problema do “shear lag” é abordado de forma idêntica à encurvadura de placas determinando-se uma largura efectiva.

De acordo com a cláusula 3.2.1 - EC3 - EN 1993-1-5 a largura efectiva para efeitos de “shear lag” é dada pela expressão:

$$b_{eff} = \beta \times b_0 \quad (3.2)$$

O valor de β pode ser obtido a partir das expressões que constam na Tabela 3.1 da EN 1993-1-5.

Em elementos internos, b_0 é igual a metade da largura do próprio elemento.

Quando existe a combinação dos efeitos da encurvadura dos banzos e o “shear lag”, a área efectiva é dada pela expressão:

$$A_{eff} = A_{c,eff} \times \beta_{ult} \quad (3.3)$$

em que:

$A_{c,eff}$ é a área efectiva tendo em conta a encurvadura do banzo comprimido.

O valor de β_{ult} pode ser considerado igual a β substituindo o valor de α_0 por:

$$\alpha_0^* = \sqrt{\frac{A_{c,eff}}{b_0 \times t_f}} \quad (3.4)$$

O valor de β_{ult} depende do parâmetro k que é dado pela expressão:

$$k = \frac{\alpha_0 \times b_0}{L_e} \quad (3.5)$$

L_e é a distância entre pontos de momento nulo e pode ser estimada pela Figura 3.1 da EN 1993-1-5.

As larguras efectivas dos banzos, tendo em conta a combinação dos efeitos da encurvadura e do “shear lag”, são as que se apresentam no Quadro 5.

Quadro 5 – Larguras efectivas dos banzos (c/ efeito “shear lag”)

Momento	Elemento	b_0 [m]	t_f [m]	$b_{c,eff}$ [m]	L_e [m]	α_0 [-]	k [-]	β_{ult} [-]	b_{eff} [-]
Negativo	Banzos sup. laterais	0.750	0.035	0.750	80	1.00	0.009	1.000	0.750
	Banzos sup. central	0.600	0.035	0.600	80	1.00	0.008	1.000	0.600
	Reforço central	0.350	0.035	0.350	80	1.00	0.004	1.000	0.350
	Banzo inferior	2.825	0.045	0.952	80	0.58	0.020	0.990	0.942
Positivo	Banzos sup. laterais	0.750	0.035	0.458	45	0.78	0.013	1.000	0.458
	Banzos sup. central	0.600	0.035	0.441	45	0.86	0.011	1.000	0.441
	Reforço central	0.350	0.035	0.350	45	1.00	0.008	1.000	0.350
	Banzo inferior	2.825	0.045	2.825	45	1.00	0.063	0.975	2.756

Verifica-se que o efeito de “shear lag” nos banzos é desprezável. Deve-se ao facto das distâncias entre pontos de momento nulo, L_e , serem elevadas.

Assim as secções efectivas finais para momentos com o sentido negativo e positivo são as apresentadas nas Figuras 3.17 e 3.18.

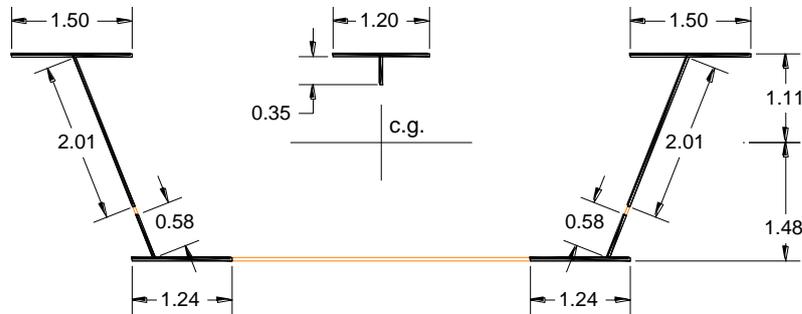


Fig.3.17 – Secção efectiva final para momentos negativos

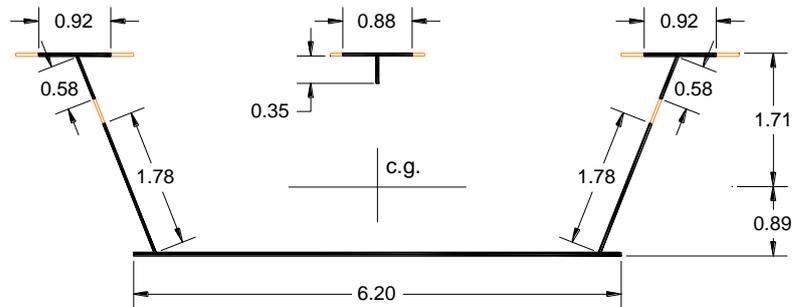


Fig.3.18 – Secção efectiva final para momentos positivos

3.4.5.3. Esforços e Reacções

As envolventes de esforços transversos e momentos flectores, bem como a evolução dos momentos flectores e das reacções sobre os pilares, durante o lançamento do tabuleiro, constam no **Anexo 10**.

Os esforços de dimensionamento máximos verificados foram:

$$M_{sd}^+ = 58149 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^- = -89373 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd}^{\text{máx}} = 4322 \text{ kN}$$

$$R_{sd}^{\text{máx}} = 8337 \text{ kN}$$

3.4.5.4. Resistência ao momento flector

De acordo com a cláusula 6.2.5 - EC3 - EN 1993-1-1 o momento flector resistente de uma secção da classe 4 é dado pela expressão:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{\text{eff}} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.6)$$

em que $f_y = 355\text{MPa}$ (Aço S355)

Para momentos negativos, tem-se:

$$W_{\text{eff}} = \frac{I_{\text{eff}}}{y_i} = \frac{0.5278}{1.48} = 0.35 \text{ m}^3 \quad M_{c,Rd} = \frac{0.35 \times 355000}{1.0} = 124250 \text{ kNm}$$

Para momentos positivos, tem-se:

$$W_{\text{eff}} = \frac{I_{\text{eff}}}{y_i} = \frac{0.6267}{1.71} = 0.37 \text{ m}^3 \quad M_{c,Rd} = \frac{0.37 \times 355000}{1.0} = 131350 \text{ kNm}$$

Verifica-se que os momentos flectores resistentes são superiores aos actuantes durante o lançamento incremental.

3.4.5.5. Resistência ao esforço transversal

De acordo com a clausula 5.1 - EC3 - EN 1993-1-5 as almas com reforços transversais em que:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \times \varepsilon \times \sqrt{k_\tau} \quad (3.7)$$

a resistência ao esforço transversal deve ter em conta a encurvadura.

$$\frac{a}{h_w} = \frac{8.0}{2.7} = 2.96 \geq 1$$

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 \times \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 5.34 + 4.00 \times \left(\frac{2.7}{8}\right)^2 = 5.80$$

$$\frac{2.7}{0.03} = 90 \geq \frac{31}{1.2} \times 0.81 \times \sqrt{5.80} = 50.4 \quad (\eta = 1.2 - \text{aço S355})$$

De acordo com a cláusula 5.2 - EC3 - EN 1993-1-5 a resistência ao esforço transversal é dada pela expressão:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \times f_{yw} \times h_w \times t}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}} \quad (3.8)$$

De acordo com a cláusula 5.3 - EC3 - EN 1993-1-5 a contribuição da alma é dada por:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \times f_{yw} \times h_w \times t}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}} \quad (3.9)$$

O valor de χ_w depende da esbelteza dada pela seguinte expressão:

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \times \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad (3.10)$$

Assim tem-se:

$$\sigma_\varepsilon = 190000 \times \left(\frac{0.03}{2.70}\right)^2 = 23.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = k_t \times \sigma_E = 5.80 \times 23.4 = 135.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \times \sqrt{\frac{355}{135.7}} = 1.23$$

Da Tabela 5.1 da cláusula 5.3 - EC3 - EN 1993-1-5 temos:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_w &\geq 1.08 \\ \chi_w &= \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0.83}{1.23} = 0.67 \quad (\text{"Non-rigid end post"}) \end{aligned} \quad (3.11)$$

Assim temos:

$$V_{bw,Rd} = \frac{0.67 \times 355 \times 10^3 \times 2.7 \times 0.03}{\sqrt{3} \times 1.1} = 10112 \text{ kN}$$

O esforço transversal resistente considerando a inclinação das almas é:

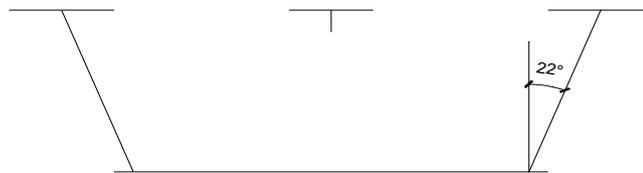


Fig.3.19 – Inclinação das almas da secção

Não considerando a contribuição dos banzos para a resistência ao esforço transversal, tem-se:

$$V_{b,Rd} = 10112 \times \cos 22^\circ = 9375 \text{ kN}$$

O esforço transversal máximo em cada alma, durante a fase de lançamento incremental, toma o seguinte valor:

$$V_{sd} = \frac{4322}{2} = 2161 \text{ kN} \ll V_{b,Rd} = 9375 \text{ kN}$$

3.4.5.6. Interação entre esforço transversal e momento flector

De acordo com a cláusula 7.1 - EC3 - EN 1993-1-5 a resistência ao momento flector não necessita de ser reduzida for verificada a seguinte condição:

$$\begin{aligned} \bar{\eta}_3 &= \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0.5 \\ \bar{\eta}_3 &= \frac{2161}{9375} = 0.23 \leq 0.5 \end{aligned} \quad (3.12)$$

3.4.5.7. Resistência das almas a forças transversais (Patch Loading)

A reacção máxima no apoio do tabuleiro durante a fase de lançamento corresponde à reacção no pilar P4 quando o tabuleiro se encontra em consola máxima na aproximação ao pilar provisório PPR6. A reacção de cálculo em cada alma toma o seguinte valor:

$$R_{sd} = \frac{8337}{2} = 4169 \text{ kN}$$

De acordo com a cláusula 6.1 - EC3 - EN 1993-1-5 a força transversal é do tipo (a) aplicada no banzo e equilibrada por esforço transversal da alma (Figura 2.15).

$$k_F = 6 + 2 \times \left(\frac{2.7}{8.0} \right)^2 = 6.23$$

$S_s = 0.45 \text{ m}$ (comprimento do apoio)

De acordo com a cláusula 6.2 - EC3 - EN 1993-1-5 a resistência das almas à encurvadura local quando sujeita a forças transversais é dada pela seguinte expressão:

$$F_{Rd} = \frac{f_{yw} \times L_{eff} \times t_w}{\gamma_{M1}} \quad (3.13)$$

$$L_{eff} = \chi_F \times l_y \quad (3.14)$$

De acordo com a cláusula 6.5 - EC3 - EN 1993-1-5 temos:

$$l_y = S_s + 2 \times t_f \times (1 + \sqrt{m_1 + m_2}) \quad (3.15)$$

$$m_1 = \frac{f_{yf} \times b_f}{f_{yw} \times t_w} \quad (3.16)$$

$$m_2 = 0.02 \times \left(\frac{h_w}{t_f} \right)^2 \text{ se } \lambda_F^- > 0.5 \quad (3.17)$$

O valor de b_f deve ser limitado a $15 \times \varepsilon \times t_f$ em cada lado da alma.

$$m_1 = \frac{0.275 + 15 * 0.81 * 0.045}{0.03} = 27.4 \quad m_2 = 0.02 \times \left(\frac{2.7}{0.045} \right)^2 = 72$$

$$l_y = 0.45 + 2 \times 0.045 \times (1 + \sqrt{27.4 + 72.0}) = 1.44$$

De acordo com a cláusula 6.4 - EN 1993-1-5, a carga crítica elástica é dada pela seguinte expressão:

$$F_{cr} = 0.9 \times k_F \times E \times \frac{t_w^3}{h_w} \quad (3.18)$$

$$F_{cr} = 0.9 \times 6.23 \times 210 \times 10^6 \times \frac{0.03^3}{2.7} = 11775 \text{ kN}$$

$$\lambda_F = \sqrt{\frac{I_y \times t_w \times f_{yw}}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.44 \times 0.03 \times 355 \times 10^3}{11775}} = 1.14 > 0.5$$

$$\chi_F = \frac{0.5}{\lambda_F} = 0.44 \leq 1.0$$

$$L_{eff} = 0.44 \times 1.44 = 0.63$$

$$F_{Rd} = \frac{355 \times 10^3 \times 0.63 \times 0.03}{1.1} = 6100 \text{ kN}$$

Visto que a alma forma um ângulo de 22° com a vertical, resistência da alma para forças verticais é:

$$F_{Rd} \times \cos 22^\circ = 6100 \times \cos 22^\circ = 5655 \text{ kN}$$

Verifica assim que:

$$R_{sd_{máx.}} = 4169 \text{ kN} < F_{Rd} \times \cos 22^\circ = 5655 \text{ kN}$$

3.4.5.8. Interação entre forças transversais momento flector

De acordo com a cláusula 7.2 - EC3 - EN 1993-1-5 a interacção entre as forças transversais e o momento flector deve respeitar seguinte condição:

$$\eta_2 + 0.8 \times \eta_1 \leq 1.4$$

em que:

$$\eta_1 = \frac{M_{Ed}}{f_y \times W_{eff} / \gamma_{M0}} = \frac{89373}{124250} = 0.720$$

$$\eta_2 = \frac{F_{Ed}}{f_{yw} \times L_{eff} \times t_w / \gamma_{M1}} = \frac{4169}{5655} = 0.737$$

$$0.737 + 0.8 \times 0.720 = 1.31 \leq 1.4$$

3.5. FASES DE MONTAGEM APÓS O 1º E 2º LANÇAMENTOS DO TABULEIRO

Para a execução da ligação do 1º tramo lançado ao 2º tramo (soldadura sobre o pilar P4) é necessário proceder a um ajustamento de forma a obter um ângulo $\theta = 0$, ou seja, que a inclinação do tabuleiro lançado seja a mesma da linha de referência teórica do lançamento sobre o P4 (Figura 3.20).

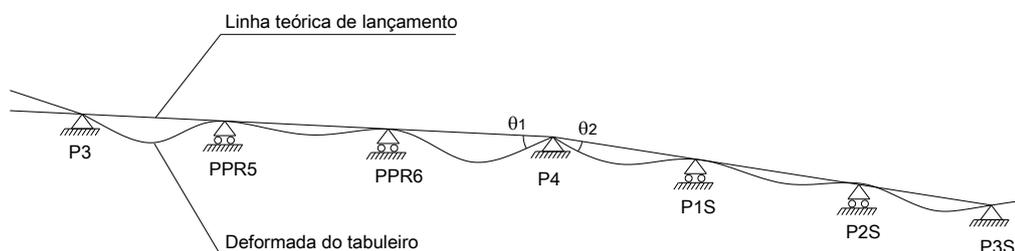


Fig.3.20 – Acerto do ângulo entre o 1º e 2º tramos

Os resultados do modelo de elementos finitos SAP2000 conduzem às seguintes rotações:

Nota: As rotações são positivas no sentido dos ponteiros do relógio.

$$\theta = \theta_1 - \theta_2 \quad \theta_1 = -0.001270 \text{ rad} \quad \theta_2 = 0.00072 \text{ rad}$$

$$\theta = -0.001270 - 0.00072 = -0.00199 \text{ rad}$$

Para satisfazer esta condição, o tabuleiro foi elevado no pilar P1S até anular o ângulo referido. Após a ligação o apoio volta à sua posição de lançamento.

A elevação do 2º tramo do tabuleiro em P1S de 1 m produz uma rotação de $\theta = -0.03515 \text{ rad}$ sobre o pilar P4 (ver **Anexo 11**).

Assim, a elevação que foi imposta no pilar P1S para anular o ângulo de rotação foi:

$$\Delta = 57 \text{ mm.}$$

Para a execução da ligação entre o 2º tramo e o 3º tramo procedeu-se de forma idêntica (Figura 3.21).

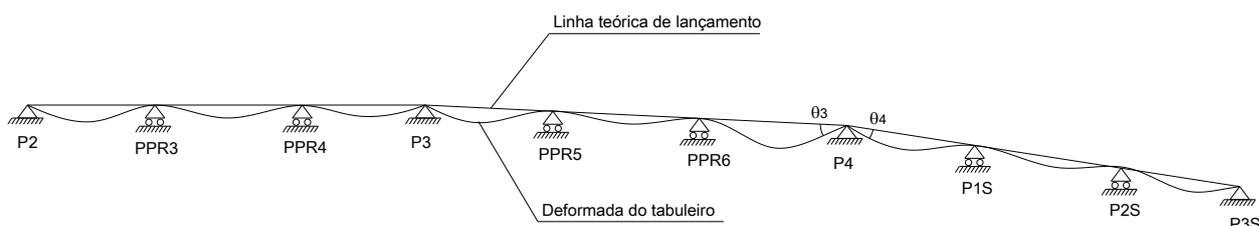


Fig.3.21 – Acerto do ângulo entre o 2º e 3º tramos

$$\theta = \theta_3 - \theta_4 \quad \theta_3 = -0.001150 \text{ rad} \quad \theta_4 = 0.00071 \text{ rad}$$

$$\theta = -0.001150 - 0.00071 = -0.00187 \text{ rad}$$

A elevação do 3º tramo do tabuleiro em P1S de 1 m produz uma rotação de $\theta = -0.03504 \text{ rad}$ sobre o pilar P4 (ver **Anexo 12**).

Assim, a elevação que foi imposta no pilar P1S para anular o ângulo de rotação foi:

$$\Delta = 53 \text{ mm.}$$

3.6. FASE DE CONSTRUÇÃO DOS ARCOS

No final do lançamento do tabuleiro o diagrama de momentos flectores longitudinais não é muito regular (ver **Anexo 13** - diagrama apresentado apenas para o peso próprio do tabuleiro). Assim impôs-se um deslocamento de 60 mm, no sentido descendente, aplicado nos apoios correspondentes aos pilares provisórios PPR1 e PPR6 tendo como referência de partida o perfil do lançamento por forma a regularizar o diagrama de momentos.

Após o lançamento incremental do tabuleiro, os troços de arco foram colocados sobre o tabuleiro por intermédio de um pórtico rolante (Figura 3.22). Os troços dos arcos, com cerca de 8 m de comprimento, foram apoiados no tabuleiro através de berços metálicos assentes em colunas BB65, (Figura 3.23) e mesas de rotação. Após a ligação por soldadura dos troços de cada segmento, os pendurais foram montados sobre o tabuleiro e fixados ao arco. Os pendurais subirão juntamente com os segmentos de arco, na operação de içamento. Durante a elevação, os “garfos”/terminais inferiores dos pendurais, previamente instalados (fase de assemblagem dos segmentos), deslizarão sobre o banzo superior central, em patins de material deslizante (atrito reduzido) concebidos para o efeito, guiados com auxílio de um carril materializado com vergalhão 30x30.

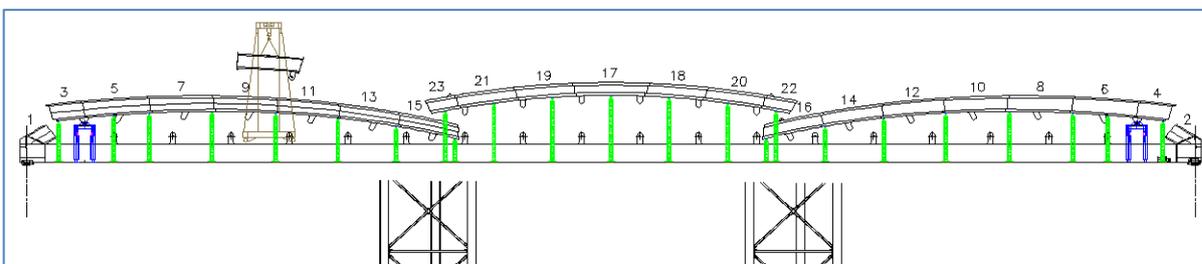


Fig.3.22 – Esquema de montagem dos troços dos arcos sobre o tabuleiro



Fig.3.23 – Berço metálico (à esquerda) e pórtico rolante (à direita)

Os segmentos centrais foram os primeiros a ser elevados, por translação vertical, seguidos dos segmentos laterais por rotação das extremidades, junto à nascenças, sobre as mesas de rotação.



Fig.3.24 – Içamento do segmento central (à esquerda) e dos segmentos laterais (à direita)

3.6.1. FASES DE MONTAGEM DO ARCO E ESTRUTURAS AUXILIARES

Por forma a ilustrar as fases de montagem do arco e dos pendurais, as secções de ligação e apoios foram designados de acordo com o esquema da figura 3.25.

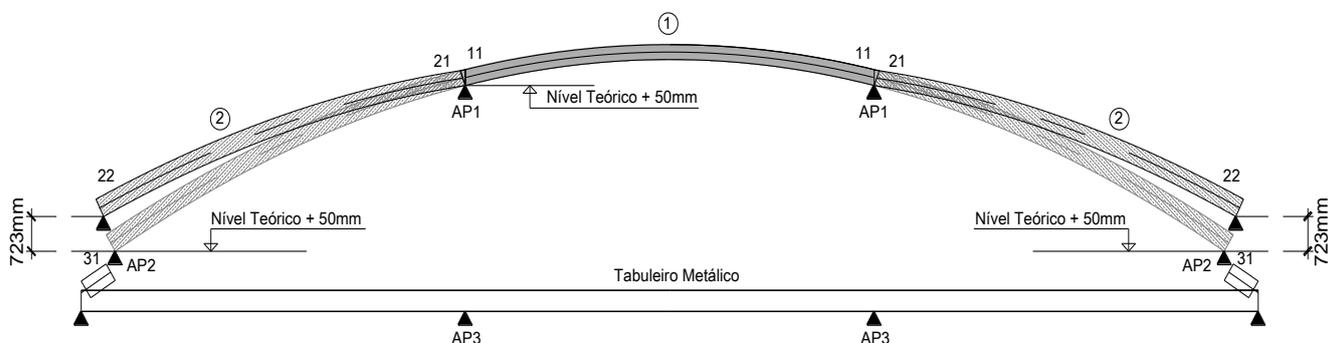


Fig.3.25 – Designação de secções e apoios

Os apoios AP1, AP2 e AP3 são materializados pela suspensão das extremidades dos segmentos do arco no topo das torres provisórias, pelas mesas de rotação junto às nascenças do arco e pelos apoios do tabuleiro nas torres provisórias respectivamente.

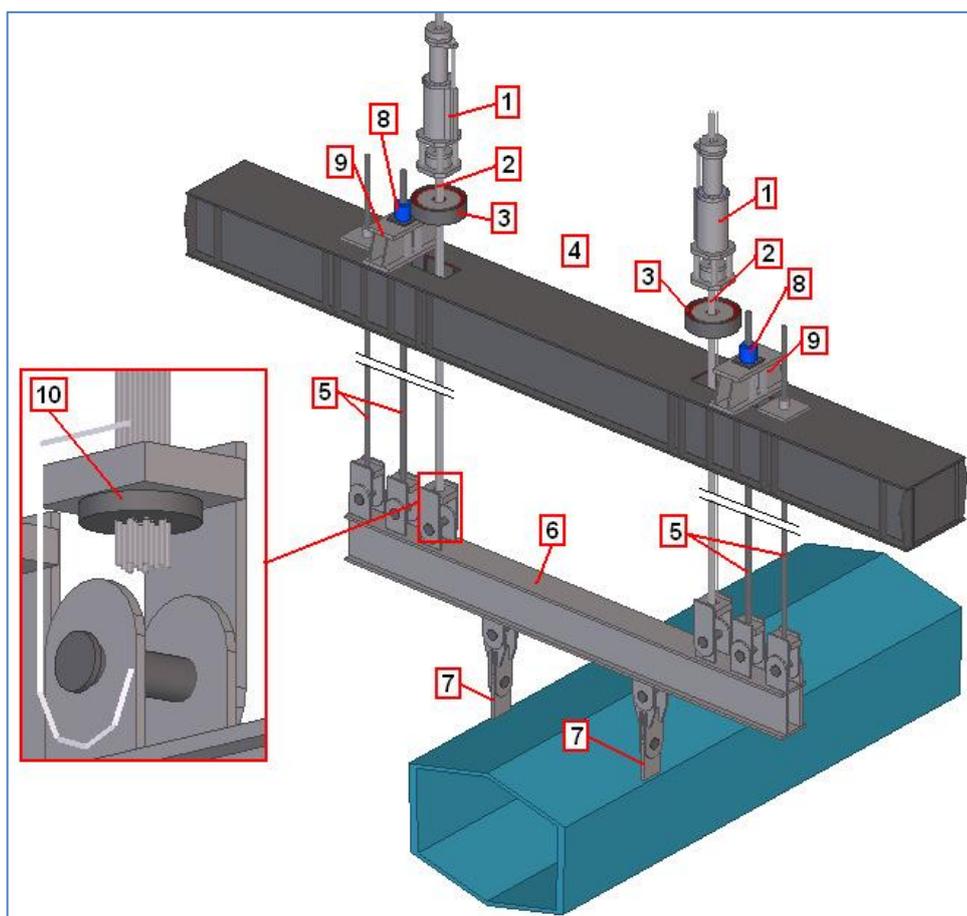


Fig.3.26 – Apoios tipo AP1

O apoio AP1 (Figura 3.26) corresponde ao sistema de elevação dos segmentos dos arcos. É constituído por um sistema hidráulico de elevação superior instalado sobre as vigas de suporte, estas pertencentes à estrutura das torres provisórias (PPr's), e pelas vigas de suspensão que transferem a carga dos segmentos do arco às vigas de suporte.

O sistema é composto pelos seguintes elementos:

- (1) Macacos de cabos TT14406 com 144 ton de capacidade de carga cada, para elevação dos segmentos;
- (2) Cabos de elevação compostos por cordões de aço de alta resistência com diâmetro Ø15,2mm (12 cordões/strands por cabo/macaco);
- (3) Elementos de apoio tipo rótula que apoiam as vigas de suporte e terão por função atribuírem liberdade rotacional aos macacos de cabos, garantindo o contínuo alinhamento entre os cabos e os macacos (apenas aplicável aos segmentos extremos dos arcos);
- (4) Vigas de suporte V2 pertencentes à estrutura dos PPr's, servem de base de reacção aos Macacos e após elevação, sustentarão os segmentos/arcos até à sua ligação às respectivas nascenças;
- (5) Barras de aço de alta resistência (Ø63,5mm). São aplicadas após a elevação dos segmentos dos arcos, são instaladas em substituição dos cabos de elevação, fazendo a ligação das vigas de suspensão às vigas de suporte. A ligação das barras às vigas de suporte V2 será efectuada recorrendo a porcas de fixação e/ou a macacos hidráulicos de haste furada, apoiados em cadeiras metálicas. Por cada viga de suspensão serão instaladas quatro barras de aço, sendo duas activas (com macacos) e duas de reserva;
- (6) Vigas de suspensão dos segmentos dos arcos. Viga metálica bi-articulada que permite ligar os cabos de suspensão aos olhais de ligação. Esta viga ficará sempre numa posição horizontal e alinhada com os cabos de elevação;
- (7) Olhais de ligação aos segmentos dos arcos. Elementos metálicos soldados às extremidades dos segmentos, no alinhamento das almas dos arcos, permitindo produzir a ligação, por encavilhamento, às vigas de suspensão;
- (8) Macacos de haste furada RRH1508. Acoplados a duas das quatro barras de alta resistência que compõem o sistema de elevação, terão por função, auxiliar na transferência de carga dos cabos de elevação para as barras de alta resistência após elevação dos segmentos, garantir similaridade de cargas nas barras de alta resistência aquando do assentamento em AP2 (por equalização de pressões nos mesmos) e como elemento de correcção/ajustamento da posição dos segmentos dos arcos;
- (9) Cadeiras de apoio dos macacos de haste furada RRH1508. Necessária para realização das operações descritas em 8, na distribuição das cargas dos macacos para as vigas de suporte;
- (10) Placa de ancoragem inferior dos cabos de elevação. Fazem a ligação dos cabos de suspensão às vigas de suspensão (uma placa por cada doze strands).

O apoio AP2 corresponde às mesas de apoio à rotação/assentamento dos segmentos dos arcos junto às nascenças dos mesmos.

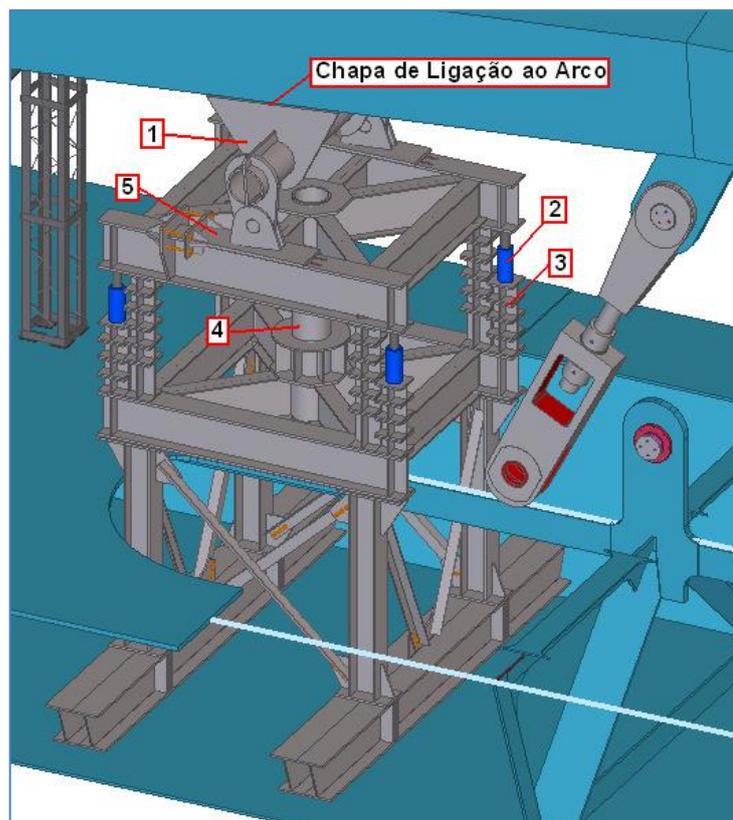


Fig.3.27 – Apoios tipo AP2

Legenda da Figura 3.27:

- (1) – Ligação que permite a rotação do segmento do arco;
- (2) – Macacos hidráulicos CLRG10010;
- (3) – Calços metálicos com ligações aparafusadas;
- (4) – Tubo de guiamento vertical;
- (5) – Apoio deslizante guiado.

As mesas de apoio aos trabalhos realizados nas extremidades dos segmentos dos arcos, junto às respectivas nascenças, têm a seguinte constituição/funcionalidades:

- Servir de apoio de rotação aquando da elevação dos segmentos extremos dos arcos (funcionalidade de rotação conferida pelo elemento identificado pelo item 1 da Fig. 3.27);
- Permitir deslocamentos verticais guiados, aquando do assentamento das extremidades dos arcos já monolitizados (pelas soldaduras efectuadas entre os respectivos segmentos extremos/laterais e o segmento central), junto às nascenças, e permitir realizar ajustamentos verticais adicionais para posicionamento de cada arco (liberdade de movimento conferida pela conjugação dos elementos identificados pelos itens 2, 3 e 4 da Fig.3.27);
- Permitir deslocamentos horizontais, intrínsecos ao assentamento vertical, e permitir realizar ajustamentos horizontais adicionais nos segmentos extremos, antes da respectiva elevação ou para o posicionamento de cada arco, na ligação à respectivas nascenças, previamente soldadas ao tabuleiro da ponte (liberdade de movimento conferida pelo elemento identificado pelo item 5 da Fig.3.27).

O apoio AP3 corresponde ao apoio do tabuleiro nas torres provisórias (PPr's). Este apoio será descrito no item 3.5.

As fases de montagem foram as seguintes:

FASE 1:

Construção, entre os pilares P1 - P2 e P2 - P3, dos segmentos de arco sobre o tabuleiro e montagem dos respectivos pendurais.

FASE 2:

Elevação dos segmentos de arco, incluindo os pendurais, entre os pilares P1 - P2 e posicionamento das respectivas extremidades nas seguintes cotas:

(ver esquema no **Anexo 14**)

Apoios AP1 = nível teórico + 50mm

Apoios AP2 = nível teórico + 50 + 723mm

O posicionamento das extremidades do arco nas cotas referidas permite o fecho secções 11 e 21.

Construção, entre os pilares P3 - P4, dos segmentos de arco sobre o tabuleiro e montagem dos respectivos pendurais.

FASE 3:

Elevação dos segmentos de arco, incluindo os pendurais, entre os pilares P2 - P3 e posicionamento das respectivas extremidades nas cotas já referidas para o arco entre os pilares P1 - P2.

Ligação por soldadura dos segmentos de arco, entre os pilares P1 - P2, e descida de 773 mm das extremidades (apoios AP2).

Ajuste dos apoios AP3, entre os pilares P1 - P2, para acerto do ângulo das nascenças permitindo o fecho correcto entre as secções 31 e 22.

FASE 4:

Ligação por soldadura do arco nas nascenças, entre os pilares P1 - P2, entre as secções 31 e 22 e remoção dos apoios provisórios AP1 e AP2.

Elevação dos segmentos de arco, incluindo os pendurais, entre os pilares P3 - P4 e posicionamento das respectivas extremidades nas cotas já referidas para o arco entre os pilares P1 - P2.

FASE 5:

Ligação dos pendurais ao tabuleiro e eliminação dos apoios AP3 entre os pilares P1 - P2.

FASE 6:

Ligação por soldadura dos segmentos de arco, entre os pilares P2 - P3, e descida de 773 mm das extremidades (apoios AP2).

Ajuste dos apoios AP3, entre os pilares P2 - P3, para acerto do ângulo das nascenças permitindo o fecho correcto entre as secções 31 e 22.

FASE 7:

Ligação por soldadura do arco nas nascenças, entre os pilares P2 - P3, entre as secções 31 e 22 e remoção dos apoios provisórios AP1 e AP2.

FASE 8:

Ligação dos pendurais ao tabuleiro e eliminação dos apoios AP3 entre os pilares P2 - P3.

FASE 9:

Ligação por soldadura dos segmentos de arco, entre os pilares P3 – P4, e descida de 773 mm das extremidades (apoios AP2).

Ajuste dos apoios AP3, entre os pilares P3 - P4, para acerto do ângulo das nascenças permitindo o fecho correcto entre as secções 31 e 22.

FASE 10:

Ligação por soldadura do arco nas nascenças, entre os pilares P3 - P4, entre as secções 31 e 22 e remoção dos apoios provisórios AP1 e AP2.

FASE 11:

Ligação dos pendurais ao tabuleiro e eliminação dos apoios AP3 entre os pilares P3 - P4.

De referir que a descida das extremidades dos arcos (secções 22) permite uma “uniformização” dos momentos flectores conforme se pode observar nos diagramas apresentados no **Anexo 16**.

Após a montagem dos arcos, foram instalados os pendurais com o comprimento teórico definido em projecto. Para tal foi concebida uma estrutura de permitiu a sua instalação e posterior afinação e medição das cargas instaladas. A estrutura idealizada é a que se visualiza na Figura 3.28.

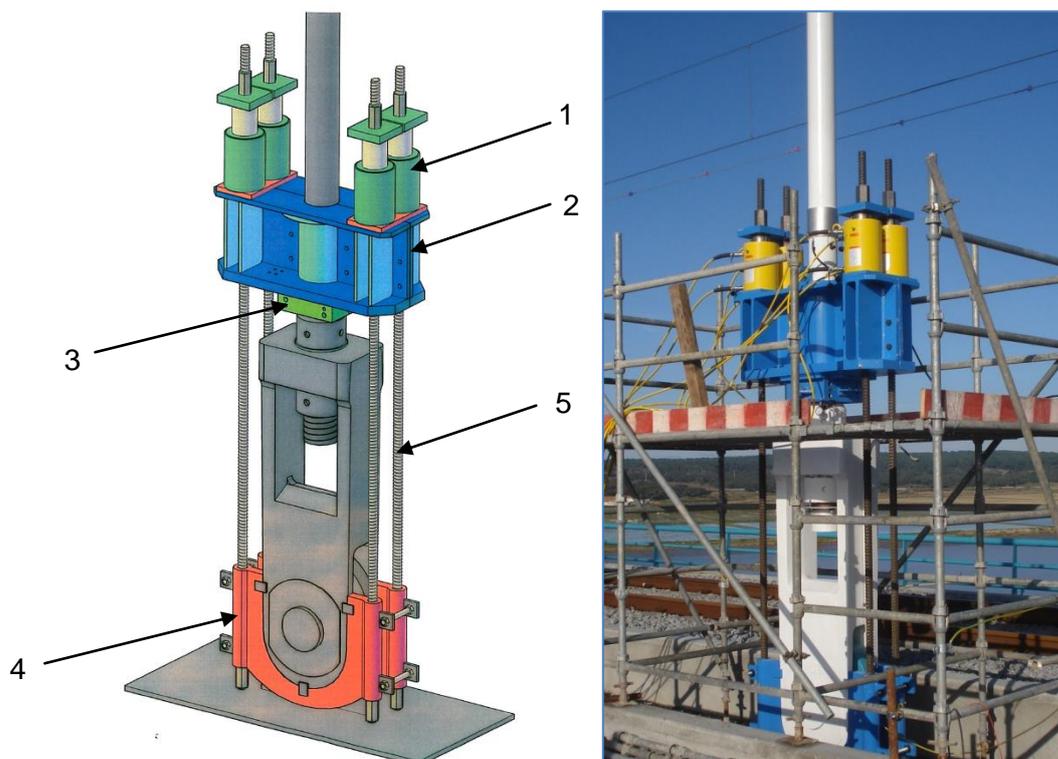


Fig.3.28 – Perspectiva do sistema para instalação e medição das cargas nos pendurais

O sistema referido é constituído pelos seguintes elementos:

- (1) – Cilindros hidráulicos (cilindro hidráulico RRH1508);
- (2) – Viga de transferência na qual apoiam os cilindros hidráulicos;
- (3) – Porca de apoio da viga de transferência posicionada na zona roscada do pendural;
- (4) – Berços de apoio do tabuleiro;
- (5) – Barras de ligação entre a viga de transferência e os berços de apoio (Diwidag ϕ nom. 47mm classe 950/1050)

3.6.2. ACÇÕES SOBRE O TABULEIRO

As acções sobre o tabuleiro são as que resultam dos seguintes itens:

- Peso próprio dos materiais que constituem o tabuleiro metálico;
- Peso próprio dos troços de arco e respectivos pendurais;
- Peso próprio dos apoios provisórios para montagem dos troços de arco;
- Sobrecargas de utilização devidas a pessoal, equipamento, andaimes, etc...

3.6.2.1. Cargas Permanentes

$PP_{\text{tabuleiro}}$ - pesos próprios dos troços de tabuleiro (ver **Anexo 8**);

$PP_{\text{reforços}} = 2.5 \text{ kN/m}$

$PP_{\text{arco+pendurais}} = 60.0 \text{ kN/m}$

$PP_{\text{apoios, BB65}} = 3.2 \text{ kN/m}$

3.6.2.2. Sobrecargas de Utilização

A sobrecarga de utilização foi determinada de acordo com os seguintes valores:

Pessoal	0.2 kN/m ²	1.54 kN/m
Equipamento	0.2 kN/m ²	1.54 kN/m
Andaimes	0.3 kN/m ²	2.31 kN/m
Madeira	0.4 kN/m ²	3.08 kN/m
Total:	1.1 kN/m ²	8.5 kN/m

3.6.3. ESFORÇOS E DEFORMAÇÕES

No **Anexo 15** apresenta-se a evolução dos momentos flectores no tabuleiro e das reacções de apoio, para cargas não majoradas, durante o faseamento construtivo dos arcos.

No **Anexo 16** apresenta-se a evolução dos momentos flectores, esforços normais e deformações nos arcos durante o faseamento construtivo, a evolução das tensões nas secções do arco P1 – P2 (secções B a K do Projecto de Estrutura localizadas nos primeiros 80m do vão P1 – P2), fibras extremas inferior e superior, bem como os esforços normais instalados nos pendurais.

3.6.4. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

Relativamente aos estados limites últimos (ELU) foi considerada a seguinte combinação:

$$S_{ELU} = 1.35 \times CP + 1.50 \times SC$$

3.6.5. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

3.6.5.1. Tabuleiro

Os esforços de dimensionamento máximos verificados foram:

$$M_{sd}^+ = 41950 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^- = -55900 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd}^{máx} = 5200 \text{ kN (2 almas)}$$

Verifica-se que os esforços de dimensionamento são inferiores aos resistentes calculados nos itens 3.4.5.4 e 3.4.5.5, para os momentos flectores e esforço transversal respectivamente.

3.6.5.2. Arco

Verifica-se que as tensões actuantes nas fibras extremas, superior e inferior, das secções do arco nunca ultrapassam os 100MPa, valor bastante inferior à tensão de cedência ($f_{syd} = 355 \text{ MPa}$). Verifica-se também que as secções centrais do arco têm uma inércia segundo o eixo vertical mais elevada do que a inércia segundo o eixo horizontal, pelo que o fenómeno associado à flexão-torção para a acção do peso próprio não se coloca.

3.6.5.3. Forças transversais (Patch Loading)

As secções a verificar sujeitas a forças transversais são as correspondentes aos apoios provisórios PPR1 a PPR6. Note-se que as secções sobre os pilares definitivos já se encontram dimensionadas em projecto para o efeito.

As reacções máximas nos pilares provisórios, durante a fase de construção dos arcos, verificam-se nos pilares provisórios PPR1 e PPR6. O valor máximo de dimensionamento que ocorre em cada alma toma o seguinte valor:

$$Rsd_{máx.} = \frac{11800}{2} = 5900 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} \times \cos 22^\circ = 6100 \times \cos 22^\circ = 5655 \text{ kN} < Rsd_{máx.} = 5900 \text{ kN}$$

Assim, por forma a garantir a segurança das secções de apoio provisório, implementaram-se rigidificadores nas chapas das almas colocados no lado interior da secção do tabuleiro (Figura 3.29). Consideraram-se rigidificadores do tipo “non-rigid end post” conforme a Figura 5.1 - EN 1993-1-5.

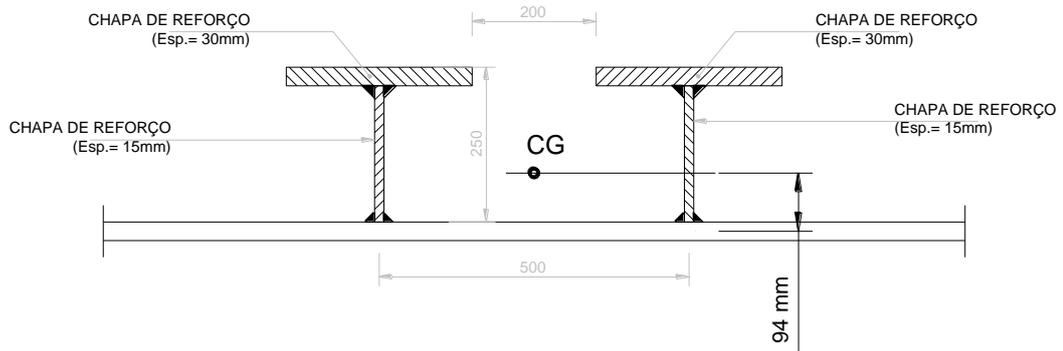


Fig.3.29 – Secção transversal dos rigidificadores nas almas sobre os apoios provisórios (PPR1 a PPR6)

Dado que as almas são inclinadas optou-se por implementar rigidificadores também no banzo inferior por forma a absorver as forças de desvio (Figura 3.30).

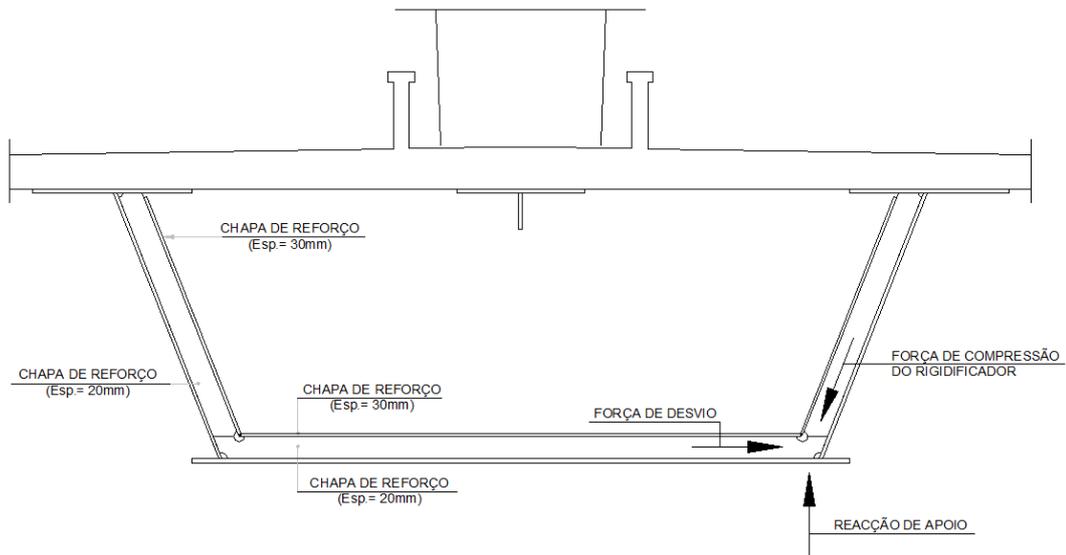


Fig.3.30 – Rigidificadores nas almas sobre os apoios provisórios (PPR1 a PPR6)

De acordo com a cláusula 9.1 - EN 1993-1-5, a secção a considerar para a verificação da encurvadura do rigidificador transversal é a soma da área do cutelo com uma área de alma igual a $15 \times \epsilon \times t_w$ para cada lado do cutelo (Figura 3.31).

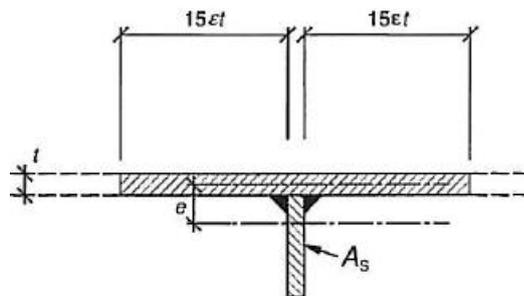


Fig.3.31 – Largura efectiva da alma para o cálculo do rigidificador

De acordo com a cláusula 9.4 - EN 1993-1-5 a resistência à encurvadura do rigidificador deve ser feito através da cláusula 6.3.3 e 6.3.4 do EC3 - EN 1993-1-1.

$$I_{st} = 739.0 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \quad (\text{Inércia do rigidificador incluindo largura da alma associada})$$

$$i = \sqrt{\frac{I_{st}}{A_{st}}} = \sqrt{\frac{739 \times 10^{-6}}{551.7 \times 10^{-4}}} = 0.116 \text{ m}$$

De acordo com a cláusula 9.1.(3) - EC3 - EN 1993-1-5 o esforço axial no rigidificador transversal o que resulta da soma do esforço transverso com uma eventual carga exterior.

De acordo com a cláusula 9.3.3(3) - EC3 - EN 1993-1-5 o esforço axial no rigidificador resultante do esforço transverso é dado por:

$$V_{Ed} - \frac{1}{\lambda_w^2} \times \frac{f_{yw} \times h_w \times t}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}} \quad (3.19)$$

$$\frac{a}{h_w} = \frac{8.0}{2.7} = 2.96 \geq 1$$

$$k_\tau = 5.34 + 4.00 \times \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 5.34 + 4.00 \times \left(\frac{2.7}{8}\right)^2 = 5.80$$

$$\sigma_E = 190000 \times \left(\frac{0.03}{2.70}\right)^2 = 23.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \times \sigma_E = 5.80 \times 23.4 = 135.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \times \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} = 0.76 \times \sqrt{\frac{355}{135.7}} = 1.23$$

$$\frac{1}{\lambda_w^2} \times \frac{f_{yw} \times h_w \times t}{\sqrt{3} \times \gamma_{M1}} = \frac{1}{1.23^2} \times \frac{355 \times 10^3 \times 2.7 \times 0.03}{\sqrt{3} \times 1.1} = 9976 \text{ kN} > V_{Ed}$$

Assim a força axial a considerar no rigidificador transversal é apenas a reacção máxima de apoio, ou seja:

$$N_{Ed} = R_{Sd,alma} = 5900 \text{ kN}$$

O momento M_{Ed} resulta da excentricidade devida a imperfeições e_0 e da excentricidade e_i devida ao desvio entre o ponto de aplicação da carga exterior e o centro de gravidade CG do rigidificador.

$$e_f = e_0 + e_i$$

$$e_f = \frac{L}{200} + 0.094 = \frac{2.7}{200} + 0.094 = 0.107 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = N_{Ed} \times e_f = 5900 \times 0.107 = 631 \text{ kNm}$$

A verificação da segurança à encurvadura do rigidificador é determinada de acordo com a cláusula 6.3.3 -EC3 - EN 1993-1-1.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (3.20)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{cr}}{i \times \lambda_1} \quad (3.21)$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{2.7}{0.116 \times 76.06} = 0.31$$

$$\phi = 0.5 \times \left[1 + \alpha \times \left(\bar{\lambda}_y - 0.2 \right) + \bar{\lambda}_y^2 \right] \quad (3.22)$$

$$\phi = 0.5 \times \left[1 + 0.49 \times (0.31 - 0.2) + 0.31^2 \right] = 0.58 \quad (\text{curva c})$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \quad (3.23)$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.58 + \sqrt{0.58^2 - 0.31^2}} = 0.93$$

$$N_{y,Rk} = A \times f_y = 551.7 \times 35.5 = 19585 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = w_{el,min.} \times f_y$$

$$w_{el,min.} = \frac{I_{st}}{y_{máx.}} = \frac{739 \times 10^{-6}}{0.171} = 4322 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$M_{y,Rk} = 4322 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 1534 \text{ kN}$$

A verificação da segurança é então dada por:

$$\frac{5900}{0.93 \times 19585 / 1.0} + \frac{631}{1534 / 1.0} = 0.74 \leq 1$$

3.7. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS TORRES METÁLICAS PROVISÓRIAS (PPR'S) DURANTE A FASE DE CONSTRUÇÃO DOS ARCOS

Os Apoios/Torres provisórias têm os seguintes objectivos principais:

- A redução dos vãos por forma permitir lançamento do tabuleiro metálico da ponte dentro das suas capacidades resistentes;
- Apoio provisório do tabuleiro por forma a permitir a montagem dos arcos e respectivos pendurais sobre o tabuleiro metálico da ponte dentro das suas capacidades resistentes;
- Içamento dos segmentos de arco e pendurais para a sua posição definitiva através de barras e cabos de alta resistência.

Os apoios provisórios dividem os três vãos definitivos da ponte, com cerca de 160 m cada, em nove vãos provisórios que variam entre os 52m e os 54m de comprimento.

3.7.1. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

Os Apoios/Torres provisórias são constituídos por (Figura 3.32):

- 4 Pilares periféricos constituídos por tubos metálicos com $\phi 1200$ mm e 12.4 mm de espessura, cravados no solo (camada do Miocénico) formando um quadrado em planta com afastamento entre eixos de 12m. Estes tubos vão aproximadamente até à cota 57 m;
- 2 Pilares interiores constituídos por tubos metálicos com $\phi 1200$ mm e 12.4 mm de espessura, cravados no solo (camada do Miocénico) posicionados transversalmente ao eixo da ponte com afastamento entre eixos de 5.60 m. Estes tubos vão aproximadamente até à cota 25 m.

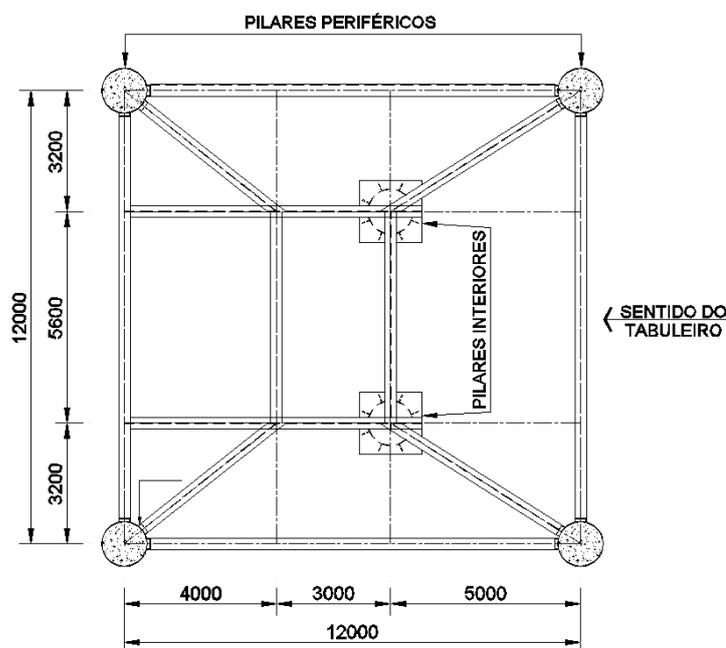


Fig.3.32 – Planta das torres provisórias ao nível de apoio do tabuleiro

Os 4 pilares periféricos formam uma torre e atravessam lateralmente o tabuleiro metálico. Os 2 pilares interiores apoiam directamente o tabuleiro metálico, através de calços metálicos, durante a fase de lançamento e na fase de construção dos arcos. Os 6 tubos verticais foram travados entre si através de tubos metálicos de menor diâmetro e perfis com secção H. Transversalmente, e a partir da cota do tabuleiro, as torres funcionam em pórtico permitindo o içamento dos segmentos dos arcos até à sua posição final (Figura 3.33).

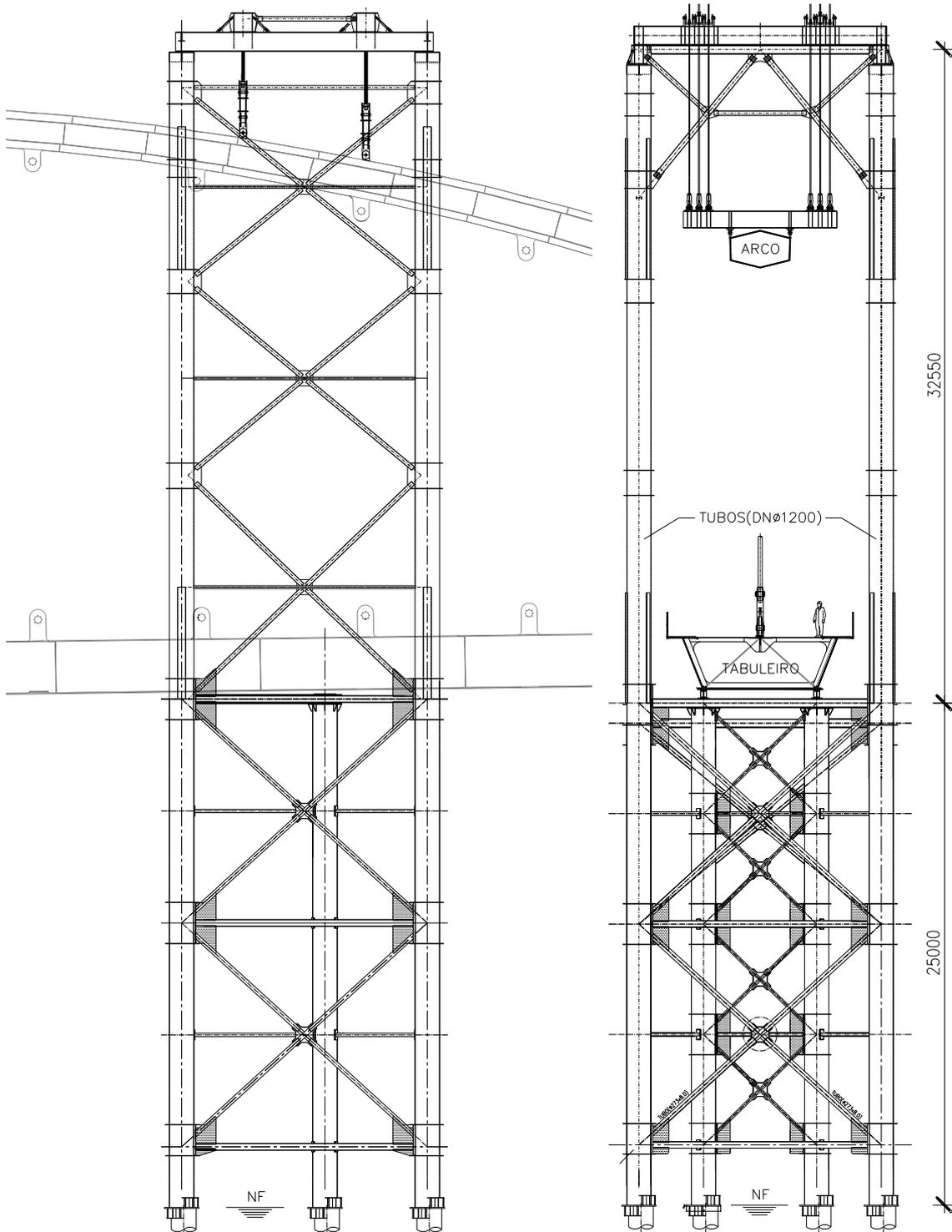


Fig.3.33 – Alçados lateral (à esquerda) e frontal (à direita) das torres provisórias

Os calços metálicos, revestidos com material "deslizante" de baixo atrito, foram posicionados nas cotas definidas para os apoios provisórios sobre os quais deslizou o tabuleiro durante a fase de lançamento. Os macacos hidráulicos para içamento dos segmentos de arco, incluindo os pendurais, foram posicionados no topo da torre aproximadamente à cota 58 m.

3.7.2. ACÇÕES

Na verificação da segurança das torres provisórias foram consideradas as cargas:

Permanentes:

- Peso Próprio da estrutura (PP)
- Reacção do Tabuleiro ($R_{T,V}$)
- Reacção para Içamento dos Segmentos dos Arcos ($R_{L,V}$; $R_{L,H}$; $R_{C,V}$; $R_{C,H}$)
- Forças equivalentes - Imperfeição geométrica global da estrutura ($F_{H,IG}$)

Variáveis:

- Acção do Vento na Torre ($V_{L,T}$)
- Acção do Vento nos Arcos ($V_{L,A}$)

De referir que não foi considerada a reacção nas torres provisórias provenientes do efeito do vento sobre o tabuleiro. Dada a elevada inércia do tabuleiro segundo o eixo vertical e a reduzida rigidez lateral das torres relativamente aos pilares definitivos, verifica-se que a acção do vento sobre o tabuleiro é totalmente absorvida pelos pilares definitivos.

3.7.2.1. Reacção do Tabuleiro ($R_{T,V}$)

A reacção vertical máxima durante a fase de construção dos arcos sobre o tabuleiro toma o seguinte valor:

$$R_{T,V} = 8500 \text{ kN}$$

3.7.2.2. Reacção para Içamento dos Segmentos dos Arcos ($R_{L,V}$; $R_{L,H}$; $R_{C,V}$; $R_{C,H}$)

Durante a fase de içamento dos troços de arco as forças a aplicar para levantamento de cada extremidade tomam os seguintes valores:

Segmento lateral do Arco:

$$R_{L,V} = 1500 \text{ kN}$$

$$R_{L,H} = 1500 \times \text{tg}(10^\circ) = 265 \text{ kN} - \text{Força horizontal devida à inclinação do cabo } (10^\circ).$$

Segmento central do Arco:

$$R_{C,V} = 1560 \text{ kN}$$

$$R_{C,H} = 0 \text{ kN} - \text{O cabo está sempre na posição vertical.}$$

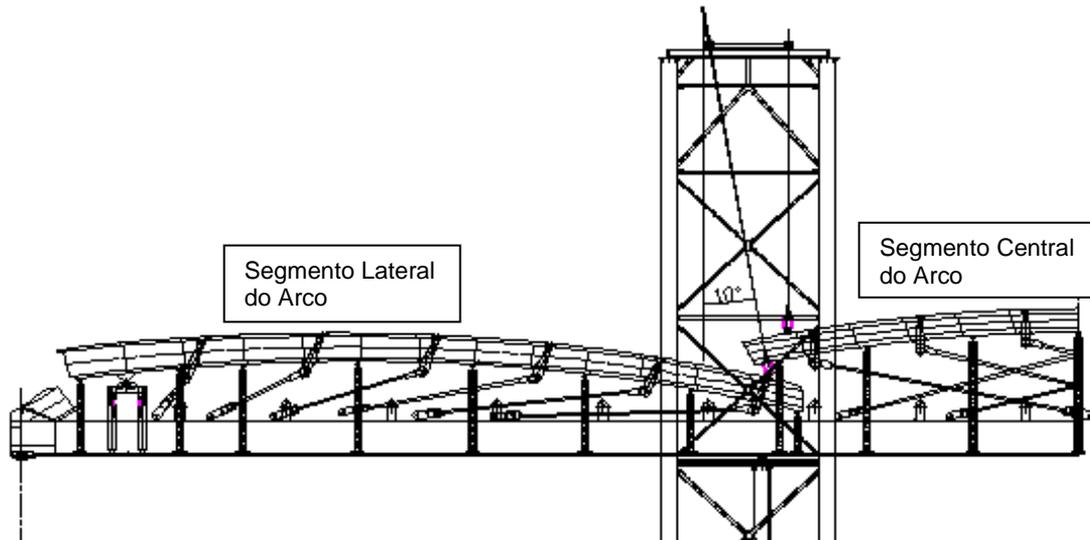


Fig.3.34 – Inclinação dos cabos para içamento dos segmentos dos arcos (Alçado)

O acréscimo de força devido à descida dos extremos do arco para soldadura às respectivas nascenças toma o seguinte valor:

$$\Delta R_{L,V} = 380 \text{ kN}$$

$$\Delta R_{C,V} = 380 \text{ kN}$$

3.7.2.3. Acção do Vento na Torre ($V_{L,T}$)

- Zona B
- Rugosidade do solo do Tipo II

Os valores característicos da pressão dinâmica do vento em função da altura tomam os seguintes valores:

Altura = 0 m:

$$w_k = 1.2 \times 0.90 = 1.08 \text{ kN/m}^2$$

Altura = 60 m:

$$w_k = 1.2 \times 1.52 = 1.82 \text{ kN/m}^2$$

A força, F , actuante na direcção do vento por metro linear, foi calculada de acordo com o definido no RSA, pela expressão:

$$F = \delta_f \times d \times w_k \quad (3.24)$$

em que:

δ_f - Coeficiente de força, definido em função da esbelteza do elemento.

As forças a aplicar nos tubos verticais $\phi 1200$ mm tomam os seguintes valores:

$$\delta_f = 1.2$$

Altura = 0 m:

$$F = 1.2 \times 1.2 \times 1.08 = 1.56 \text{ kN/m}$$

Altura = 60 m:

$$F = 1.2 \times 1.2 \times 1.82 = 2.62 \text{ kN/m}$$

Por simplificação, adoptou-se um diâmetro médio no cálculo das forças a aplicar nos tubos de menor diâmetro correspondentes ao travamento lateral.

As forças a aplicar nos tubos de travamento tomam os seguintes valores:

Altura = 15 m:

$$w_k = 1.2 \times 1.04 = 1.25 \text{ kN/m}^2$$

Altura = 30 m:

$$w_k = 1.2 \times 1.25 = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

Altura = 45 m:

$$w_k = 1.2 \times 1.40 = 1.68 \text{ kN/m}^2$$

Adoptando um diâmetro médio de $\phi 250$ mm, temos:

Altura = 15 m:

$$F = 1.2 \times 0.25 \times 1.25 = 0.38 \text{ kN/m}$$

Altura = 30 m:

$$F = 1.2 \times 0.25 \times 1.50 = 0.45 \text{ kN/m}$$

Altura = 45 m:

$$F = 1.2 \times 0.25 \times 1.68 = 0.50 \text{ kN/m}$$

Nas vigas em I no topo das torres a força a aplicar toma o seguinte valor:

$$\delta_f = 1.6$$

Altura = 60 m:

$$h_{\text{perfil}} = 0.95 \text{ m} \qquad F = 1.6 \times 0.95 \times 1.82 = 2.76 \text{ kN/m}$$

3.7.2.4. Acção do Vento nos Segmentos de Arco suspensos ($V_{L,A}$)

Após o içamento dos segmentos dos arcos estes foram travados lateralmente por intermédio de tirantes de travamento aos pilares das Torres (Figura 3.35).

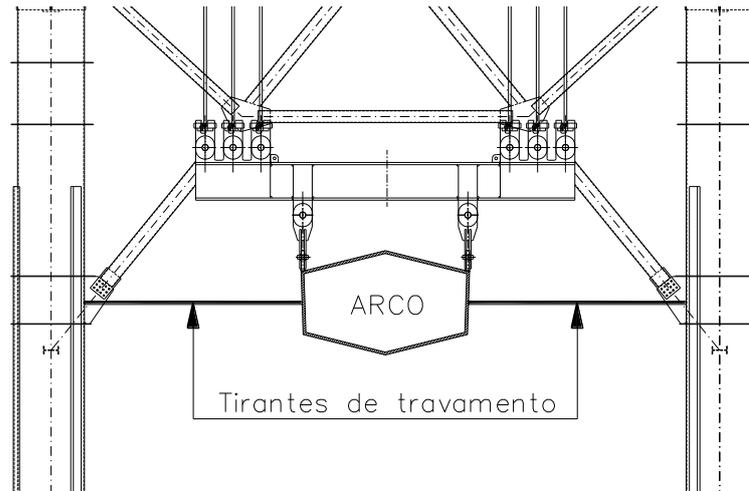


Fig.3.35 – Tirantes de travamento dos segmentos dos arcos

Adoptou-se um valor médio para o valor característico da pressão dinâmica do vento.

$$w_k = 1.2 \times 1.30 = 1.56 \text{ kN/m}^2$$

$$\delta_f = 1.4$$

$$h_{\text{médio}} = 2.35 \text{ m (dimensão na direcção normal ao vento)}$$

Recorrendo à expressão 3.24 a força a aplicar nos troços de arco toma o seguinte valor:

$$F = 1.4 \times 2.35 \times 1.56 \approx 5.1 \text{ kN/m}$$

A força horizontal total a aplicar na torre (sensivelmente à cota 51 m) toma o seguinte valor:

$$V_{L,A} = 270 \text{ kN}$$

3.7.2.6. Imperfeição geométrica global da estrutura ($F_{H,IG}$)

As imperfeições geométricas são traduzidas pela falta de verticalidade da estrutura e foram consideradas de acordo com o exposto no item 2.3.3.

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m$$

Assim temos:

$$\phi = \frac{1}{200} \times \frac{2}{3} \times \sqrt{0.5 \times \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0.0029 \text{ rad}$$

Para as cargas verticais totais ao nível no topo da torre e nos quatro pilares exteriores, a força horizontal equivalente relativa às imperfeições geométricas toma o seguinte valor:

$$F_{H,IG,TOPO} = \phi \times (R_{L,V} + R_{C,V} + \Delta R_{L,V} + \Delta R_{C,V})$$

$$F_{H,IG,TOPO} = 0.0029 \times (1500 + 1560 + 380 + 380) \approx 11 \text{ kN}$$

Para as cargas verticais totais ao nível da base do tabuleiro nos dois tubos interiores, durante a fase de construção dos arcos e pendurais, a força horizontal equivalente relativa às imperfeições geométricas toma o seguinte valor:

$$F_{H,IG,BASETAB} = \phi \times R_{T,V} = 0.0029 \times 8500 \approx 25 \text{ kN}$$

3.7.3. COMBINAÇÃO DE ACÇÕES

Relativamente aos estados limites últimos (ELU) foram consideradas 3 combinações.

1. Fase de montagem dos segmentos dos arcos sobre o tabuleiro:

$$S_{ELU(1)} = 1.35 \times (R_{T,V} + F_{H,IG,BASETAB}) + 1.5 \times V_{L,T}$$

2. Fase de içamento dos segmentos dos arcos:

$$S_{ELU(2)} = 1.35 \times (R_{L,V} + R_{C,V} + R_{L,H} + 0.5 \times R_{T,V} + F_{H,IG,BASETAB} + F_{H,IG,TOPO})$$

Nesta fase não foi considerada a acção do vento dado que esta operação foi efectuada com boas condições meteorológicas.

3. Fase de ligação dos arcos às nascenças:

$$S_{ELU(3)} = 1.35 \times (R_{L,V} + R_{C,V} + \Delta R_{L,V} + \Delta R_{C,V} + 0.5 \times R_{T,V} + F_{H,IG,BASETAB} + F_{H,IG,TOPO}) + 1.5 \times (V_{L,T} + V_{L,A})$$

3.7.4. MODELO DE CÁLCULO

Para a verificação da segurança das torres metálicas recorreu-se a um modelo global que se submeteu a uma análise tridimensional por intermédio do programa de cálculo automático SAP2000. Nesta análise modelaram-se os perfis metálicos com elementos de barra tendo-se introduzido as acções de cálculo em cada um destes elementos e procedido à sua combinação conforme indicado anteriormente.

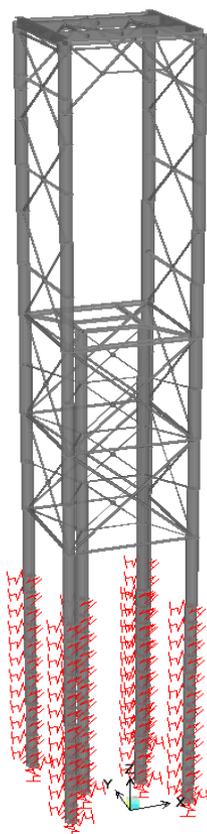


Fig.3.36 – Modelo de Cálculo

Por forma a simular o solo de fundação foram consideradas molas de rigidez constante aplicadas na parte dos pilares encastrada no terreno.

3.7.5. EFEITOS DE 2ª ORDEM

De acordo com o exposto no item 2.3.4, numa análise elástica a consideração dos efeitos de 2ª ordem pode ser dispensada se for cumprido o seguinte critério:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

O valor da carga crítica da estrutura é condicionado pela instabilidade do pórtico acima da cota do tabuleiro. Assim, no cálculo da carga crítica, admitiu-se que a estrutura abaixo da cota do tabuleiro é sem deslocamentos laterais (“Non-Sway”) dado que se encontra completamente contraventada.

Aplicando uma carga de $F = 10000$ kN em cada pilar do pórtico (Figura 3.35), o valor crítico do parâmetro de carga, λ_{cr} , obtido pelo programa SAP2000 toma o seguinte valor:

$$\lambda_{cr} = 2.0$$

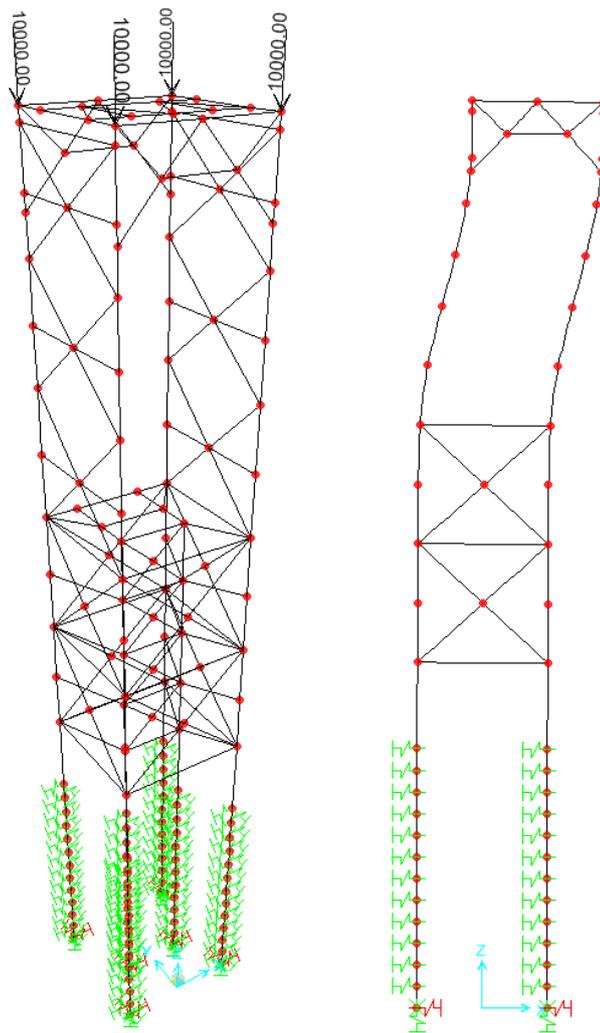


Fig.3.37 – Determinação do valor crítico do parâmetro de carga pelo SAP2000 ($\lambda_{cr} = 2.0$)

O valor determinado pelo método de Horne obtém-se de acordo com o exposto no item 2.3.5.4. Aplicando uma carga horizontal de $H = 100$ kN no topo de cada pilar, o deslocamento horizontal relativo entre o topo do pórtico e a base é:

$$\delta_h = 0.128 \text{ m}$$

O valor crítico do parâmetro de carga, λ_{cr} , encontra-se no intervalo:

$$0.00833 \times \frac{4 \times 100 \times 0.128}{4 \times 100 \times 0.128^2 / 30} = 1.95 \leq \lambda_{cr} \leq 0.01 \times \frac{4 \times 100 \times 0.128}{4 \times 100 \times 0.128^2 / 30} = 2.34$$

com $h = 30$ m.

Assim o valor de α_{cr} é:

$$F_{Ed} = R_{L,V} + R_{C,V} + \Delta R_{L,V} + \Delta R_{C,V} = 1500 + 1560 + 380 + 380 = 3820 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{2.0 \times 4 \times 10000}{3820} = 21 \geq 10$$

Dado que $\alpha_{cr} \geq 10$ pode ser dispensada a consideração dos efeitos de 2ª ordem na análise global da estrutura (efeitos P- Δ).

De notar que os efeitos P- δ são considerados na verificação da segurança das barras da estrutura.

3.7.6. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DOS ELEMENTOS

3.7.6.1. Pilares da Torre – Tubos $\phi 1200$ mm

As barras condicionantes na verificação da segurança são as pertencentes à estrutura do pórtico acima da cota do tabuleiro.

Os digramas de esforços para a combinação mais desfavorável, $S_{ELU(3)}$, constam no **Anexo 17**.

De acordo com a cláusula 8.5.2 - EC3 - EN 1993-1-6 a resistência à Encurvadura Local da secção é dada pela expressão:

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\chi_x \times f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (3.25)$$

O factor de redução χ_x é função da esbelteza do elemento $\bar{\lambda}$.

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{x,Rcr}}} \quad (3.26)$$

O comprimento do tubo é caracterizado em termos do parâmetro adimensional:

$$\omega = \frac{l}{r} \times \sqrt{\frac{r}{t}} \quad (3.27)$$

Para cilindros longos ($\omega > 0.5 \times \frac{r}{t}$), temos:

$r = 0.60$ m (raio da secção do tubo)

$t = 0.0124$ m (espessura da parede do tubo)

$l = 25.0$ m (comprimento do elemento)

$$\omega = \frac{25.0}{0.6} \times \sqrt{\frac{0.6}{0.0124}} = 290$$

$$\omega > 0.5 \times \frac{r}{t} = 0.5 \times \frac{0.6}{0.0124} = 24 \text{ (cilindro longo)}$$

A tensão crítica é dada pela expressão:

$$\sigma_{x,Rcr} = 0.605 \times E \times C_x \times \frac{t}{r} \quad (3.28)$$

Conservativamente considerou-se $C_{x,N} = 0.60 = C_x$.

$$\sigma_{x,Rcr} = 0.605 \times 210 \times 10^6 \times 0.60 \times \frac{0.0124}{0.60} = 1575420 \text{ kPa}$$

Assim temos:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{355000}{1575420}} = 0.47$$

A esbelteza plástica relativa é dada pela expressão:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_x}{1-\beta}} \quad (3.29)$$

O parâmetro de imperfeição α_x é dado pela expressão:

$$\alpha_x = \frac{0.62}{1 + 1.91 \times (\Delta\omega_k / t)^{1.44}} \quad (3.30)$$

em que:

$$\Delta\omega_k = \frac{1}{Q} \times \sqrt{\frac{r}{t}} \times t \quad (3.31)$$

com $Q = 16$ (tolerância de fabrico normal - Tabela D.2 do Anexo D - EC3 - EN 1993-1-6).

Assim temos:

$$\Delta\omega_k = \frac{1}{Q} \times \sqrt{\frac{r}{t}} \times t = \frac{1}{16} \times \sqrt{\frac{0.60}{0.0124}} \times 0.0124 = 0.00539 \text{ m}$$

$$\alpha_x = \frac{0.62}{1 + 1.91 \times (0.00539 / 0.0124)^{1.44}} = 0.39$$

De acordo com o exposto na cláusula D.1.2.2 (3) do Anexo D - EC3 - EN 1993-1-6, o limite de esbelteza meridional $\bar{\lambda}_{x0}$, o factor plástico β e o expoente de interacção η devem ser tomados iguais a:

$$\bar{\lambda}_{x0} = 0.20 \quad \beta = 0.60 \quad \eta = 1.0$$

Assim temos:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{0.39}{1-0.60}} = 0.99$$

De acordo com a cláusula 8.5.2 (4) - EN 1993-1-6, o factor de redução χ_x deve ser tomado igual a:

$$\begin{aligned} \chi_x &= 1 && \text{para } \bar{\lambda}_x \leq \bar{\lambda}_{x0} \\ \chi_x &= 1 - \beta \times \left(\frac{\bar{\lambda}_x - \bar{\lambda}_{x0}}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_{x0}} \right)^\eta && \text{para } \bar{\lambda}_{x0} < \bar{\lambda}_x < \bar{\lambda}_p \\ \chi_x &= \frac{\alpha_x}{\bar{\lambda}_x} && \text{para } \bar{\lambda}_p \leq \bar{\lambda}_x \end{aligned} \quad (3.32)$$

Dado que $\bar{\lambda}_{x0} < \bar{\lambda}_x < \bar{\lambda}_p$, temos:

$$\chi_x = 1 - 0.6 \times \left(\frac{0.47 - 0.20}{0.99 - 0.20} \right) = 0.79$$

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_x \times f_{yk} = 0.79 \times 355000 = 280450 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{x,Rd} = \frac{\sigma_{x,Rk}}{\gamma_{M1}} = \frac{280450}{1.0} = 280450 \text{ kPa} \cong 280 \text{ MPa}$$

Os esforços máximos são:

$$N_{Ed} = 2055 \text{ kN (compressão)}$$

$$M_{y,Ed} = 3083 \text{ kN.m}$$

A tensão máxima de compressão actuante é dada pela expressão:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{2 \times \pi \times r \times t} + \frac{M_{y,Ed}}{\pi \times r^2 \times t} \quad (3.33)$$

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{2055}{2 \times \pi \times 0.60 \times 0.0124} + \frac{3083}{\pi \times 0.60^2 \times 0.0124} = 263800 \text{ kPa} \cong 264 \text{ MPa} < \sigma_{x,Rd}$$

A verificação da segurança à Encurvadura Global é feita de acordo com o exposto no item 2.3.5.3 pela equação de interacção:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \text{com } \chi_{LT} = 1$$

As resistências características da secção, tendo em consideração a encurvadura local, são:

$$N_{Rk} = A \times \sigma_{s,Rk} = 0.0467 \times 280450 = 12985 \text{ kN}$$

$$M_{Rk} = \pi \times r^2 \times t \times \sigma_{s,Rk} = \pi \times 0.6^2 \times 0.0124 \times 280450 = 3933 \text{ kNm}$$

A esbelteza normalizada é dada pela expressão:

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \quad (3.34)$$

em que:

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \times 0.81 = 76.1$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.0084}{0.0467}} = 0.424 \text{ (raio de giração)}$$

Dado que se conhece o valor da carga crítica do pórtico λ_{cr} , o comprimento de encurvadura da coluna é dado pela expressão 2.23.

$$L_{cr} = \pi \sqrt{\frac{(E)I}{N_i(\lambda_{cr})}} = \pi \sqrt{\frac{210 \times 10^6 \times 0.0084}{20000}} = 29.5 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr}}{i} = \frac{29.5}{0.424} = 69.6 \quad \bar{\lambda}_y = \left(\frac{69.6}{76.1} \right) = 0.91$$

O coeficiente de encurvadura toma o seguinte valor:

$$\chi_y = 0.60 \text{ (curva c)}$$

Usando o método 2 (Anexo B do EC3 - EN 1993-1-1) para o cálculo de factor k_{yy} , temos:

$$\psi \cong -1 \quad C_{my} = 0.4$$

$$k_{yy} = C_{my} \times \left(1 + 0.6 \times \bar{\lambda}_y \times \frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \quad (3.35)$$

$$k_{yy} = 0.4 \times \left(1 + 0.6 \times 0.91 \times \frac{2055}{0.60 \times 12985 / 1.0} \right) = 0.46$$

Verificação da segurança:

$$\frac{2055}{\frac{0.60 \times 12985}{1.0}} + 0.46 \times \frac{3083}{1 \times \frac{3933}{1.0}} = 0.62 \leq 1$$

Verificação ao esforço transversal:

$$V_{Ed} = 460 \text{ kN} \quad V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = \frac{0.0298 \times \left(\frac{355000}{\sqrt{3}} \right)}{1.0} = 6108 \text{ kN} \leq V_{Ed}$$

3.7.6.2. Estrutura de apoio dos macacos hidráulicos no topo da torre

Os macacos hidráulicos, para içamento dos segmentos de arco, apoiam numa grelha metálica no topo da torre constituída por perfis com secção soldada (Figura 3.38).

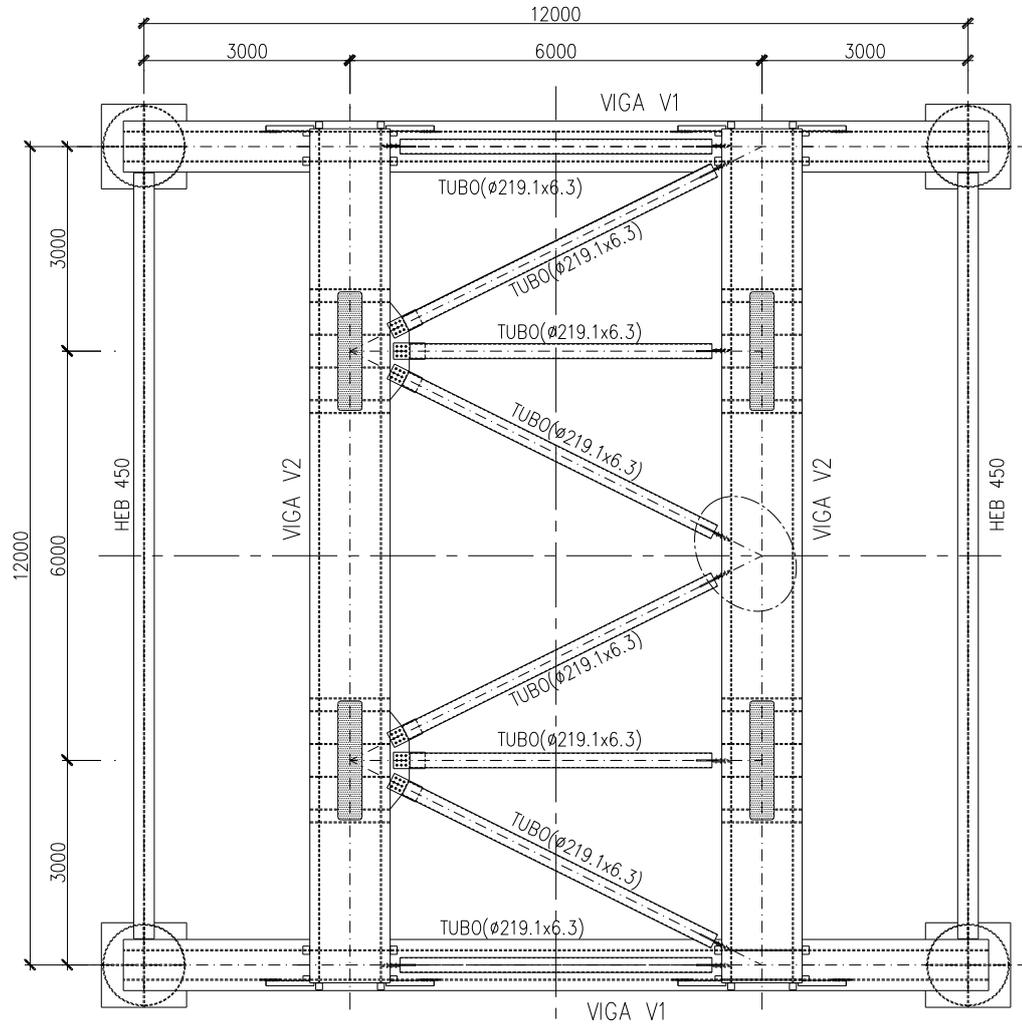


Fig.3.38 – Planta da Grelha metálica de apoio dos macacos hidráulicos

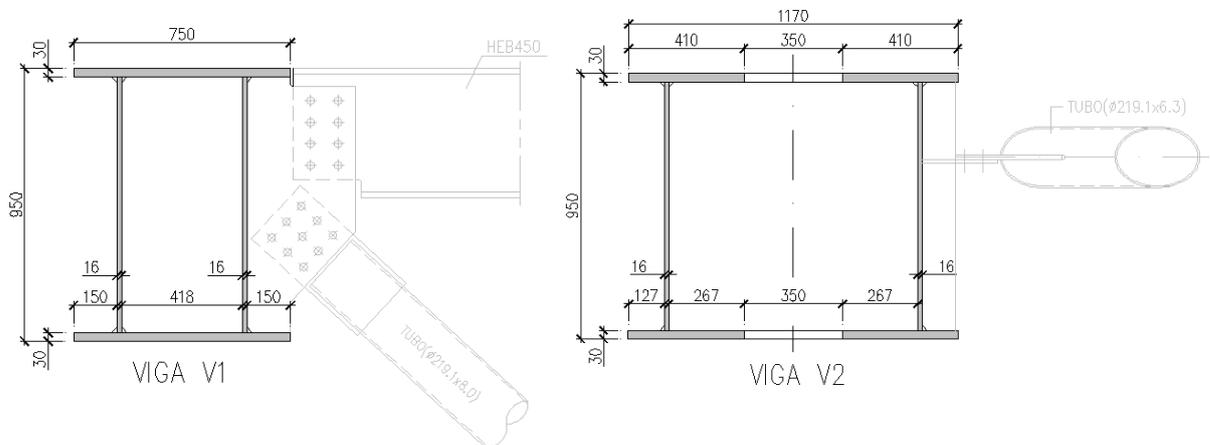


Fig.3.39 – Secções das vigas V1 e V2

A grelha de apoio dos macacos é constituída pelas vigas V1 e V2 que transferem as reacções, correspondentes ao içamento e suspensão dos arcos, para os pilares da torre (Figura 3.39).

Vigas V1 (classe 1):

Banzos externos	Banzos internos	Alma
$c = 0.150 \text{ m}$	$c = 0.418 \text{ m}$	$c = 0.890 \text{ m}$
$t = 0.030 \text{ m}$	$t = 0.030 \text{ m}$	$t = 0.016 \text{ m}$
$\frac{c}{t} = \frac{0.150}{0.030} = 5.0 \leq 9\varepsilon$	$\frac{c}{t} = \frac{0.418}{0.030} = 13.9 \leq 33\varepsilon$	$\frac{c}{t} = \frac{0.890}{0.030} = 55.6 \leq 72\varepsilon$

Vigas V2 (classe 3):

Banzos externos	Banzos internos	Alma
$c = 0.267 \text{ m}$	$c = 0.884 \text{ m}$	$c = 0.890 \text{ m}$
$t = 0.030 \text{ m}$	$t = 0.030 \text{ m}$	$t = 0.030 \text{ m}$
$\frac{c}{t} = \frac{0.267}{0.030} = 8.9 \leq 14\varepsilon$	$\frac{c}{t} = \frac{0.418}{0.030} = 29.4 \leq 38\varepsilon$	$\frac{c}{t} = \frac{0.890}{0.030} = 55.6 \leq 72\varepsilon$

Verifica-se que a viga V1 é da classe 1, o que permite tirar partido da resistência plástica da secção. Por outro lado a viga V2 é da classe 3, o que obriga a uma distribuição elástica das tensões na secção.

De acordo com a cláusula 6.3.2.2 (4) - EC3 - EN 1993-1-1 quando $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ o efeito da encurvadura por flexão-torsão pode ser desprezado.

O cálculo da esbelteza $\bar{\lambda}_{LT}$ é feito de acordo com o exposto no item 2.3.5.2, recorrendo às expressões (2.16) e (2.17) e considerando um comprimento entre pontos travados da viga de $L = 6.0 \text{ m}$.

Esbelteza $\bar{\lambda}_{LT}$ da viga V1:

$$Z_g = 0.45 \text{ m} \quad k = k_w = 1 \quad L = 6.0 \text{ m}$$

$$I_z = 2.54 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I_w = \beta_f \times (1 - \beta_f) \times I_z \times h_s^2$$

$$\beta_f = 0.5$$

$$I_w = 0.5 \times (1 - 0.5) \times 2.165 \times 10^{-3} \times 0.87^2 = 4.81 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$G = \frac{E}{2.6} = \frac{210}{2.6} = 80 \text{ GPa}$$

$$I_t = 2.90 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$C_1 = 1.046$$

$$C_2 = 0.430$$

$$M_{cr} = 1.046 \times \frac{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 2.54 \times 10^{-3}}{6^2} \times \left\{ \left[\frac{4.81 \times 10^{-4}}{2.54 \times 10^{-3}} + \frac{6^2 \times 80 \times 10^6 \times 2.90 \times 10^{-3}}{\pi^2 \times 210 \times 10^6 \times 2.54 \times 10^{-3}} + (0.430 \times 0.45)^2 \right]^{0.5} - 0.430 \times 0.45 \right\}$$

$$M_{cr} = 176377 \text{ kNm}$$

$$M_{c,Rd}^{V1} = \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{11.4 \times 10^{-3}}{0.475} \times 355000 = 8520 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{8520}{176377}} = 0.22 \leq 0.40$$

Fica assim dispensada a consideração do efeito da encurvadura por flexão-torsão na viga V1.

Dadas as características geométricas da secção da viga V2, verifica-se que a esbelteza é inferior ao limite de $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.40$, pelo que fica também dispensada a consideração do efeito da encurvadura por flexão-torsão.

A resistência à flexão da viga V2 é:

$$M_{c,Rd}^{V2} = \frac{W_y \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{12.3 \times 10^{-3}}{0.475} \times 355000 = 9193 \text{ kNm}$$

A encurvadura por corte, em almas não reforçadas, deverá ser tida em conta sempre que se verifique a condição dada pela expressão (2.31).

$$\frac{d}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

$$\frac{890}{16} = 55.6 > 72 \frac{0.81}{1.2} = 48.6$$

Assim tem-se:

$$\sigma_E = 190000 \times \left(\frac{0.016}{0.890} \right)^2 = 61.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{cr} = k_\tau \times \sigma_E = 5.34 \times 61.4 = 327.8 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \times \sqrt{\frac{355}{327.8}} = 0.79$$

Da tabela 5.1 a cláusula 5.3 - EC3 - EN 1993-1-5 temos:

$$0.83/\eta \leq \bar{\lambda}_w \leq 1.08$$

$$\chi_w = \frac{0.83}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0.83}{0.79} = 1.05 \quad (\text{"Non-rigid end post"})$$

De referir que o valor $\chi_w \geq 1.0$ traduz o efeito do endurecimento do aço o qual pode ser considerado em almas pouco esbeltas.

Desprezando a contribuição dos banzos, a resistência ao corte das 2 almas de cada viga é:

$$V_{bw,Rd} = \frac{2 \times 1.05 \times 355 \times 10^3 \times 0.89 \times 0.016}{\sqrt{3} \times 1.0} = 6129 \text{ kN}$$

Os esforços máximos nas vigas V1 e V2 são:

Viga V1:

$$M_{y,Ed} = 4039 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = 1345 \text{ kN}$$

Viga V2:

$$M_{y,Ed} = 4086 \text{ kN.m}$$

$$V_{Ed} = 1370 \text{ kN}$$

De acordo com a cláusula 6.2.8 (2) - EC3 - EN 1993-1-1 quando $V_{Ed} \leq 0.5 \times V_{Rd}$ a interacção entre o momento resistente e o esforço transversal pode ser desprezado.

$$V_{Ed} \leq 0.5 \times V_{Rd} = 0.5 \times 6129 = 3065 \text{ kN}$$

Verifica-se que os esforços actuantes são inferiores aos resistentes pelo que fica verificada a segurança da grelha metálica de apoio do sistema de elevação.

3.7.6.3. Travamento transversal dos pilares da torre

O travamento dos pilares verticais é feito através de perfis metálicos horizontais e diagonais. Estes perfis são, na sua maioria, tubos de pequeno diâmetro e pontualmente perfis com secção H. As secções utilizadas são as preconizadas nos desenhos que constam no **Anexo 18**.

Exceptuando as treliças transversais no topo do pórtico, considerou-se que as barras diagonais resistem apenas a esforços de tracção. Esta consideração conduz a um sistema de travamento mais aligeirado e igualmente eficaz. Considerou-se também que todas as barras do sistema de travamento são rotuladas nas extremidades, o que se traduz em esforços apenas de compressão ou tracção.

A verificação da segurança das barras de travamento dos pilares é apresentada na Tabela que consta no **Anexo 19**.

O dimensionamento das ligações (aparafusadas e soldadas) entre os diversos elementos não será abordada nesta dissertação.

3.8. ABAIXAMENTO DO TABULEIRO

Neste item far-se-á apenas a descrição do processo e do sistema utilizado para o abaixamento do tabuleiro, sobre os pilares P2 e P3, previsto no projecto da ponte.

Terminados os trabalhos de construção dos arcos e colocados os pendurais em funcionamento, procedeu-se à operação final associada à construção metálica da ponte, que consiste na descida da mesma, numa amplitude de 1380 mm, em P2 e P3, até apoio final nos aparelhos de apoio definitivos. Recorde-se que todo o perfil de lançamento sofreu uma translação de 80 mm (\uparrow) por forma a permitir a montagem dos aparelhos de apoio definitivos (necessidade de sobreelevação em P1 e P4).

A operação de assentamento da ponte foi repartida por três fases:

- Fase 1: Assentamento em P2 de $\Delta z \approx 730\text{mm}$;
- Fase 2: Assentamento em P3 de $\Delta z \approx 1380\text{mm}$ (tabuleiro da ponte assenta nos aparelhos de apoio definitivos);
- Fase 3: Assentamento em P2 de $\Delta z \approx 650\text{mm}$ (tabuleiro da ponte assenta nos aparelhos de apoio definitivos).

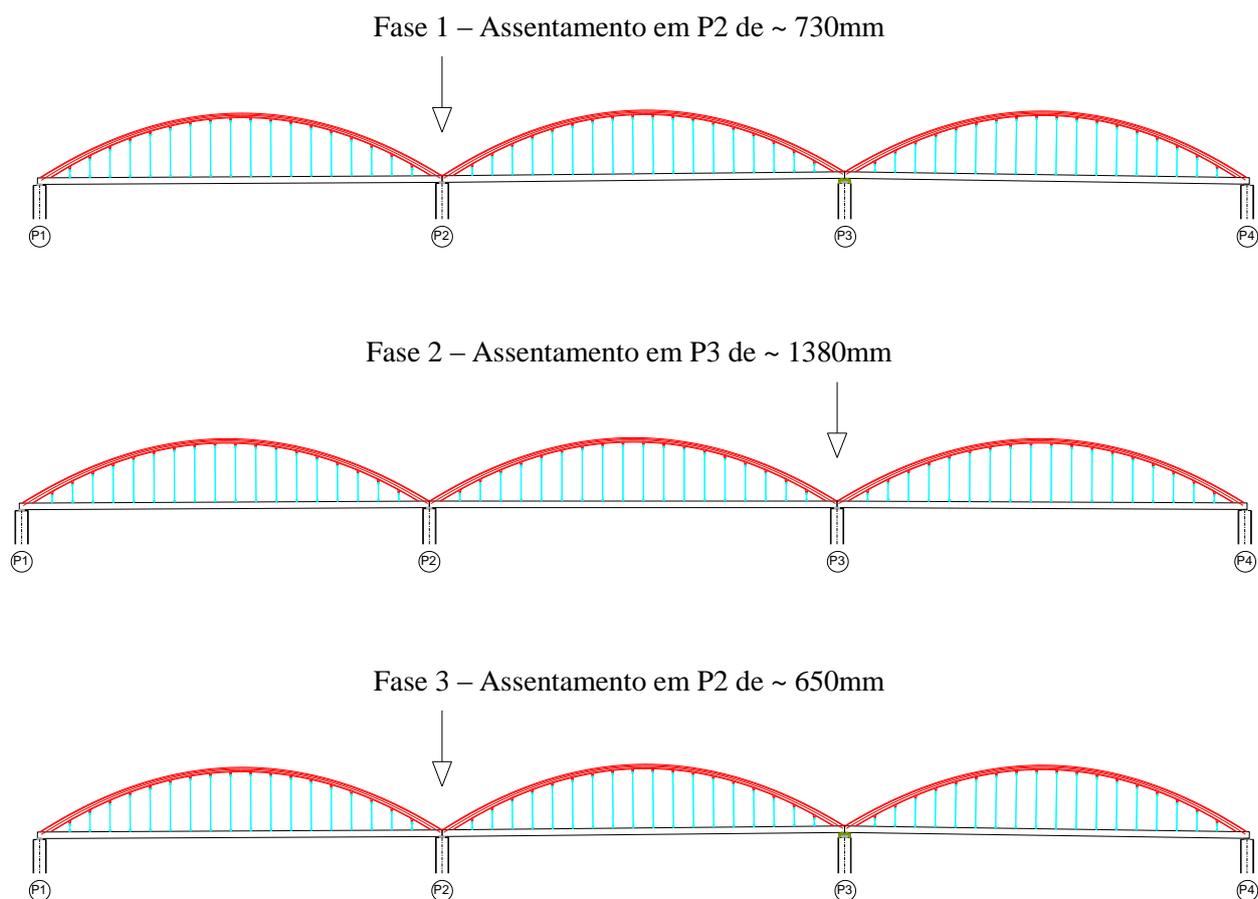


Fig.3.40 – Faseamento para assentamento da ponte em P2 e P3

Previamente ao assentamento da ponte, foram instalados no topo dos pilares P2 e P3, e lateralmente ao respectivo tabuleiro, batentes específicos que serviram de guiamento lateral (Figura 3.42). A largura dos batentes foi determinada para a compensação dos deslocamentos longitudinais devido à dilatação do tabuleiro pela acção da temperatura.

O sistema hidráulico é composto por 8 cilindros de 500 ton. e 150 mm de curso (ENERPAC CLRG-5006), 8 rótulas (ENERPAC CATG-500), 4 sensores de curso WDS 1500 P60 (curso 1500 mm, precisão 2 mm), uma central hidráulica e uma consola de comando. Posicionados os cilindros, procedeu-se à instalação das rótulas (acopladas superiormente aos êmbolos), uma por cilindro, e dos sensores de curso (ligados ao banzo inferior tabuleiro e ao topo do pilar), um por cada conjunto de dois cilindros hidráulicos. O conjunto de oito cilindros hidráulicos foi sincronizado por recurso aos referidos sensores de curso.

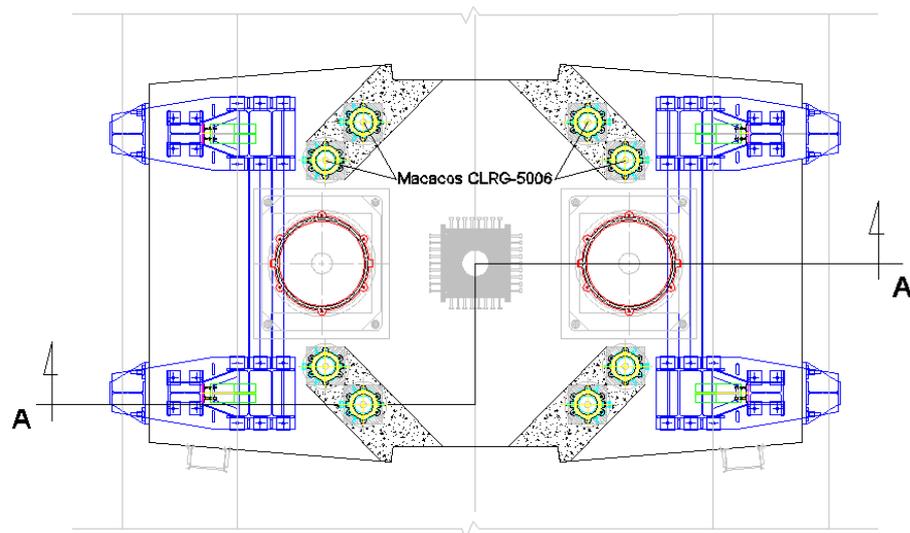


Fig.3.41 – Instalação dos cilindros hidráulicos e sensores de curso

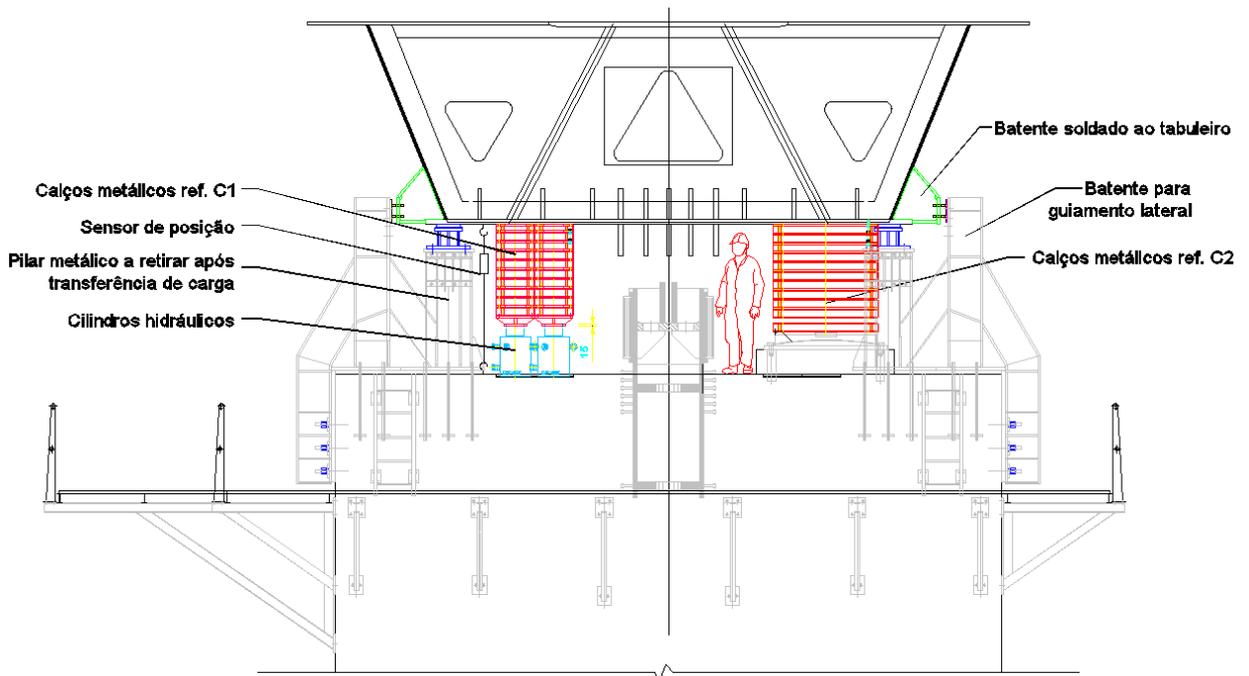


Fig.3.42 – Corte A-A

Paralelamente à montagem do sistema hidráulico, foram instaladas as estruturas provisórias, colunas C1 e C2, de apoio à operação de assentamento do tabuleiro, necessárias tendo em consideração a ordem de grandeza dos movimentos a realizar.

Estas estruturas foram materializadas por sobreposição de um conjunto de calços que, unidos por ligações aparafusadas/cavilhas, formarão as referidas colunas.

- Colunas C1: Apoiadas sobre os cilindros hidráulicos de 500 ton são constituídas por calços flangeados de núcleo cilíndrico Ø355.6x31.75 mm e 120 mm de altura (oito unidades por coluna), sendo o ajuste em altura de cada coluna de calços realizado por meio de calços e forras de menor espessura. O número de colunas C1 instaladas é de oito (uma por cilindro hidráulico);
- Colunas C2: Apoiadas sobre os aparelhos de apoio definitivos, são constituídas por calços flangeados de núcleo cilíndrico Ø1000x30 mm e 120 mm de altura (dez unidades por coluna), sendo o ajuste em altura de cada coluna de calços realizado por meio de calços e forras de menor espessura. O número de colunas C2 instaladas é de duas (uma por aparelho de apoio definitivo). O calço inferior foi fixo por ligação aparafusada ao prato superior do aparelho de apoio.

Note-se que o tabuleiro fica apoiado nas colunas C2 após a transferência de carga dos apoios provisórios de lançamento. Dado que as colunas C2 estão apoiadas nos aparelhos de apoio definitivos, o tabuleiro funciona sem restrições de deslocamento longitudinal e rotação. Assim as colunas C2 estão sujeitas a esforços de compressão resultantes da reacção do tabuleiro e a momentos flectores e esforços transversos devido ao atrito do material deslizante do aparelho de apoio definitivo.

As colunas C1 só funcionam no instante de descida do tabuleiro, sendo desprezáveis os efeitos da dilatação térmica do tabuleiro.

O eixo de cada coluna de calços ficará centrado com o eixo da respectiva base, que poderão ser os cilindros hidráulicos (colunas de calços C1) ou os aparelhos de apoio (colunas de calços C2).

Os calços das colunas C1 e C2 em contacto com o banzo inferior do tabuleiro (calços no topo das colunas), serão fabricados com a inclinação do mesmo, na posição correspondente aos pilares de apoio (P2=P3), salvaguardando-se desta forma o adequado funcionamento estrutural destas colunas.

No caso das colunas C1, acresce ao referido a instalação de um calço na base das mesmas que agrupará duas funções, a primeira de transição geométrica entre o conjunto êmbolo do cilindro/rótula para os calços tipo C1 e uma segunda de estabilização destas colunas no decorrer das movimentações de carga e descarga, pela integração de um sistema telescópico de guiamento.

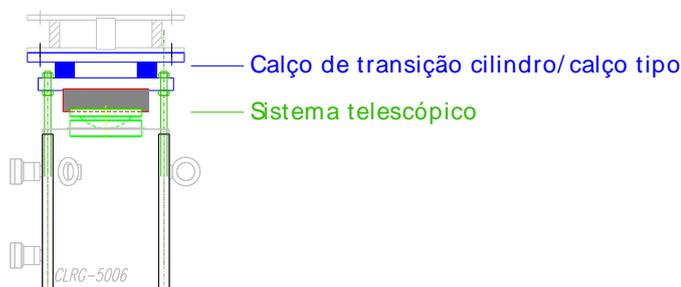


Fig.3.43 – Calços C1 – Sistema telescópico

Os calços de topo e base das colunas C2 serão fixados, por recurso a ligações aparafusadas, ao banzo inferior do tabuleiro e à chapa do prato superior do aparelho de apoio respectivamente.

Os aspectos agora referidos, nomeadamente a fixação dos elementos à estrutura do tabuleiro e aos aparelhos de apoio justificam-se pela necessidade de garantia de estabilidade das colunas de calços C2, face ao permanente movimento longitudinal do tabuleiro da ponte (acção da temperatura) e respectiva rotação decorrente do próprio assentamento, designadamente visando a mobilização do aparelho de apoio definitivo para esses mesmos fins (deslocamentos longitudinais e rotações).

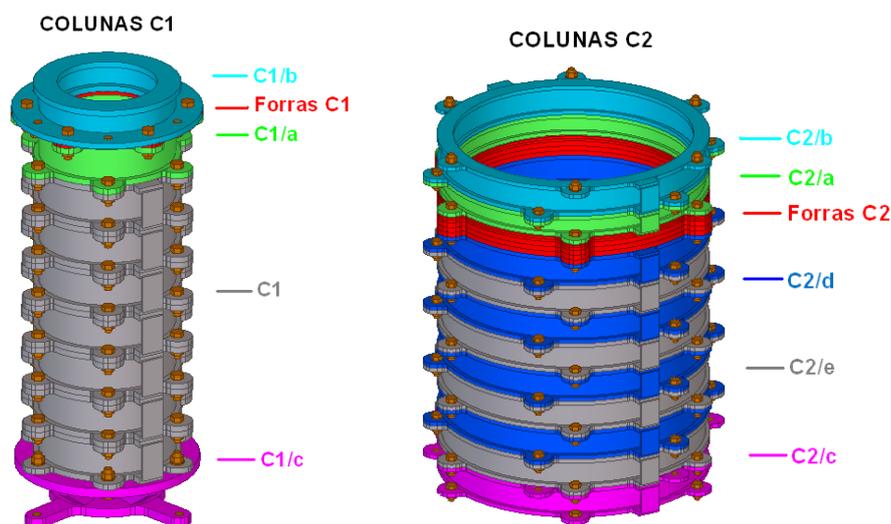


Fig.3.44 – Conjunto de calços C1 e C2

Uma vez desmontados os apoios provisórios, proceder-se-á à remoção dos calços integrantes das colunas, por sucessiva transferência de carga entre colunas C1 e C2.

Sempre que houve suspensão ou interrupção de trabalhos, o tabuleiro da ponte ficou sempre assente sobre as colunas de calços C2, instaladas sobre os aparelhos de apoio definitivos.

As operações de assentamento ficaram interditas sempre que se verificaram ventos superiores a 50Km/h.

Após a retirada do último calço das colunas C2 sobre os aparelhos de apoio definitivos, antes de terminar o último movimento de abaixamento, foram efectuadas as seguintes verificações:

- Verificação final da geometria da estrutura – ponte (nivelamento transversal do tabuleiro/verticalidade dos arcos), por topografia. Preconizando-se que, na eventualidade de ser verificada uma necessidade de correcção, sejam interpostos calços metálicos (chapas), com espessura apropriada, entre o banzo inferior da ponte e os aparelhos de apoio definitivos dos pilares P2 e P3 (posteriormente também verificado em P1 e P4);
- Verificação final/ajuste da posição longitudinal dos pratos superiores dos aparelhos de apoio definitivos dos pilares P2 e P3 face ao tabuleiro da ponte (posteriormente também em P4), com referência à temperatura ambiente no momento, tendo em conta a variação de comprimento do caixão metálico face à temperatura ambiente e subsequente fixação por soldadura ao banzo inferior do tabuleiro.

Após o processo de abaixamento do tabuleiro metálico foram executados os seguintes trabalhos:

- Remoção de todas as estruturas de apoio ao assentamento que ainda permaneçam nos pilares;
- Remoção dos batentes de guiamento soldados ao tabuleiro;
- Restituição do esquema de protecção anticorrosivo nas zonas danificadas;
- Abaixamento residual da ponte em P1 e P4;
- Instalação dos batentes sísmicos em P2, P3 e P4 (estruturas metálicas ainda no interior dos pilares);
- Soldadura dos conectores nos banzos superiores do caixão metálico e betonagem do tabuleiro de betão com recurso a cofragem móvel;
- Montagem dos amortecedores sísmicos em P2, P3 e P4 (incluindo a soldadura das vigas de transferência de carga), a decorrer em paralelo com a betonagem do tabuleiro da ponte;
- Betonagem do interior dos arcos, em P1 e P4 (junto às nascenças).



Fig.3.45 – Conjunto de calços C1 (à esquerda) e conjunto de calços C2 (à direita)



Fig.3.46 – Início da betonagem do tabuleiro da ponte com recurso a cofragem móvel

4

EFEITO DOS REFORÇOS NA ENCURVADURA LOCAL DE CASCAS CILINDRICAS (TUBOS)

4.1. INTRODUÇÃO

Tubos de elevado diâmetro, com parede de espessura reduzida, são utilizados com frequência em pilares/torres com elevada altura para apoio à construção de obras de arte. A utilização de esbeltezas elevadas nas estruturas auxiliares e provisórias, conduzindo a elementos com peso mais reduzido, prende-se fundamentalmente com a capacidade dos meios para movimentação das peças que constituem essas estruturas e sua montagem na obra. Estes elementos deverão ser verificados tendo em conta: (i) a encurvadura global como elemento inserido numa estrutura; (ii) e a encurvadura local da secção quando se ultrapassa os limites regulamentares definidos para a esbelteza. Uma forma de reduzir a importância dos fenómenos de encurvadura local é a utilização de reforços metálicos. Estes reforços podem ser do tipo "anel" ou nervuras longitudinais ao elemento. Estas nervuras poderão ter diversas configurações como por exemplo uma secção em T (secção aberta) ou uma secção trapezoidal (secção fechada). A análise pretende aferir a eficácia dos reforços tipo "anel" e longitudinais na carga crítica elástica de instabilidade do elemento em função do número de reforços aplicados.

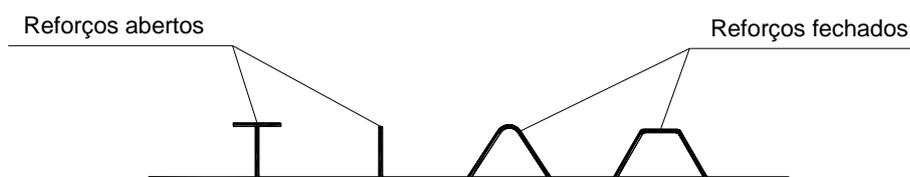


Fig.4.1 – Reforços em chapas reforçadas abertos e fechados

4.2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS

O comportamento inicial de pós encurvadura de cascas cilíndricas pode ser analisado por uma formulação que se designa habitualmente por "Equações de von Karman-Donnel" [1], que permite efectuar análises não lineares de estabilidade e a qual consiste em estabelecer equações diferenciais de equilíbrio numa configuração deformada com deslocamentos finitos. Esta formulação também pode ser utilizada para efectuar uma análise linear de estabilidade de placas ou cascas cilíndricas com ou sem imperfeições iniciais [1].

Tendo por base a formulação referida, as trajectórias de equilíbrio ($\sigma=\sigma(q)$) de placas e painéis cilíndricos perfeitos (raio R, espessura t, comprimento e largura b), sujeito a compressão uniforme e em função dos parâmetros de curvatura são:

a) Painel cilíndrico perfeito

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} = 1 - \frac{10 \times E \times t}{3 \times \pi^2 \times R \times \sigma_{cr}} \times \left(\frac{q}{t}\right) \quad (4.1)$$

em que q é o deslocamento transversal máximo no centro do painel.

b) Placa perfeita ($R=\infty$)

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} = 1 + \frac{3}{8} \times (1 - \nu^2) \times \left(\frac{q}{t}\right)^2 \quad (4.2)$$

Na Figura 4.1 apresentam-se as trajectórias iniciais de pós-encurvadura da placa e do painel cilíndrico perfeitos.

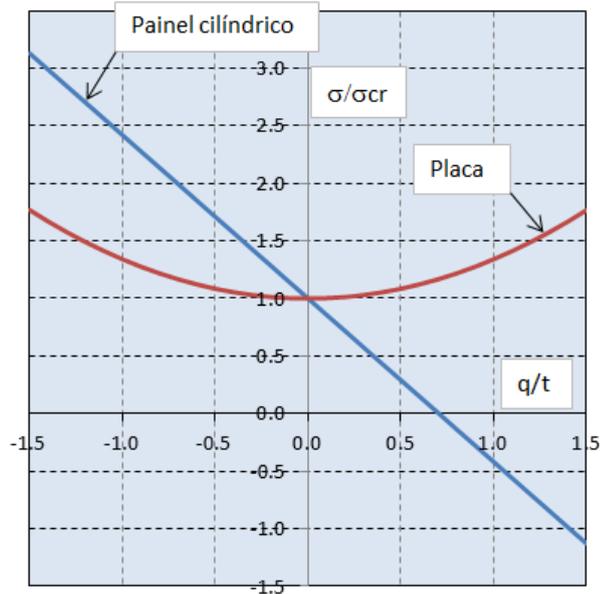


Fig.4.2 – Trajectória de pós-encurvadura de uma placa e de painel cilíndrico perfeito

Verifica-se assim que o comportamento pós-crítico da placa é estável ao contrário do painel cilíndrico onde esse comportamento é instável. Dado este comportamento instável é importante reduzir sempre que possível o fenómeno da encurvadura local das cascas cilíndricas. Como já referido anteriormente a importância deste fenómeno pode ser minimizado pela introdução reforços metálicos.

Far-se-á de seguida uma análise da influência dos reforços na carga crítica de uma casca cilíndrica (tubo metálico).

4.3. MODELOS DE CÁLCULO

Para o propósito anteriormente referido recorreu-se ao programa de cálculo automático SAP2000 e à função "Buckling" disponível no programa para determinar as cargas críticas de bifurcação.

O modelo utilizado consiste num tubo com $\phi 1000$ mm de diâmetro, 16 mm de espessura e 10 m de altura, encastrado na base e livre no topo como condições de fronteira, o qual foi sujeito a uma compressão uniforme de 16000 kN.

A secção do tubo é da classe 4, ou seja sujeita a fenómenos de encurvadura local.

$$d = 1000 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm} \quad \frac{d}{t} = \frac{1000}{10} = 100 \geq 90\epsilon^2 \quad \text{Secção classe 4} \quad 90\epsilon^2 = 0.66 \text{ (aço S355)}$$

No modelo utilizaram-se elementos do tipo "Shell" com dimensão aproximada de 0.10×0.10 m.

Os reforços do tipo "anel" têm uma largura de 0.10 m e uma espessura de 0.01 m. Os reforços longitudinais têm uma secção em T com uma altura total de 0.1m e um banzo também com 0.10m de largura. A espessura dos elementos que compõem a secção em T é de 0.01 m. Os reforços encontram-se esquematizados na Figura 4.3.

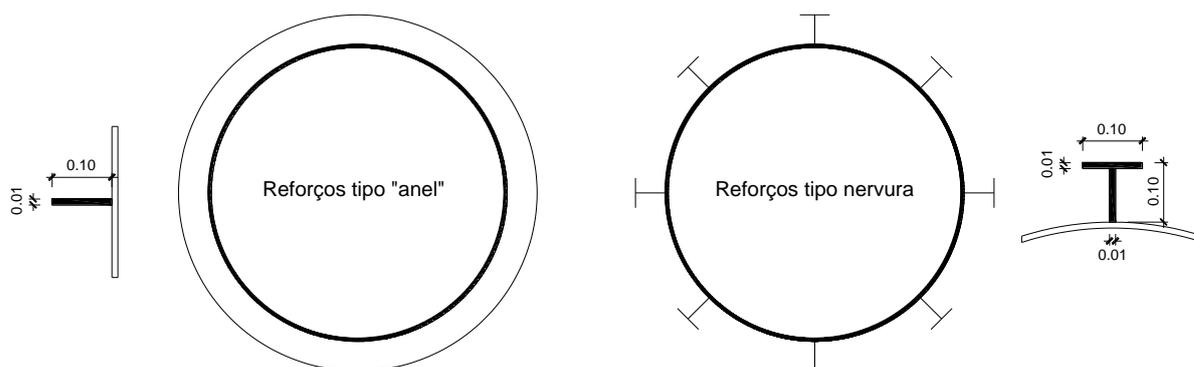


Fig.4.3 – Esquema dos reforços utilizados

Por forma a determinar a influência dos reforços foram introduzidos 3, 4 e 6 anéis ao modelo e determinados os parâmetros de carga associados a cada reforço. Da mesma forma introduzidos 2, 4 e 8 reforços longitudinais ao modelo e determinados os parâmetros de carga associados a cada reforço longitudinal.

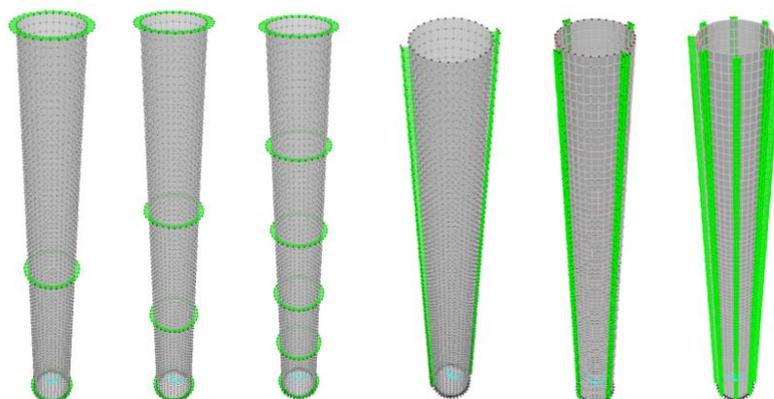


Fig.4.4 – Esquema dos reforços aplicados ao modelo

4.4. RESULTADOS

4.4.1. MODELO COM REFORÇOS TIPO "ANEL"

Verifica-se que o 1º e 2º modos correspondem à encurvadura global do elemento. Os modos seguintes correspondem a fenómenos de encurvadura local. Os parâmetros de carga relativos aos modos 1 a 5 são apresentados nos Quadros 6 a 8.

Quadro 6 – Parâmetros de carga com 3 reforços do tipo "Anel"

Nº reforços	Modos	$\lambda_{cr.}$	Obs.
3	1º	1.98	Modo global
	2º	1.98	Modo global
	3º	7.43	Modo local
	4º	7.43	Modo local
	5º	10.46	Modo local

Quadro 7 – Parâmetros de carga com 4 reforços do tipo "Anel"

Nº reforços	Modos	$\lambda_{cr.}$	Obs.
4	1º	1.98	Modo global
	2º	1.98	Modo global
	3º	8.52	Modo local
	4º	8.52	Modo local
	5º	10.50	Modo local

Quadro 8 – Parâmetros de carga com 6 reforços do tipo "Anel"

Nº reforços	Modos	$\lambda_{cr.}$	Obs.
6	1º	1.98	Modo global
	2º	1.98	Modo global
	3º	9.23	Modo local
	4º	9.23	Modo local
	5º	10.70	Modo local

4.4.2. MODELO COM REFORÇOS TIPO NERVURA LONGITUDINAL

De forma idêntica ao modelo com reforços tipo “Anel”, verifica-se que o 1º e 2º modos correspondem à encurvadura global do elemento. Os modos seguintes correspondem a fenómenos de encurvadura local. Os parâmetros de carga relativos aos modos 1 a 5 são apresentados nos Quadros 9 a 11.

Quadro 9 – Parâmetros de carga com 2 reforços do tipo nervura longitudinal

Nº reforços	Modos	λ_{cr}	Obs.
2	1º	1.98	Modo global
	2º	2.37	Modo global
	3º	3.74	Modo local
	4º	4.28	Modo local
	5º	4.84	Modo local

Quadro 10 – Parâmetros de carga com 4 reforços do tipo nervura longitudinal

Nº reforços	Modos	λ_{cr}	Obs.
4	1º	2.37	Modo global
	2º	2.37	Modo global
	3º	3.98	Modo local
	4º	4.45	Modo local
	5º	5.50	Modo local

Quadro 11 – Parâmetros de carga com 8 reforços do tipo nervura longitudinal

Nº reforços	Modos	λ_{cr}	Obs.
8	1º	2.76	Modo global
	2º	2.76	Modo global
	3º	4.53	Modo local
	4º	4.53	Modo local
	5º	5.85	Modo local

Apresenta-se de seguida as deformadas relativas aos modos 1 a 5 dos modelos com reforços do tipo “Anel” e do tipo nervuras longitudinais.

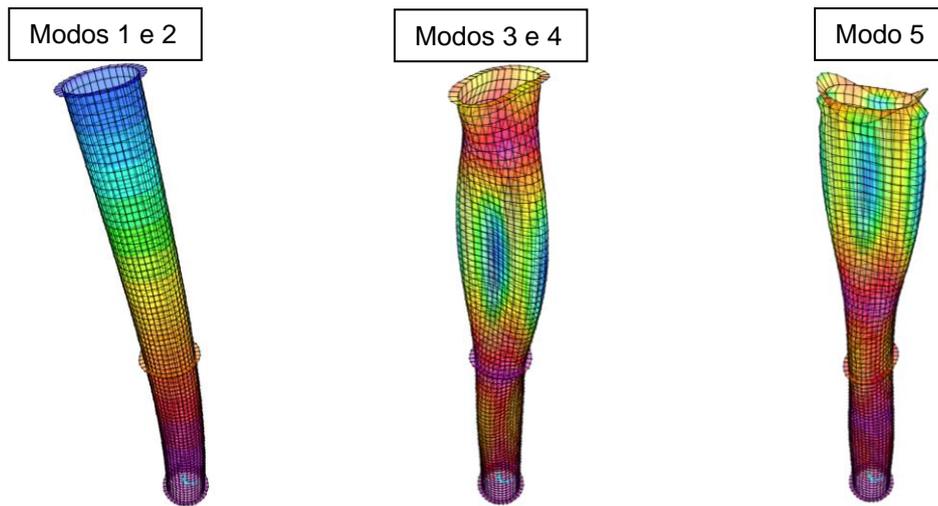


Fig.4.5 – Deformadas correspondentes aos modos 1 a 5 do modelo com 3 reforços do tipo "Anel"

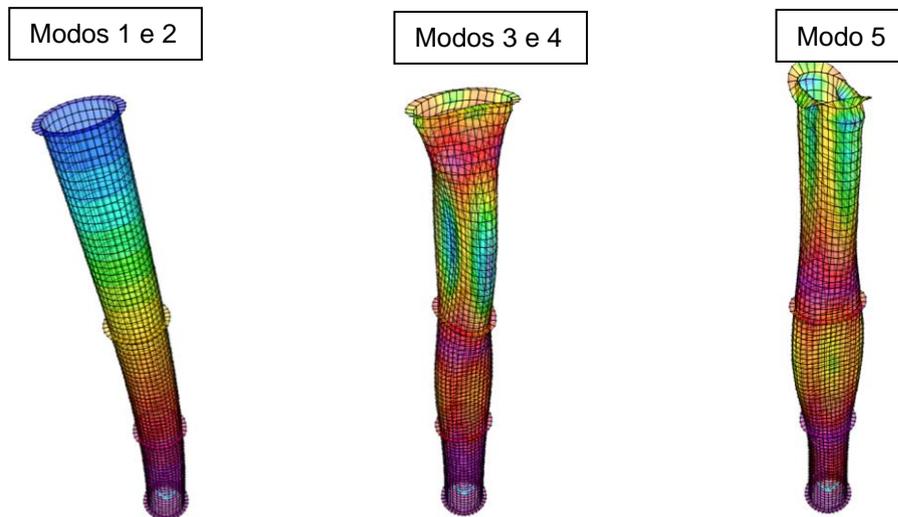


Fig.4.6 – Deformadas correspondentes aos modos 1 a 5 do modelo com 4 reforços do tipo "Anel"

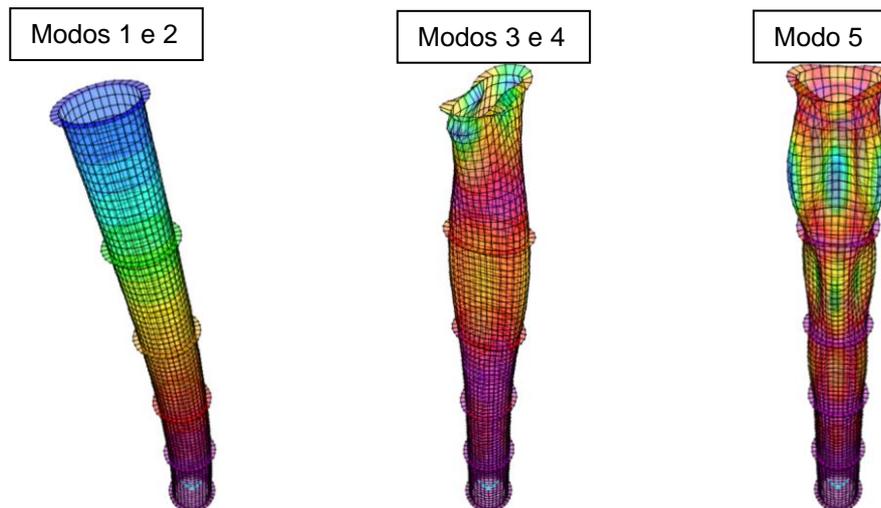


Fig.4.7 – Deformadas correspondentes aos modos 1 a 5 do modelo com 6 reforços do tipo "Anel"

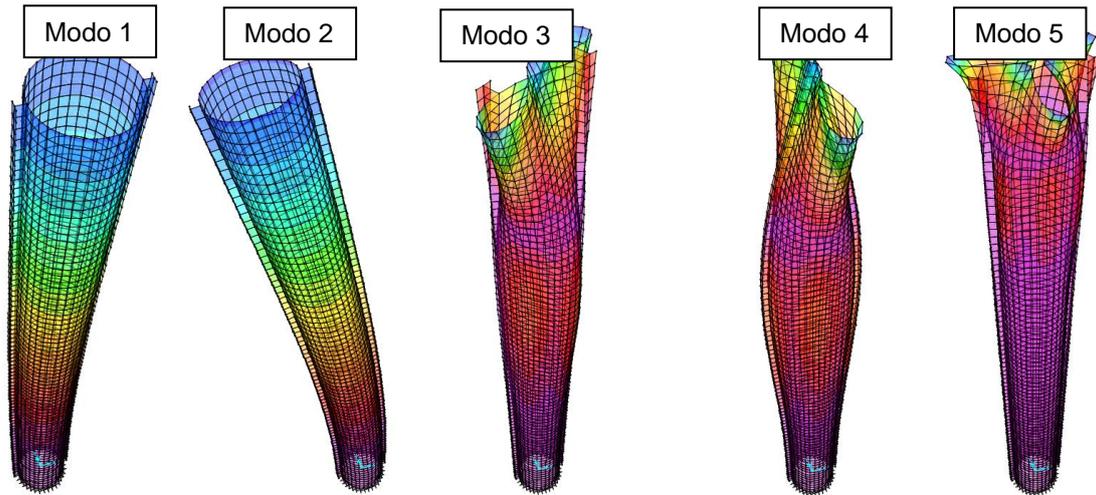


Fig.4.8 – Deformadas correspondentes aos modos 1 a 5 do modelo com 2 reforços do tipo nervura longitudinal

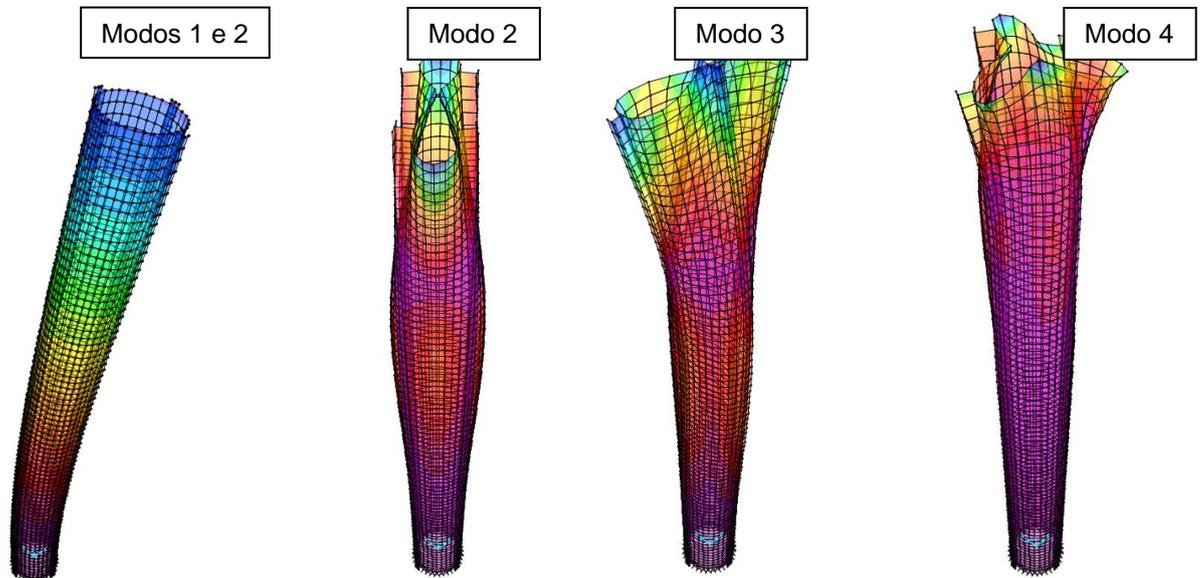


Fig.4.9 – Deformadas correspondentes aos modos 1 a 5 do modelo com 4 reforços do tipo nervura longitudinal

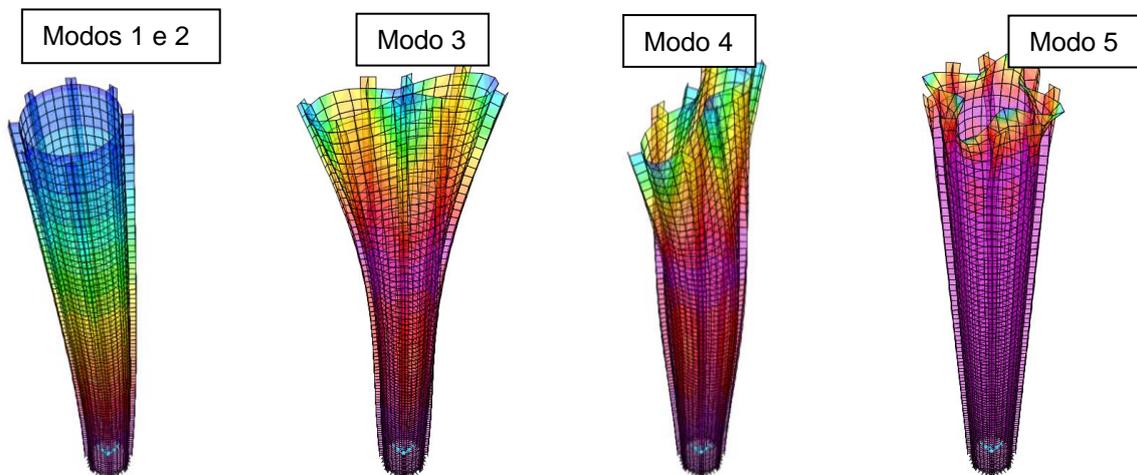


Fig.4.10 – Deformadas correspondentes aos modos 1 a 5 do modelo com 8 reforços do tipo nervura longitudinal

A apresenta-se na Figura 4.8 os gráficos que relacionam o parâmetro de carga com o nº de reforços introduzidos no modelo.

Ref. Anel	Modo					Ref. Nervura	Modo				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
Nº Ref.	λ_{cr}	λ_{cr}	λ_{cr}	λ_{cr}	λ_{cr}	Nº Ref.	λ_{cr}	λ_{cr}	λ_{cr}	λ_{cr}	λ_{cr}
0	1.98	1.98	3.75	3.75	4.76	0	1.98	1.98	3.75	3.75	4.76
3	1.98	1.98	7.43	7.43	10.46	2	1.98	2.37	3.74	4.28	4.84
4	1.98	1.98	8.52	8.52	10.50	4	2.37	2.37	3.98	4.45	5.50
6	1.98	1.98	9.23	9.23	10.70	8	2.76	2.76	4.53	4.53	5.85

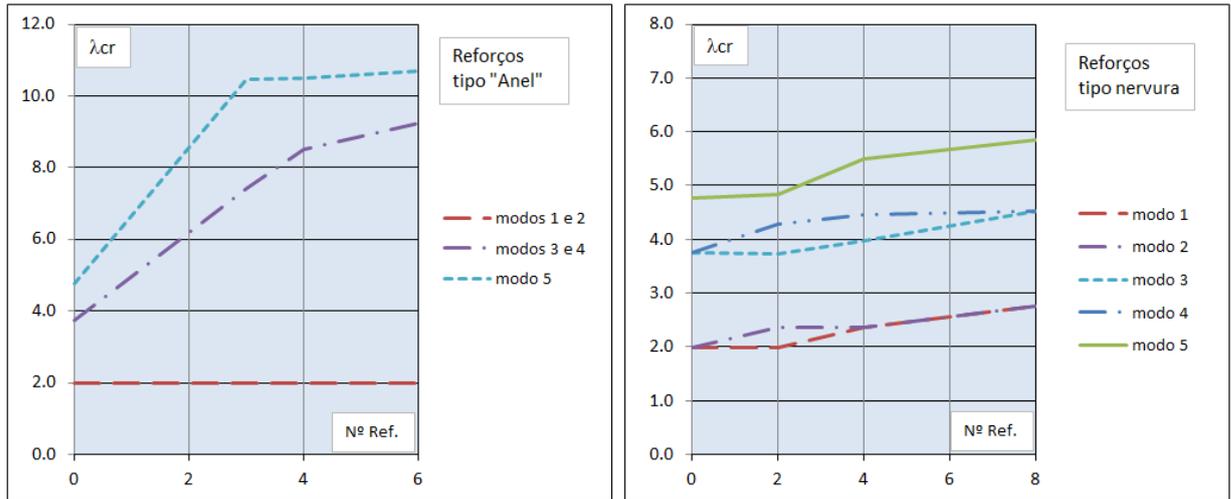


Fig.4.11 – Relação entre o parâmetro de carga e o nº de reforços aplicados no modelo

A apresenta-se na Figura 4.9 um gráfico que relaciona o parâmetro de carga com o peso dos reforços introduzidos no modelo.

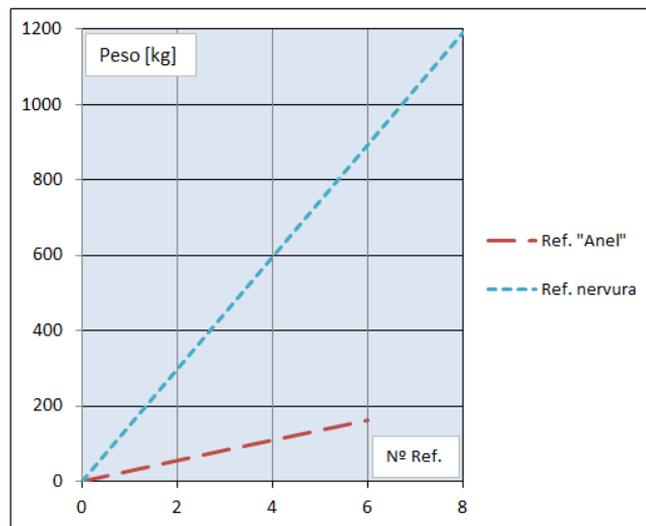


Fig.4.12 – Relação entre o peso e o nº de reforços

4.5. CONCLUSÕES

No que respeita aos modos 1 e 2, correspondentes a encurvadura global, verifica-se que o parâmetro de carga crítica permanece constante com a introdução dos reforços tipo "Anel" ao contrário dos reforços do tipo nervura em que o parâmetro de carga crítica aumenta. Este efeito é óbvio dado que os reforços do tipo nervura aumentam a inércia da secção transversal do tubo.

De acordo com os resultados que constam na Figura 4.11, verifica-se uma maior eficácia dos reforços do tipo "Anel" no que respeita aos fenómenos de encurvadura local (modos 3, 4 e 5) conseguindo-se um aumento bastante expressivo do parâmetro de carga crítica.

Na Figura 4.12 verifica-se ainda que para um mesmo número de reforços, de ambos os tipos, os reforços do tipo "anel" conduzem a um peso consideravelmente inferior de chapa traduzindo assim uma maior economia na solução de reforço.

Em termos de construção, a implementação da solução do tipo "anel" também é mais simples conduzindo a um trabalho de soldadura bastante mais reduzido.

De referir ainda que não existe na bibliografia da especialidade, nem nos regulamentos em vigor, expressões analíticas para a determinação das cargas críticas em cascas cilíndricas reforçadas, tal como existe para o caso das placas reforçadas, expressões essas que se encontram no capítulo 2 desta dissertação. Para esta determinação é necessário recorrer a modelos realizados através de programas de cálculo automático. Os programas disponíveis no mercado efectuem o cálculo geralmente através do método dos elementos finitos.

Futuramente poderão ser testados outro tipo de reforços longitudinais, como por exemplo reforços fechados, que tendo maior rigidez de torção podem ter outro efeito na carga crítica do elemento.

5

CONCLUSÕES GERAIS

Nas últimas décadas as pontes evoluíram de uma maneira extraordinária adoptando as mais diferentes forma arquitecturais. As soluções estruturais integram elementos que possuem, muitas vezes, esbeltezas bastante elevadas, quer por questões estéticas e/ou económicas. É o caso das chapas/placas esbeltas que constituem as secções em caixão dos tabuleiros metálicos. Da mesma forma as estruturas auxiliares, essenciais no apoio à construção, são consideradas verdadeiras obras de arte. A concepção destas estruturas implica também a integração de elementos bastante esbeltos, que para além das óbvias questões económicas, também têm em consideração os equipamentos de movimentação de carga disponíveis para a sua implementação em obra.

É fundamental que as soluções estruturais, adoptadas na concepção de pontes, tenham em consideração o faseamento construtivo, dado que as solicitações durante a sua construção podem ser condicionantes. É o caso da fase de lançamento incremental de tabuleiros metálicos onde a estrutura poderá estar sujeita a esforços superiores quando comparados com a fase definitiva.

Como já referido, as pontes são consideradas verdadeiras “obras de arte” no domínio da engenharia de estruturas. É o caso das pontes com “Arco Superior” do tipo “Bowstring”. Este tipo solução envolve a concepção de estruturas especiais auxiliares à sua construção. Entre elas encontra-se o nariz metálico (“avant-bec”) utilizado no lançamento incremental do tabuleiro e os típicos pilares provisórios, que poderão ser torres se forem utilizadas na fase de construção dos arcos. No dimensionamento destas estruturas especiais, concebidas exclusivamente para o apoio à construção, a estabilidade assume um papel muito importante, considerando as esbeltezas envolvidas. É o caso das torres metálicas provisórias utilizadas na montagem da superestrutura da Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado. A verificação da estabilidade envolve: (i) a verificação da estabilidade da estrutura, vista globalmente; (ii) a estabilidade do elemento de barra, visto individualmente, e integrado na estrutura; (iii) e a encurvadura local ao nível da secção.

Verifica-se que a regulamentação existente e os documentos normativos disponíveis, nomeadamente os Eurocódigos, apresentam-se bastante completos e abrangem praticamente todas as situações na verificação da segurança das estruturas. Na verificação da segurança de estruturas metálicas, que envolve problemas de estabilidade haverá que consultar as seguintes partes do EC3 *Design of steel structures*: (i) EN 1993-1-1 Part 1-1: *General rules and rules for buildings*; (ii) EN 1993-1-5 Part 1-5: *Plated structural elements*; (iii) EN 1993-1-6 Part 1-6: *Strength and Stability of Shell Structures*.

As torres metálicas provisórias, utilizadas na construção da Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado, têm como elemento condicionante na verificação da segurança os pilares verticais. Estes são constituídos por tubos (casca cilíndrica) com 1000mm de diâmetro e uma parede com 12.4mm de espessura. A secção é da classe 4 e por isso sujeita a encurvadura local. Uma forma de reduzir a importância dos fenómenos de encurvadura local é a utilização de reforços metálicos. Estes reforços podem ser do tipo “anel” ou nervuras longitudinais ao elemento. Estas nervuras poderão ter diversas configurações como

por exemplo uma secção em T (secção aberta) ou uma secção trapezoidal (secção fechada). A análise efectuada no capítulo 4 teve como objectivo aferir a eficácia dos reforços tipo “anel” e longitudinais na carga crítica elástica de instabilidade do elemento em função do número de reforços aplicados. Concluída a análise verificou-se que, relativamente aos modos 1 e 2 correspondentes a encurvadura global, o parâmetro de carga crítica permanece constante com a introdução dos reforços tipo “Anel” ou contrário dos reforços do tipo nervura em que o parâmetro de carga crítica aumenta. Este efeito é óbvio dado que os reforços do tipo nervura aumentam a inércia da secção transversal do tubo. Como constatação fundamental, verificou-se uma maior eficácia dos reforços do tipo “Anel”, no que respeita aos fenómenos de encurvadura local (modos 3, 4 e 5), conseguindo-se um aumento bastante expressivo do parâmetro de carga crítica. Verificou-se ainda que para um mesmo número de reforços, de ambos os tipos, os reforços do tipo “anel” conduzem a um peso consideravelmente inferior de chapa traduzindo assim uma maior economia na solução de reforço. Em termos de construção, a implementação da solução do tipo “anel” também é mais simples conduzindo a um trabalho de soldadura bastante mais reduzido. De referir ainda que não existe na bibliografia da especialidade, nem nos regulamentos em vigor, expressões analíticas para a determinação das cargas críticas em cascas cilíndricas reforçadas, tal como existe para o caso das placas reforçadas, expressões essas que se encontram no capítulo 2 desta dissertação. Para esta determinação é necessário recorrer a modelos realizados através de programas de cálculo automático. Os programas disponíveis no mercado efectuem o cálculo geralmente através do método dos elementos finitos.

Como perspectivas para o futuro poderão ser idealizadas e testadas outras soluções construtivas para a superestrutura de pontes do tipo “Bowstring”, eventualmente mais vantajosas do ponto de vista económico e estruturalmente mais eficientes. Relativamente às cascas cilíndricas poderão ser testados outro tipo de reforços longitudinais, como por exemplo reforços fechados, que tendo maior rigidez de torção podem ter outro efeito na carga crítica do elemento no que diz respeito à encurvadura local.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Reis, A., Camotim, D. *Estabilidade e Dimensionamento de Estruturas*. Edições Orion, Amadora, 2012.
- [2] Projecto Execução GRID com a colaboração do gabinete belga BEG – Bureau d'Études Greisch. *Atravessamento do Rio Sado – Variante entre a Estação do Pinheiro e o Km 94 – Tomo I: Ponte e Viadutos de Acesso*. Porto Salvo, 2009.
- [3] *EN 1993-1-1 – Eurocode 3 – Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*. CEN, Brussels, 2005.
- [4] *EN 1993-1-5 – Eurocode 3 – Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements*. CEN, Brussels, 2006.
- [5] *EN 1993-1-6 – Eurocode 3 – Design of steel structures - Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures*. CEN, Brussels, 2007.
- [6] *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Porto Editora, Porto, 1993.
- [7] Teixeira Duarte – Pasta de projecto N° 5446. *Atravessamento do Rio Sado – Variante entre a Estação do Pinheiro e o Km 94*. Porto Salvo, 2009.
- [8] Gonçalves, Pedro Pereira. *Estudo Prévio de um Tabuleiro em Arco Superior do tipo Bowstring*. Dissertação de Mestrado, IST – Instituto Superior Técnico, 2012.
- [9] Dias, João Rodrigues. *Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas Trelaçadas de Transporte de Energia Eléctrica de Acordo com o EC3 (EN) e a EN50341-1*. Dissertação de Mestrado, IST – Instituto Superior Técnico, 2007.
- [10] Suruceanu, Iulia. *Métodos de Análise em Estruturas Metálicas*. Dissertação de Mestrado, UAlg – Universidade do Algarve, 2015.
- [11] Silva, L., Gervásio, H. *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados*. Edição CMM, Mem Martins, 2007

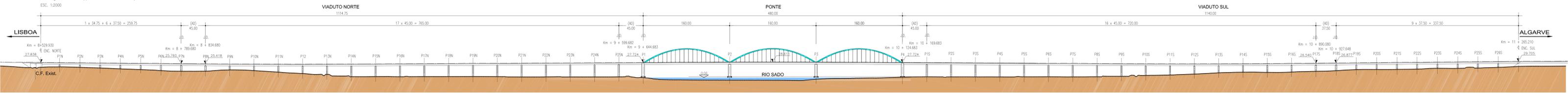
ANEXOS

Anexos

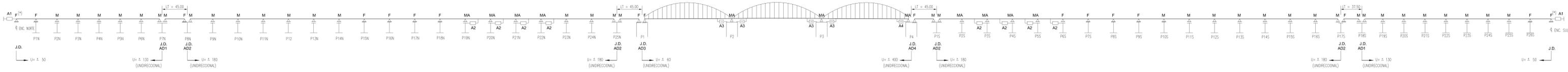
ANEXO1

ALÇADO (planificado)

ESC. 1:2000

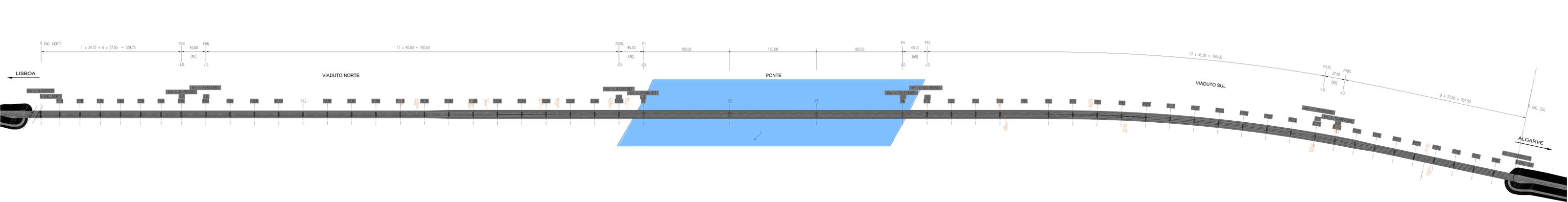


ESQUEMA DE DISTRIBUIÇÃO DE APARELHOS DE APOIO E AMORTECEDORES SISMICOS



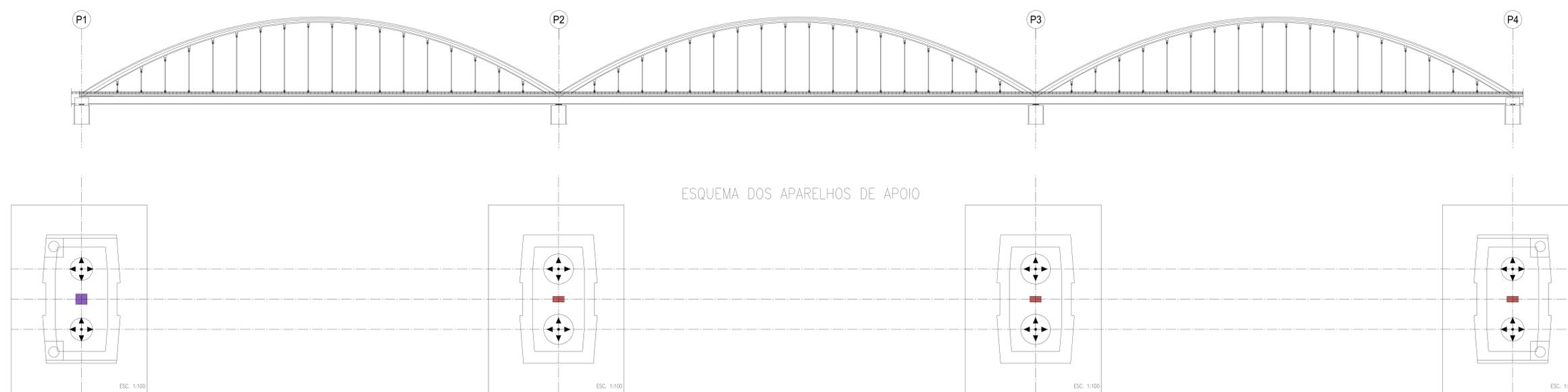
PLANTA AO NÍVEL DO TABULEIRO

ESC. 1:2000



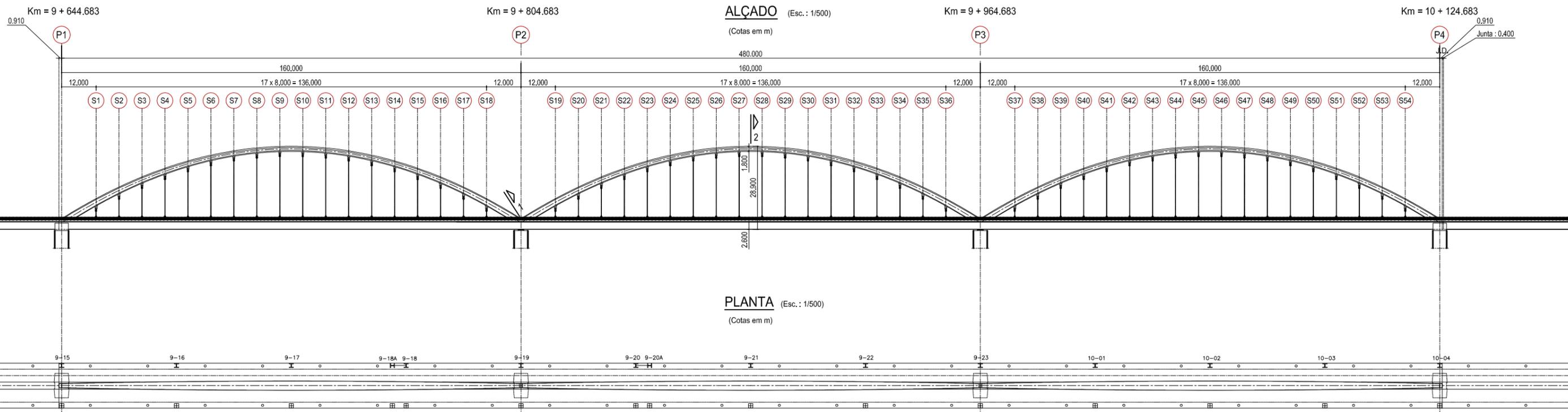
ALÇADO DA PONTE

ESC. 1:500

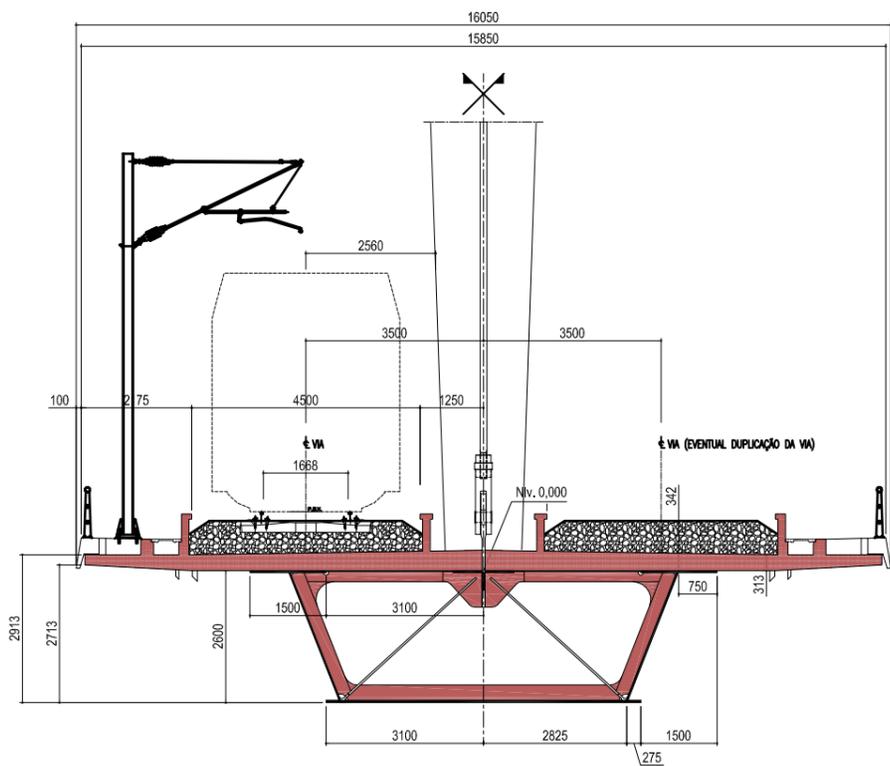


Legenda

- A1 - AMORTECEDORES SÍSMICOS LONGITUDINAIS
- F - APOIO FIXO
- F(*) - APOIO FIXO "FUSÍVEL"
- M - APOIO MÓVEL
- MA - APOIO MÓVEL COM AMORTECEDOR
- AD - APARELHO DE DILATAÇÃO DE VIA
- J.D. - JUNTA DE DILATAÇÃO
- ↕ APOIO MULTIDIRECCIONAL
- BATENTE FIXO AO TABULEIRO NAS DUAS DIRECCÕES
- BATENTE { FIXO AO TABULEIRO NA DIRECCÃO TRANSVERSAL
COM AMORTECEDORES NA DIRECCÃO LONGITUDINAL

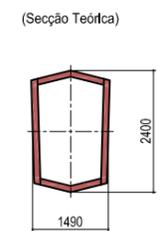


TABULEIRO - SECÇÃO TRANSVERSAL TIPO (Esc.: 1/50)

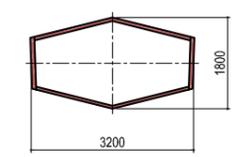


ARCO - SECÇÕES TRANSVERSAIS TIPO (Esc.: 1/50)

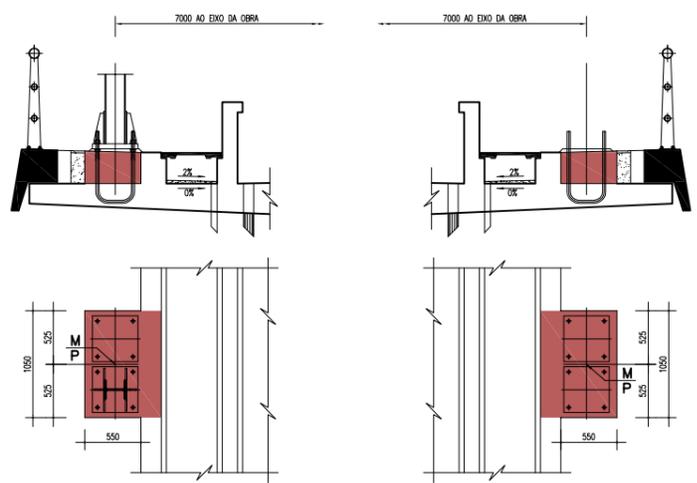
SECÇÃO 1 : Base do Arco



SECÇÃO 2: Fecho do Arco



MACIÇOS PARA FIXAÇÃO DA CATENÁRIA (Esc.: 1/25)



QUADRO DE IMPLANTAÇÃO DOS MACIÇOS PARA FIXAÇÃO DAS CATENÁRIAS

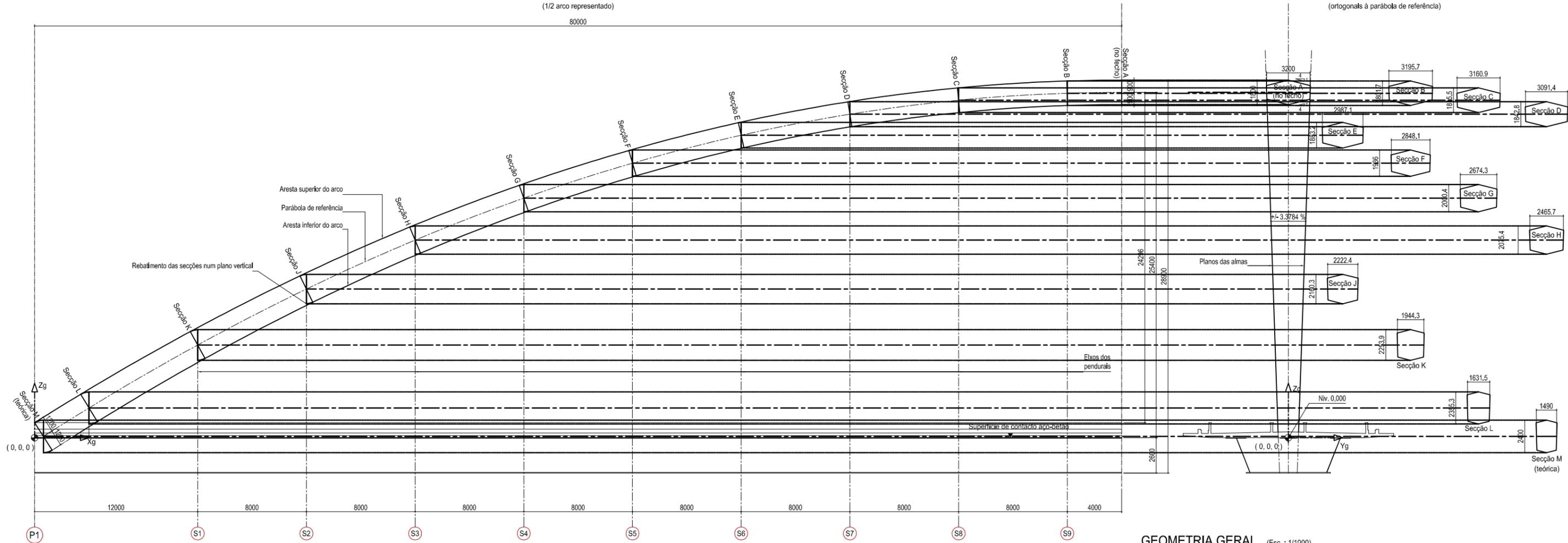
LADO ESQUERDO			LADO DIREITO		
MACIÇOS	M	P	MACIÇOS	M	P
9-15	-40953.912	-139611.965	9-15	-40966.325	-139618.456
9-16	-40935.375	-139647.410	9-16	-40947.788	-139653.902
9-17	-40916.838	-139682.856	9-17	-40929.251	-139689.347
9-18A	-40900.526	-139714.048	9-18A	-40912.939	-139720.539
9-18	-40898.301	-139718.301	9-18	-40910.714	-139724.793
9-19	-40879.764	-139753.747	9-19	-40892.177	-139760.238
9-20	-40861.228	-139789.192	9-20	-40873.641	-139795.684
9-20A	-40859.003	-139793.446	9-20A	-40871.416	-139799.937
9-21	-40842.691	-139824.638	9-21	-40855.104	-139831.129
9-22	-40824.154	-139860.083	9-22	-40836.567	-139866.575
9-23	-40805.617	-139895.529	9-23	-40818.030	-139902.020
10-01	-40787.080	-139930.974	10-01	-40799.493	-139937.466
10-02	-40768.543	-139966.420	10-02	-40780.956	-139972.911
10-03	-40750.006	-140001.865	10-03	-40762.419	-140008.357
10-04	-40731.469	-140037.311	10-04	-40743.882	-140043.802

NOTA:
1 - PORMENORES DE ARMADURA DOS MACIÇOS PARA FIXAÇÃO DAS CATENÁRIAS NO DES. N.º 40292.PE.08.ARS.01.035

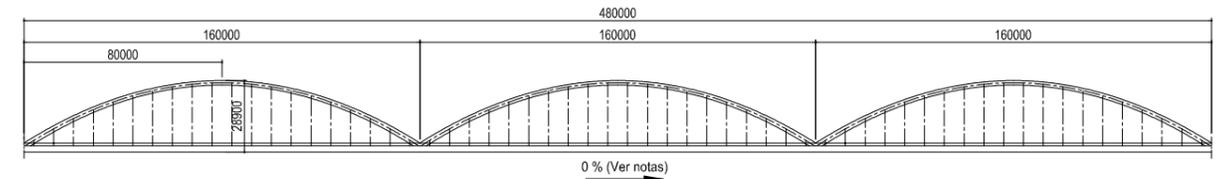
LEGENDA:
J.D. - JUNTA DE DILATAÇÃO
o - BUEIROS DE DRENAGEM
x - MACIÇOS PARA FIXAÇÃO DOS POSTES DA CATENÁRIA
■ - MACIÇOS PARA EVENTUAL FIXAÇÃO DOS POSTES DA CATENÁRIA (FUTURA DUPLICAÇÃO DA VIA)

GEOMETRIA DO ARCO (Esc.: 1/100)
(1/2 arco representado)

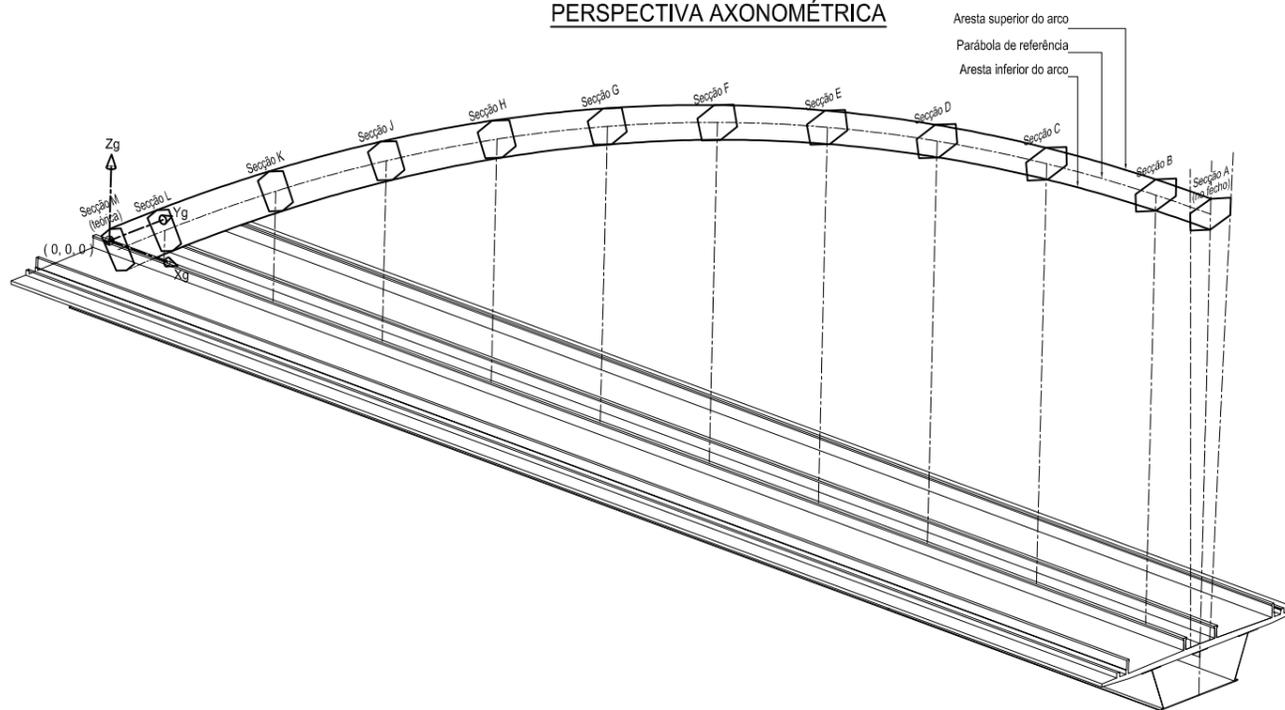
SECÇÕES A a M (Esc.: 1/100)
(ortogonais à parábola de referência)



GEOMETRIA GERAL (Esc.: 1/1000)



PERSPECTIVA AXONOMÉTRICA



DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA DO ARCO

- * Considere um sistema de eixos global Xg, Yg, Zg tal que :
 - Xg é o eixo longitudinal da obra
 - Zg é o eixo vertical
 - Yg completa o sistema de eixos
 - * A origem (0, 0, 0) :
 - Situa-se na secção do pilar P1
 - Sobre o eixo de simetria transversal
 - Na superfície de contacto aço-betão do tabuleiro
 - * A aresta superior do arco otém-se pela equação :

$$Z_{sup} = 26.3 - 25.1980 \left(\frac{X_{sup} - 80}{80} \right)^2$$
 - * A aresta inferior do arco otém-se pela equação :

$$Z_{inf} = 24.5 - 25.4194 \left(\frac{X_{inf} - 80}{78.7093} \right)^2$$
 - * Os banzos superior/inferior da secção do arco têm uma pendente 1/4 constante numa secção ortogonal à parábola que define a aresta respectiva (superior/inferior).
 - * As almas da secção do arco formam dois planos definidos por :
 - partindo de dois planos verticais paralelos a Oxz
 - por rotação desses planos de +/- 3.3784 % em torno do eixo x
 - tal que a largura do arco na secção de fecho a 1/2 da altura da secção, seja igual a 3.2m
 - * Os arcos seguintes são definidos por translação de 160m do primeiro arco.
- Nota :**
- * A equação da parábola de referência corresponde ao traçado do eixo do arco (a 1/2 da horizontal da secção) é:

$$Z_p = 25.4 - 25.3077 \left(\frac{X_p - 80}{79.3546} \right)^2$$
 com uma precisão inferior ao milímetro.

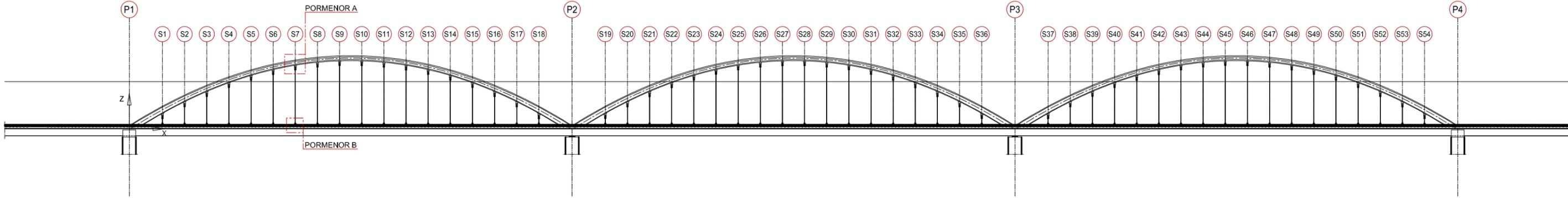
NOTAS:

- 1 - A DEFINIÇÃO GEOMÉTRICA AQUI APRESENTADA NÃO CONSIDERA A POSIÇÃO FINAL DA ESTRUTURA DOS 3 ARCOS, REFERINDO-SE APENAS A GEOMETRIA TEÓRICA (DE NÍVEL) PARA O FABRICO, SENDO NESSE CASO OS 3 ARCOS IDÉNTICOS.
- 2 - A POSIÇÃO TEÓRICA FINAL É DEFINIDA POR UMA POLIGONAL CONFORME COTAS ALTIMÉTRICAS AO EIXO DOS APOIOS DEFINIDAS NO DESENHO 'IMPLANTAÇÃO E CORTE LONGITUDINAL COM GEOTECNIA'.

Anexos

ANEXO2

ALÇADO (Esc.: 1/500)



PORMENOR A (Esc.: 1/10)

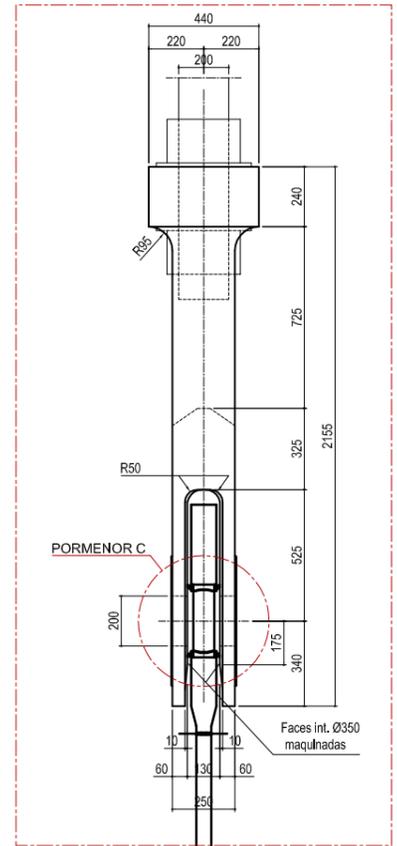
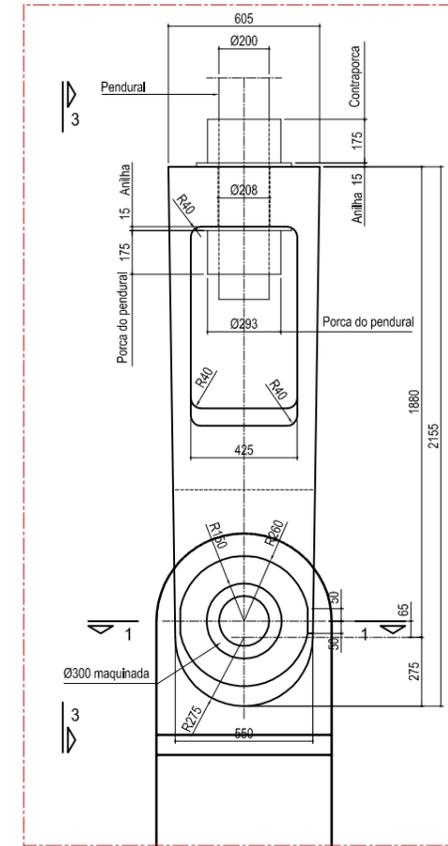
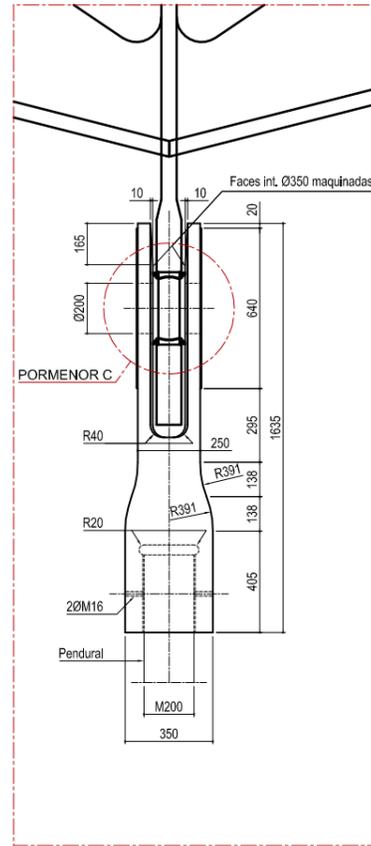
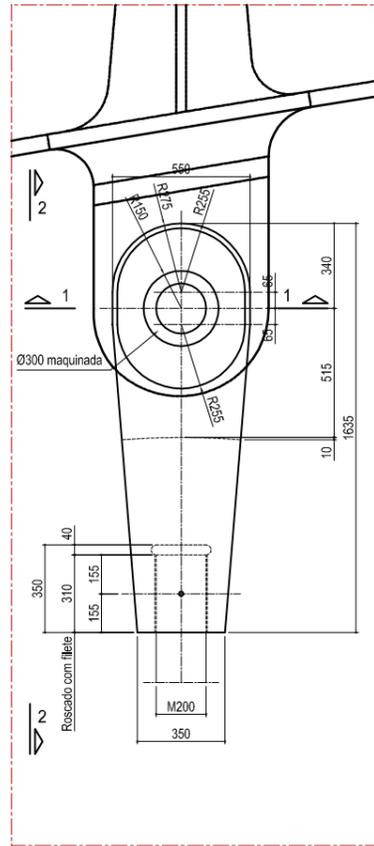
VISTA 2-2 (Esc.: 1/10)

PORMENOR B (Esc.: 1/10)

VISTA 3-3 (Esc.: 1/10)

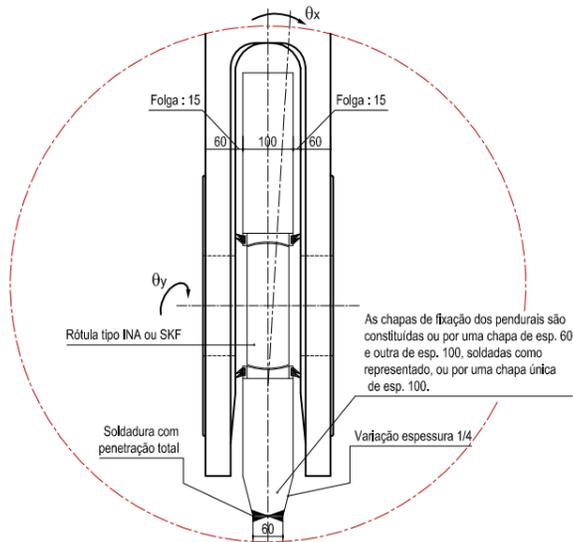
FORÇAS MÁXIMAS (Valores Característicos)			
Nº Pendural	Cargas permanentes (kN)	Sobrecarga ferroviária (kN)	Outras Cargas Variáveis (kN)
S1-S2	2608	1348	136
S2-S3	3083	1494	161
S3-S4	3001	1484	160
S4-S5	2964	1472	160
S5-S6	3027	1496	161
S6-S7	3035	1495	160
S7-S8	3029	1494	60
S8-S9	2999	1491	160
S9-S10	2963	1488	159
S10-S11	2977	1485	159
S11-S12	3003	1486	160
S12-S13	3014	1495	61
S13-S14	2963	1488	161
S14-S15	2963	1476	160
S15-S16	2991	1488	161
S16-S17	2991	1437	156
S17-S18	3017	1412	152
S18-S19	3020	1458	156
S19-S20	2492	1418	148
S20-S21	2603	1432	151
S21-S22	3073	1536	167
S22-S23	3059	1519	165
S23-S24	3045	1541	168
S24-S25	2952	1550	169
S25-S26	2993	1566	170
S26-S27	3029	1575	170
S27-S28	3027	1574	170
S28-S29	3020	1574	170

Verificação à fadiga: tensão nominal ao nível da secção roscada		
Nº Pendural	Fixação superior (N/mm²)	Fixação inferior (N/mm²)
S1-S2	28	39
S2-S3	35	33
S3-S4	45	35
S4-S5	50	41
S5-S6	54	48
S6-S7	56	54
S7-S8	58	57
S8-S9	60	58
S9-S10	60	59
S10-S11	60	58
S11-S12	58	57
S12-S13	56	55
S13-S14	45	52
S14-S15	40	49
S15-S16	36	47
S16-S17	36	45
S17-S18	54	55
S18-S19	57	52
S19-S20	45	34
S20-S21	47	34
S21-S22	53	44
S22-S23	54	50
S23-S24	55	54
S24-S25	57	56
S25-S26	58	56

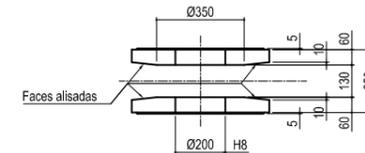


AMPLITUDES DE ROTAÇÃO (mrad)			
	Cargas permanentes	Sobrecarga ferroviária	Outras Cargas Variáveis
Em torno do eixo da rótula (θy)	5	18	5
Perpendicular ao plano dos pendurais (θx)	0	8	11

PORMENOR C : Esquema de princípio para as rótulas (Esc.: 1/5)



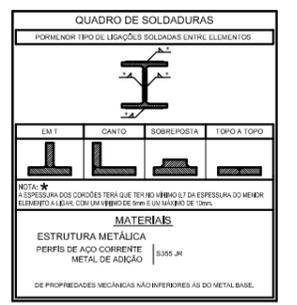
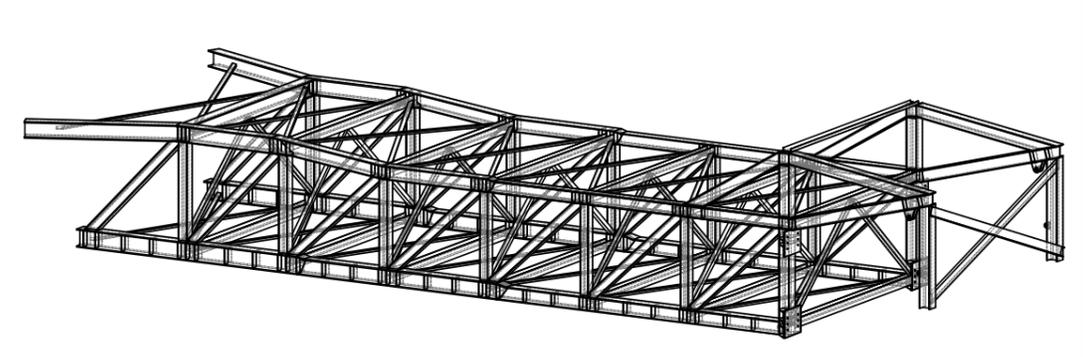
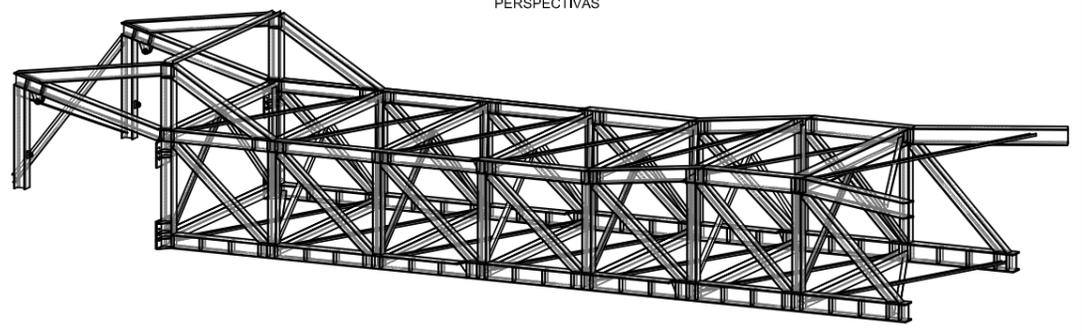
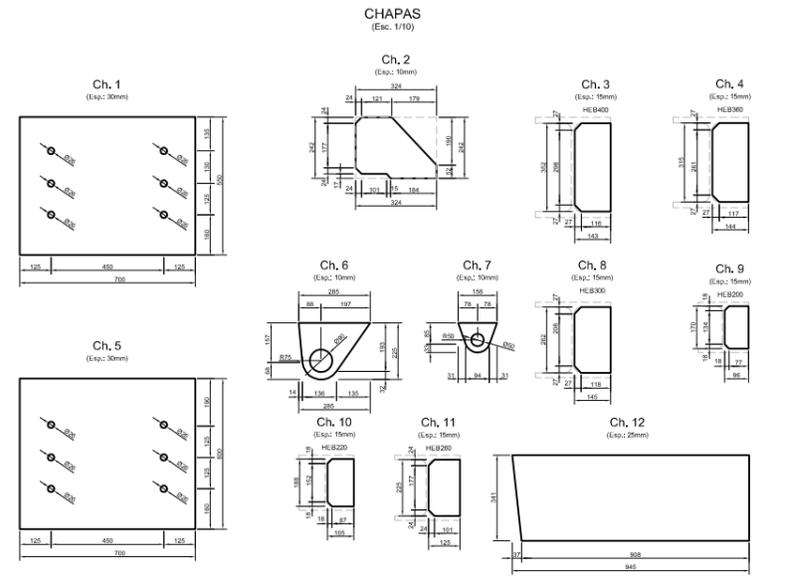
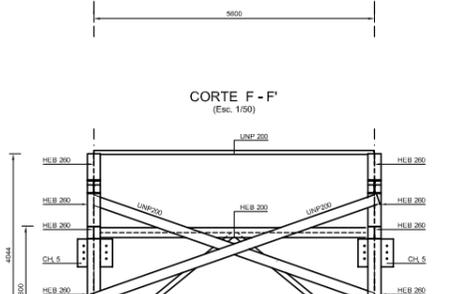
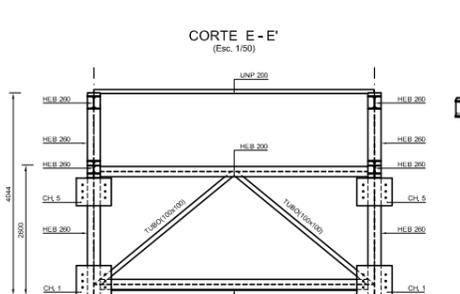
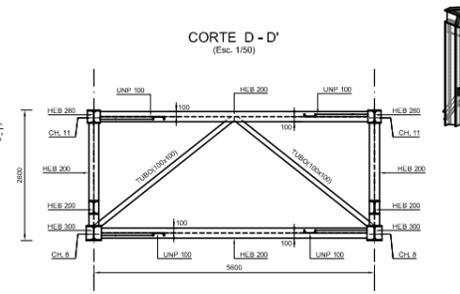
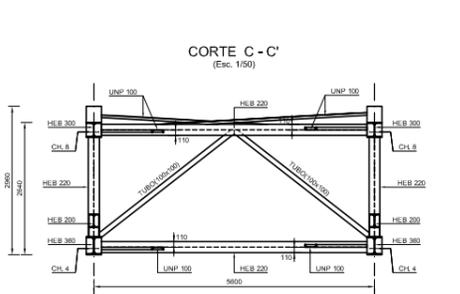
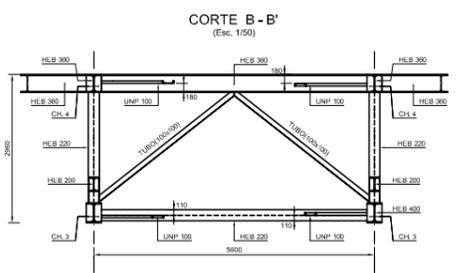
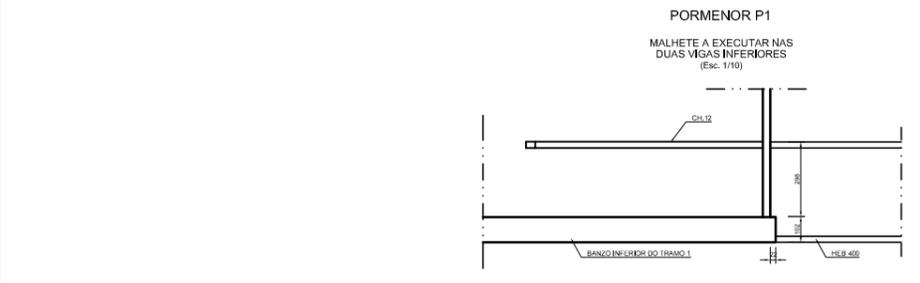
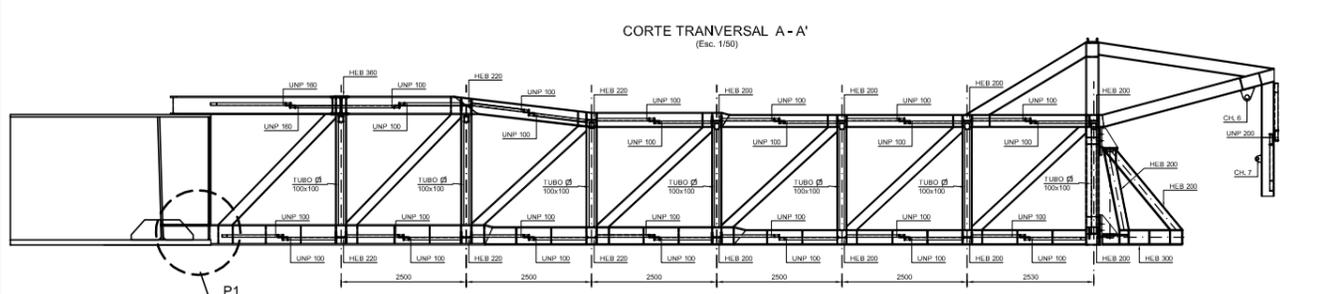
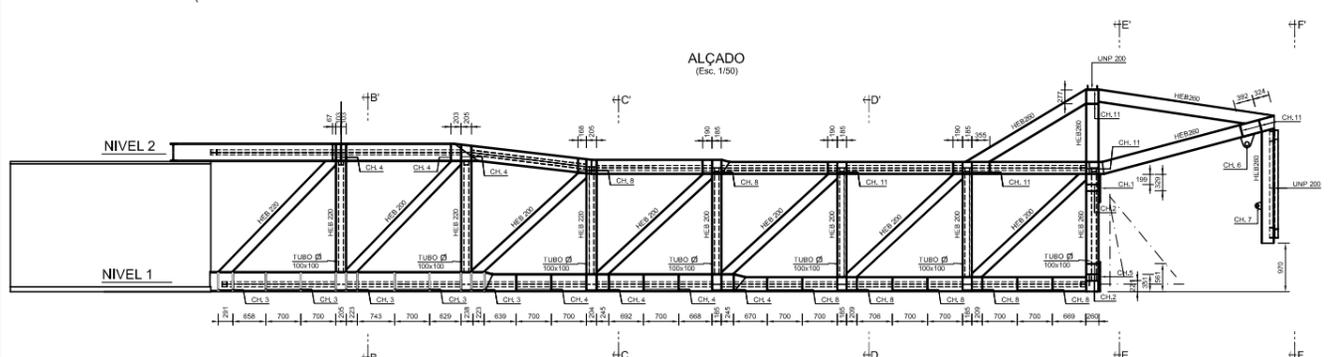
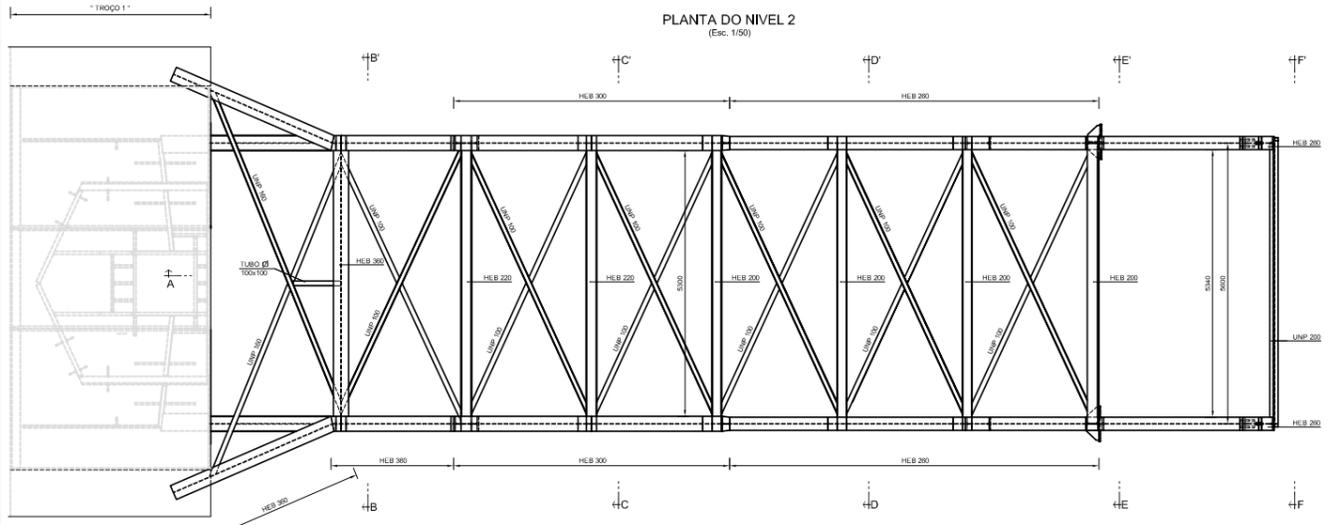
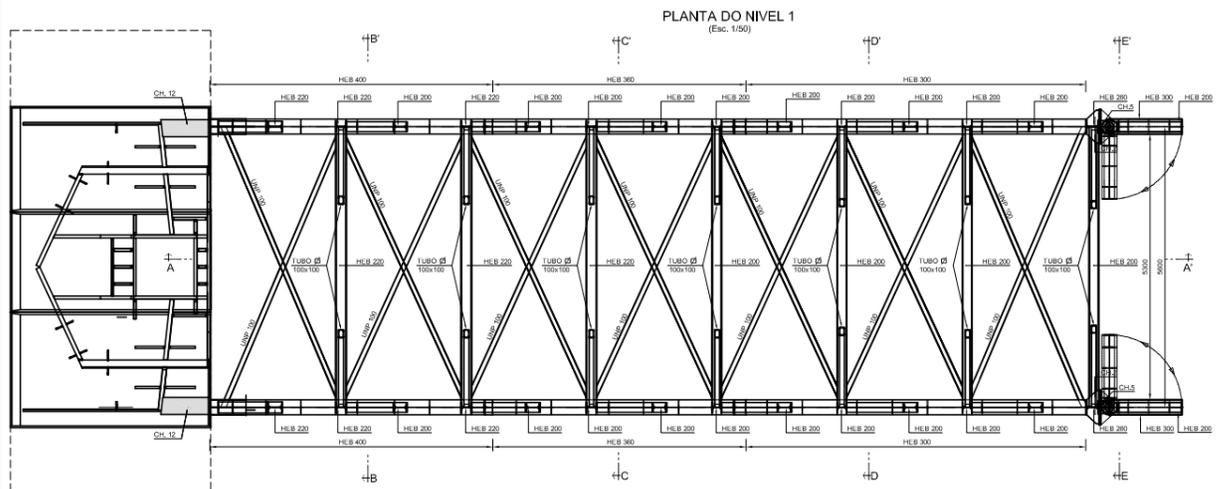
CORTE 1-1 (Esc.: 1/10)



NOTA:
 - As dimensões finais das "orelhas" deverão ser adaptadas à dimensão das rótulas.
 - Diâmetro e qualidade dos aços dos pendurais e dos eixos: ver condições técnicas.

Anexos

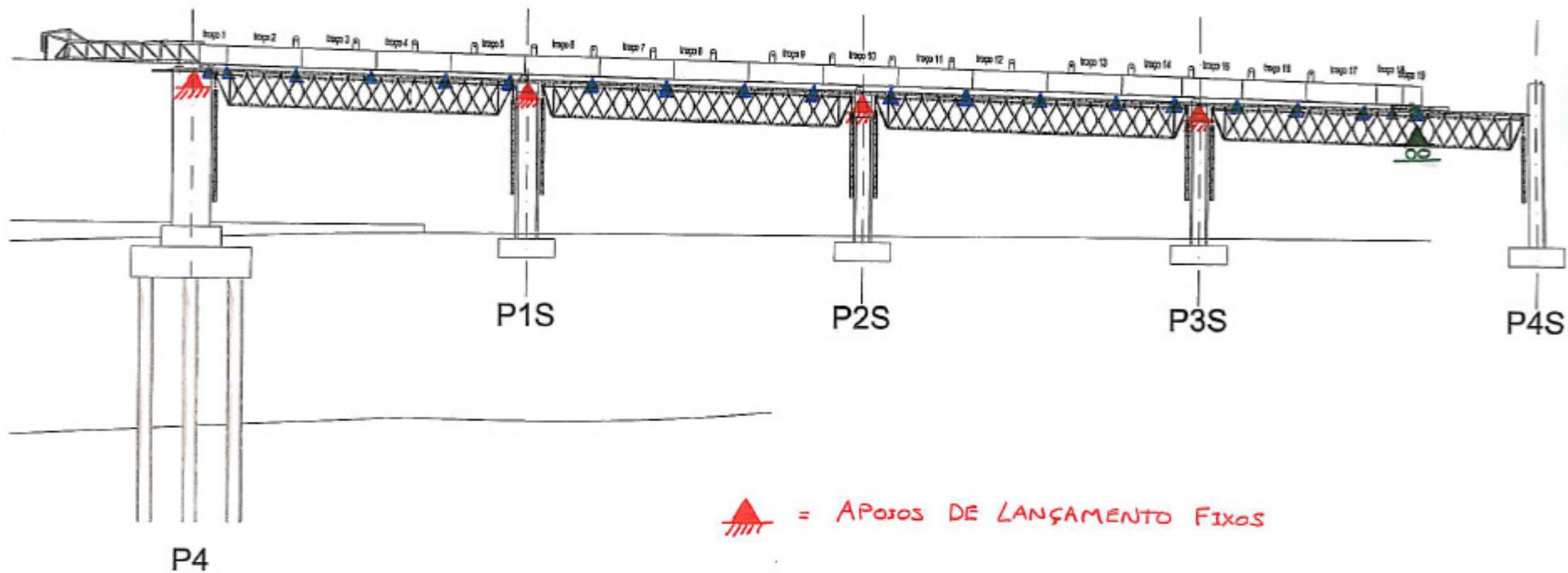
ANEXO3



Anexos

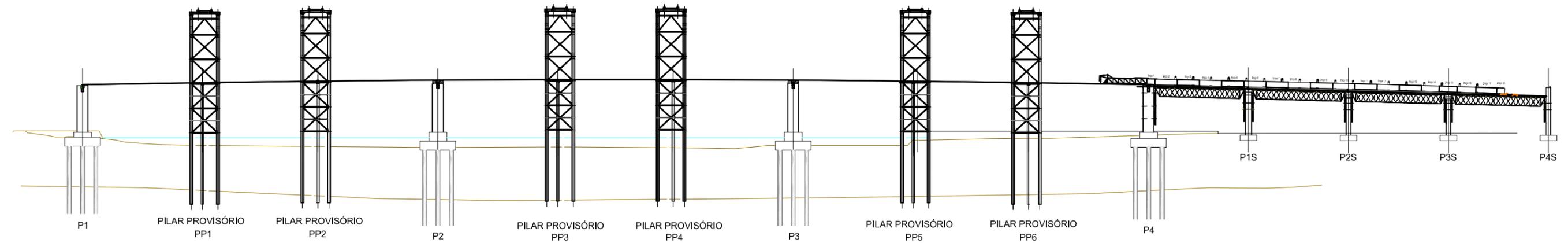
ANEXO4

APOIOS DE MONTAGEM E LANÇAMENTO

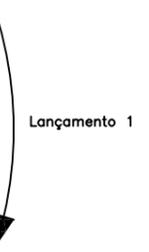


Anexos

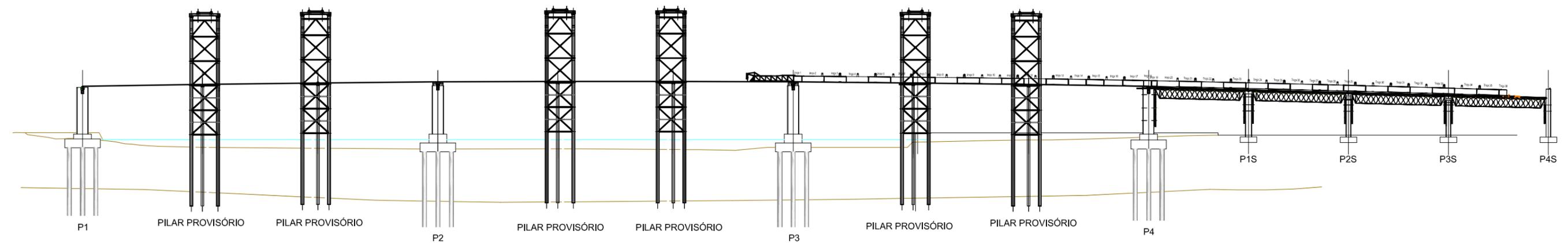
ANEXO5



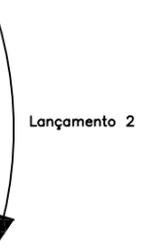
Montagem Tramo 1



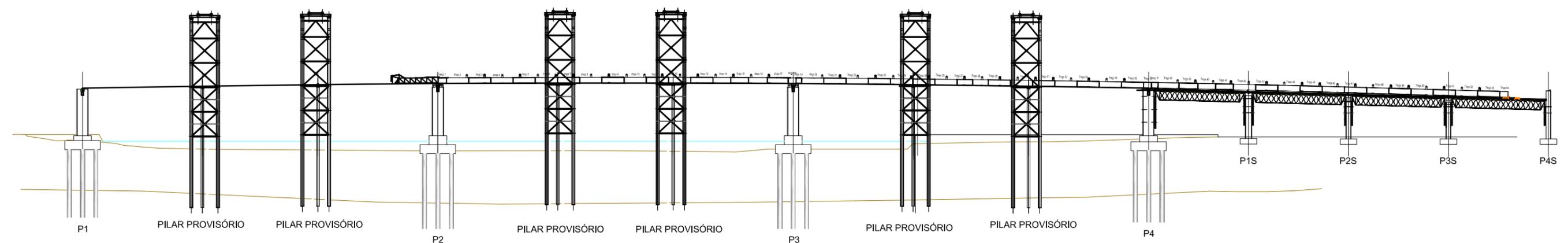
Lançamento 1



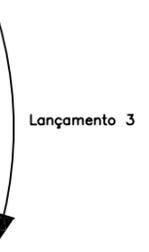
Montagem Tramo 2



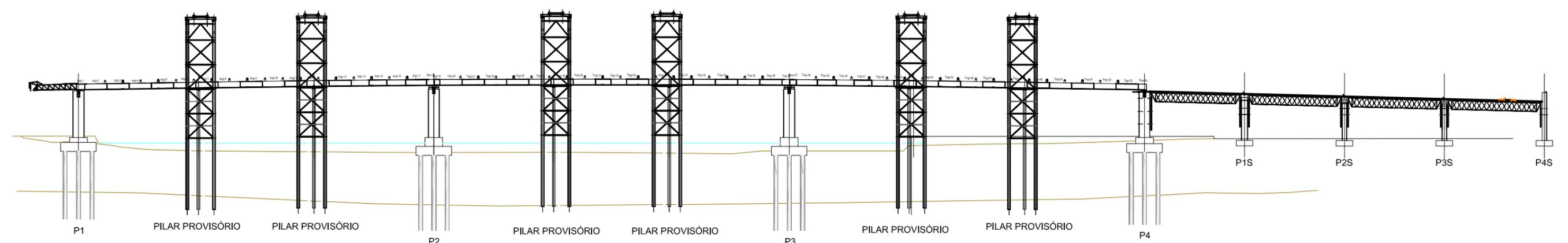
Lançamento 2



Montagem Tramo 3



Lançamento 3



P1S P2S P3S P4S

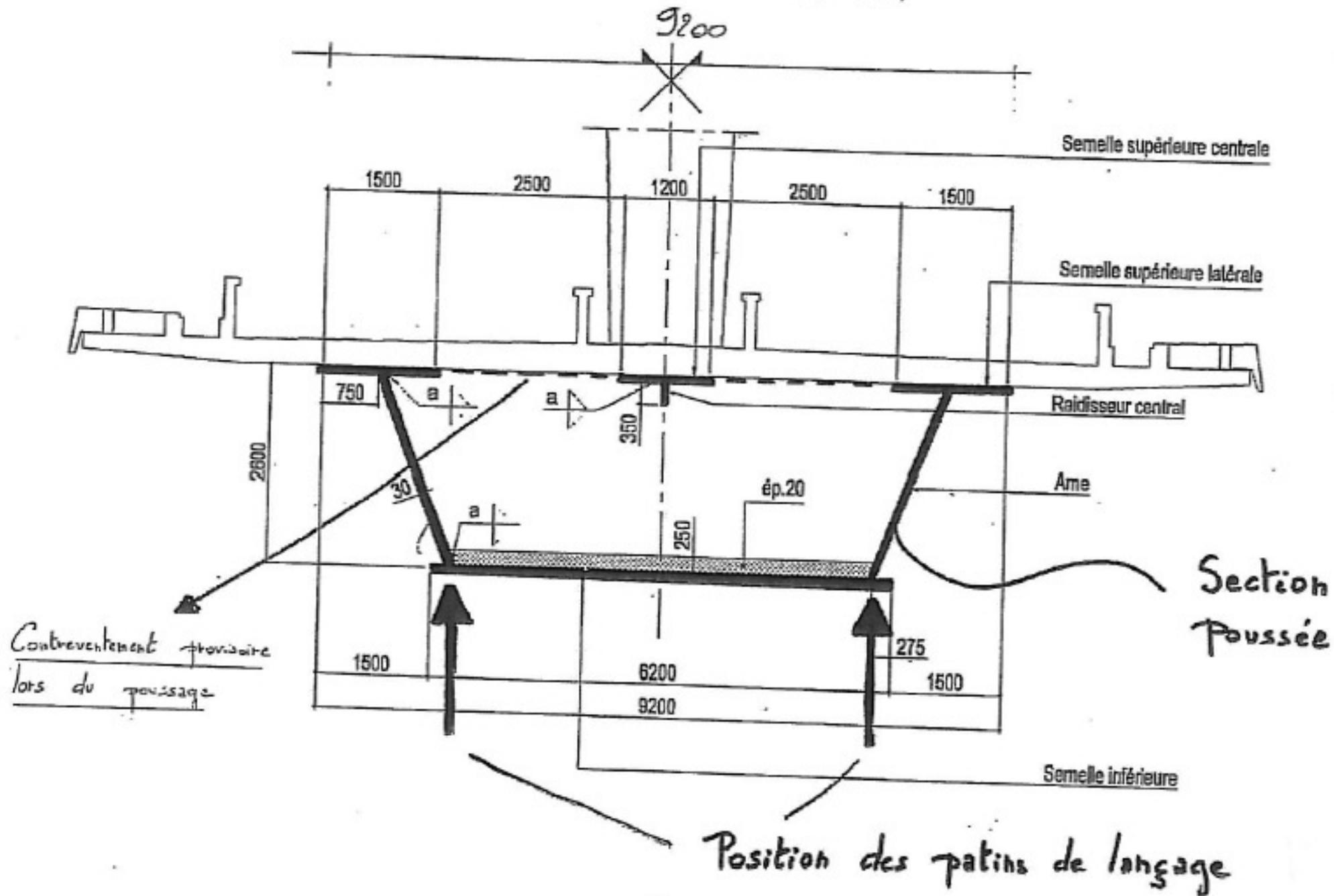
Anexos

ANEXO6

SECÇÃO DO CAIXÃO METÁLICO (LANÇAMENTO INCREMENTAL)

RAIDISSEUR INFÉRIEUR (Ech. : 1/50)

(+ indication des symboles de soudures longitudinales)

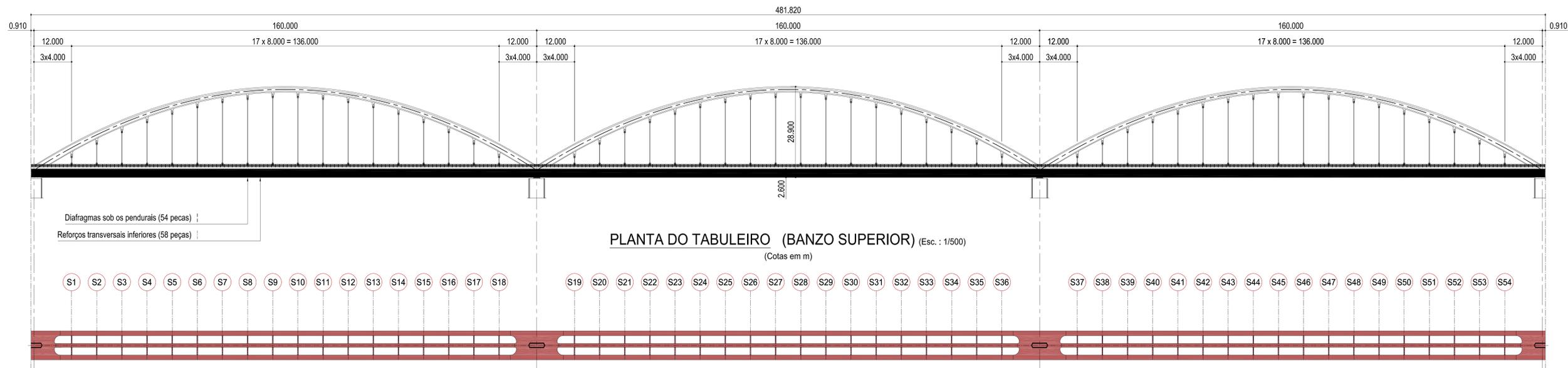


Anexos

ANEXO7

ALÇADO (Esc. : 1/500)

(Colas em m)



DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DE AÇO EM CHAPA NO TABULEIRO

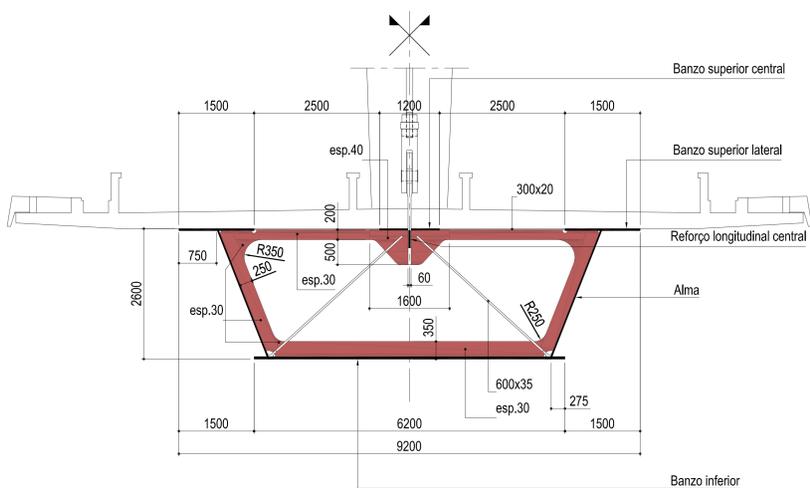
Distâncias horizontais	20.910m	20m	20m	40m	20m	20m	40m	20m	80m	20m	40m	20m	20m	40m	20m	20m	40m	20m	20m	20.910m		
Banzos sup. laterais (mm)	50	35			40	50	60	60	60	40	35	60	60	60	50	40	35			60	80	50
Banzo sup. central (mm)	80	60	35			60	100	60	35	60	100	60	35			60	80	35			60	80
Reforço longitudinal central (mm)	45	35			45	45	45	35	45	45	45	35	35			45	45	35			45	45
Banzo inf. (mm)	100	50			45	50	100	50	45	45	50	100	50	45			50	50	50			100
Almas (mm)	30																					

Ver desenho - "Ligações arco / tabuleiro - P1 e P4" Ver desenho - "Ligações arco / tabuleiro - P2 e P3" Ver desenho - "Ligações arco / tabuleiro - P2 e P3" Ver desenho - "Ligações arco / tabuleiro - P1 e P4"

QUADRO DE SOLDADURAS LONGITUDINAIS

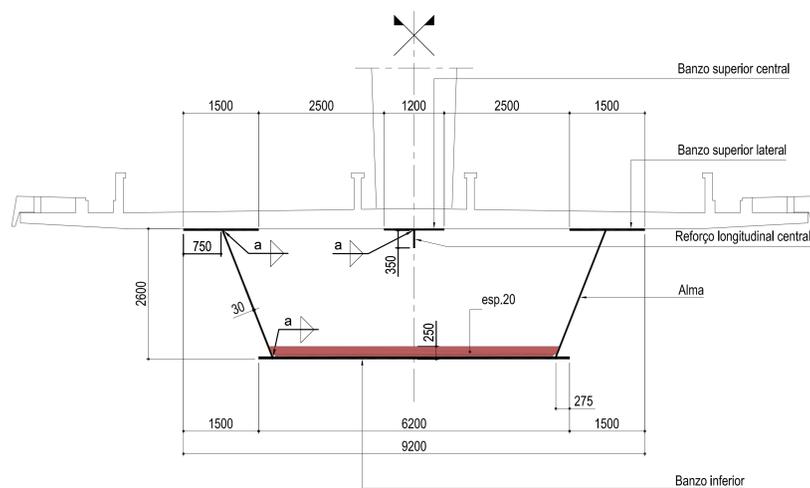
Banzo sup. / Alma	7		7		8		7		8		7		7		8	
Banzo inf. / Alma	8		7		8		7		8		7		8		8	

DIAFRAGMA AO EIXO DOS PENDURAIS (Esc. : 1/50)



REFORÇO TRANSVERSAL INFERIOR (Esc. : 1/50)

(com indicação dos símbolos de soldadura longitudinal)



SOLDADURA :

SÍMBOLO	SIGNIFICADO
a	
a	
a	
a	
s	
s	
s	
s	

A executar no local da obra

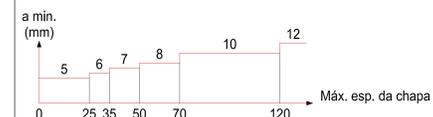
AÇO :

S355 NL segundo a norma EN-10025-3, salvo peças especiais.

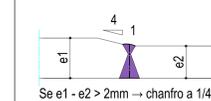
SOLDADURAS :

- Indicações de soldadura: ver esquema junto
- Salvo indicações em contrário, aplicam-se as soldaduras mínimas definidas na Figura 1.
- Todas as soldaduras de topo devem ser afagadas.

Figura 1 :



LIGAÇÕES DE TOPO COM VARIAÇÃO DE ESPESSURA :



Anexos

ANEXO8

PESOS PRÓPRIOS DOS TROÇOS DE TABULEIRO

PONTE DE ALCÁCER - Troços do tabuleiro

	Peso [kg]	Comp. [mm]
Troço 1	75 093.1	3 750.0
Troço 2	64 615.0	10 000.0
Troço 3	53 280.7	10 000.0
Troço 4	53 236.0	10 000.0
Troço 5	53 053.4	10 000.0
Troço 6	56 617.0	10 000.0
Troço 7	53 085.8	10 000.0
Troço 8	50 898.2	10 000.0
Troço 9	50 715.5	10 000.0
Troço 10	54 295.5	10 000.0
Troço 11	50 748.0	10 000.0
Troço 12	52 041.3	10 000.0
Troço 13	51 856.8	10 000.0
Troço 14	44 049.6	8 000.0
Troço 15	44 049.6	8 000.0
Troço 16	50 694.2	8 500.0
Troço 17	68 435.8	9 410.0
Troço 18	60 010.4	3 500.0
Ch/3063	842.8	0.0
Ch/3021	155.3	0.0
Total Tramo 1 =	987 774.0	161 160.0

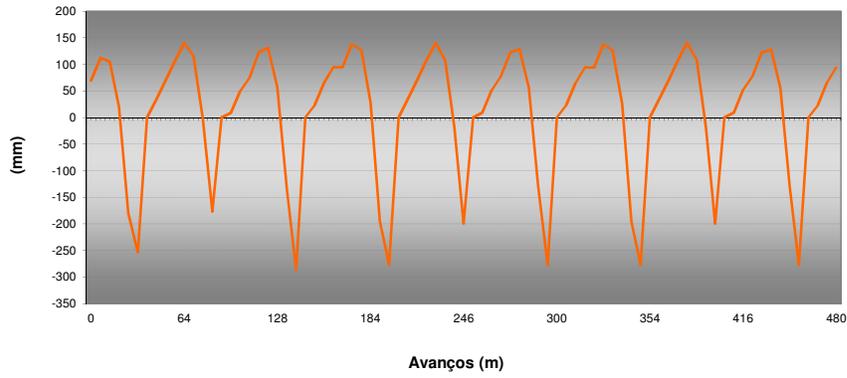
	Peso [kg]	Comp. [mm]
Troço 19	52 330.8	2 500.0
Troço 20	69 637.2	10 000.0
Troço 21	58 979.5	10 000.0
Troço 22	52 040.8	10 000.0
Troço 23	51 859.1	10 000.0
Troço 24	54 303.3	10 000.0
Troço 25	50 738.7	10 000.0
Troço 26	50 897.6	10 000.0
Troço 27	36 434.1	7 000.0
Troço 28	36 616.3	7 000.0
Troço 29	50 897.6	10 000.0
Troço 30	50 714.6	10 000.0
Troço 31	54 303.3	10 000.0
Troço 32	51 882.3	10 000.0
Troço 33	52 038.8	10 000.0
Troço 34	58 925.8	10 000.0
Troço 35	71 703.1	10 000.0
Troço 36	60 011.1	3 500.0
Ch/6060	842.8	0.0
Ch/6027	155.3	0.0
Total Tramo 2 =	965 312.1	160 000.0

	Peso [kg]	Comp. [mm]
Troço 37	55 347.3	3 000.0
Troço 38	67 296.6	9 410.0
Troço 39	50 700.3	8 500.0
Troço 40	44 052.4	8 000.0
Troço 41	44 052.4	8 000.0
Troço 42	51 860.0	10 000.0
Troço 43	52 042.5	10 000.0
Troço 44	50 716.1	10 000.0
Troço 45	54 326.0	10 000.0
Troço 46	50 716.1	10 000.0
Troço 47	50 898.9	10 000.0
Troço 48	53 056.2	10 000.0
Troço 49	56 651.9	10 000.0
Troço 50	53 055.8	10 000.0
Troço 51	53 238.5	10 000.0
Troço 52	53 276.0	10 000.0
Troço 53	63 544.9	10 000.0
Troço 54	70 232.4	3 750.0
Ch/8034	505.0	0.0
Total Tramo 3 =	975 569.3	160 660.0
TOTAL 3 TRAMOS =	2 928 655.4	481 820.0

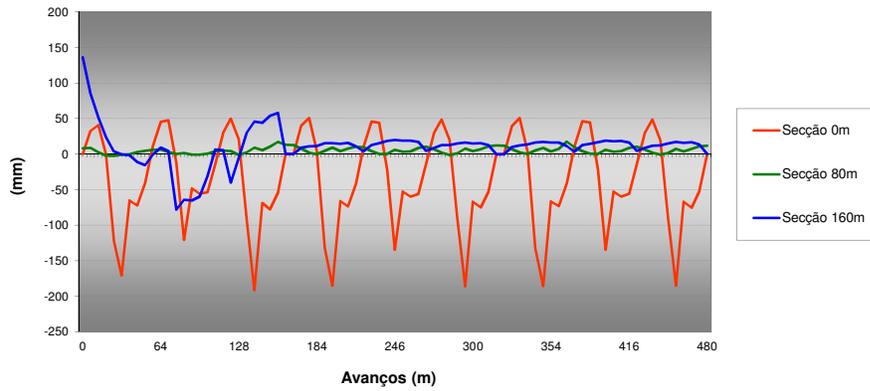
Anexos

ANEXO9

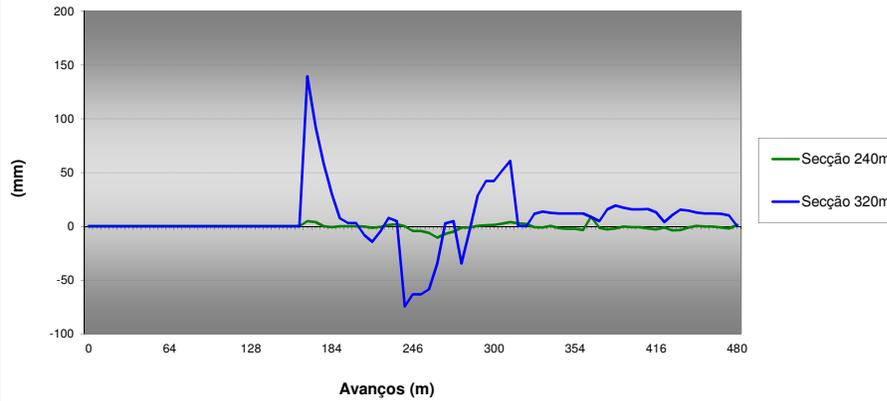
Evolução das deformações na secção -20m (início do Nariz metálico) (ELS) (CP)



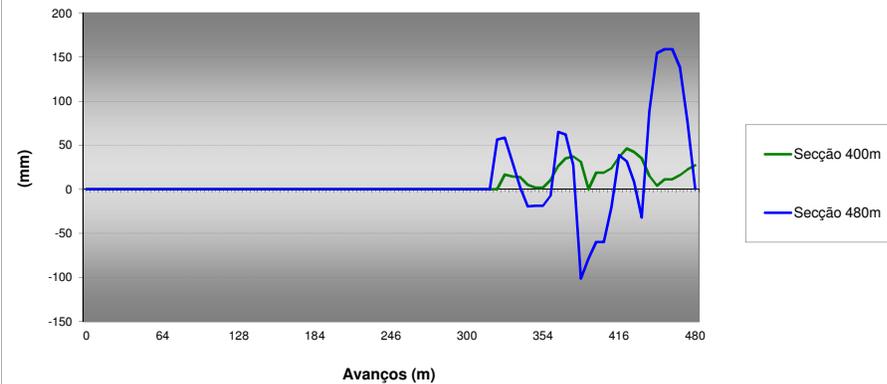
Evolução das deformações no 1º avanço (ELS) (CP)



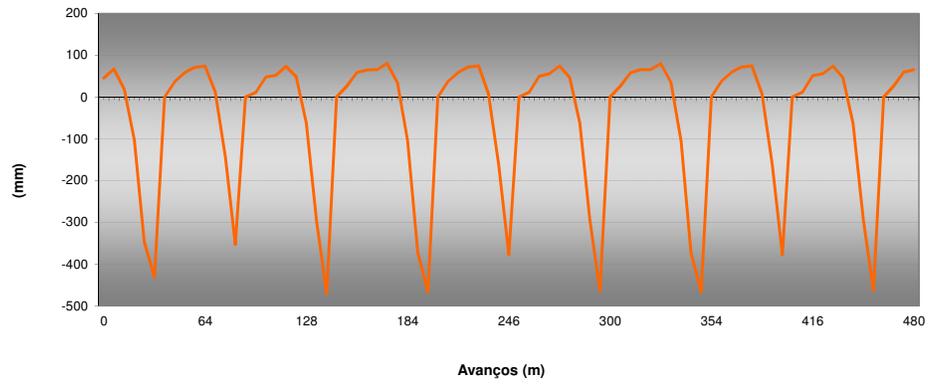
Evolução das deformações no 2º avanço (ELS) (CP)



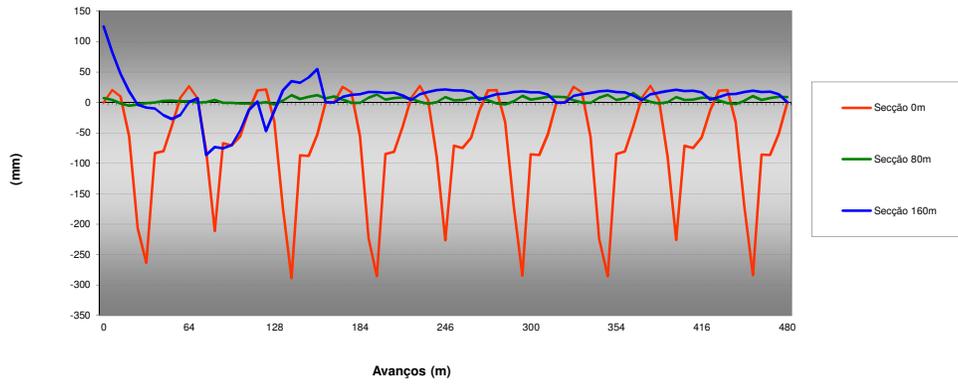
Evolução das deformações no 3º avanço (ELS) (CP)



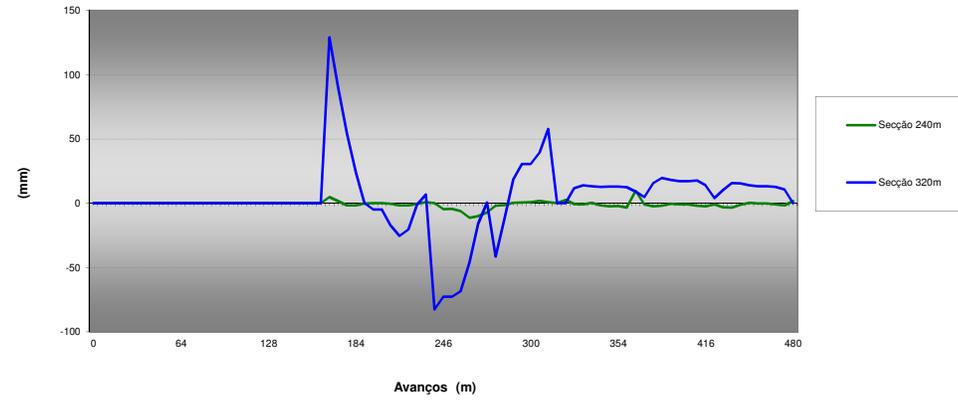
Evolução das deformações na secção -20m (início do Nariz metálico) (ELS) (CP+DT)



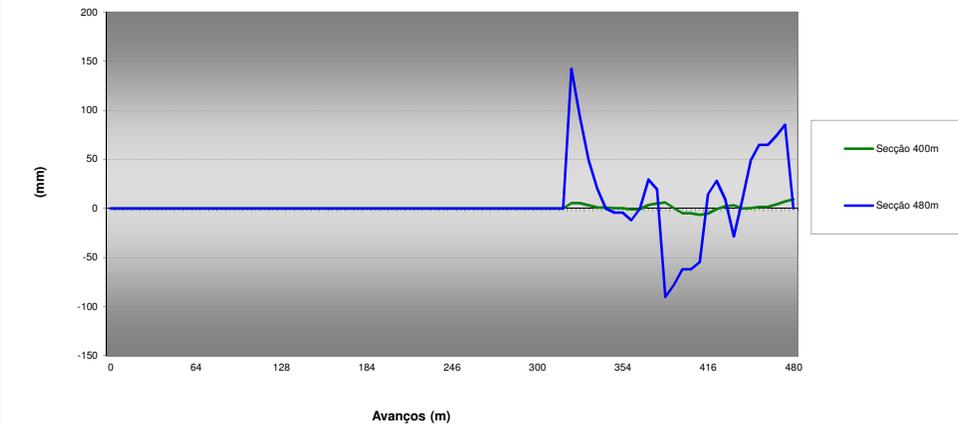
Evolução das deformações no 1º avanço (ELS) (CP+DT)



Evolução das deformações no 2º avanço (ELS) (CP+DT)

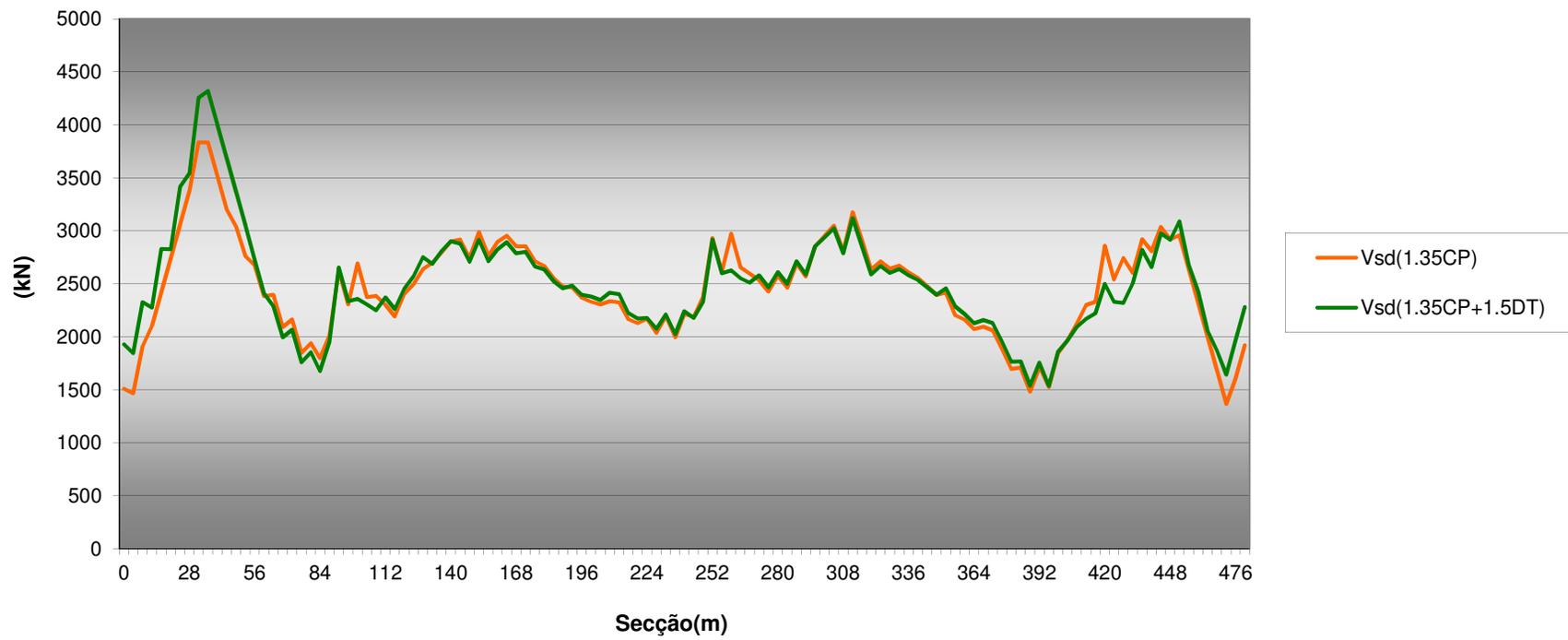


Evolução das deformações no 3º avanço (ELS) (CP+DT)

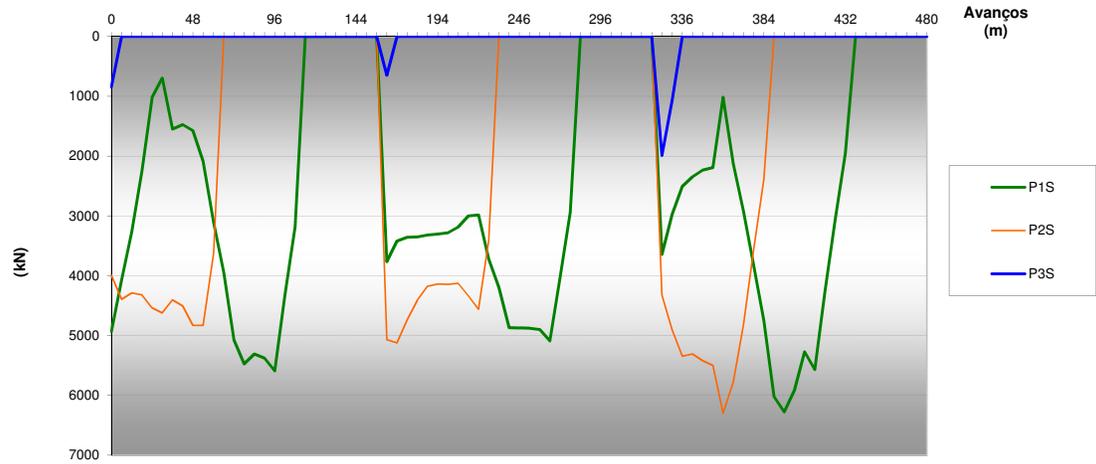


ANEXO10

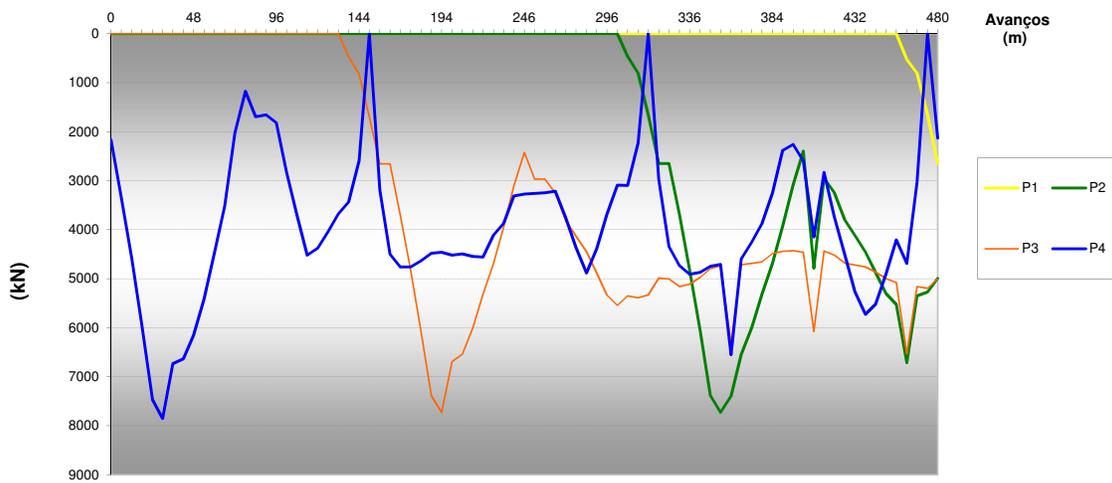
Esforço transversal envolvente (ELU)



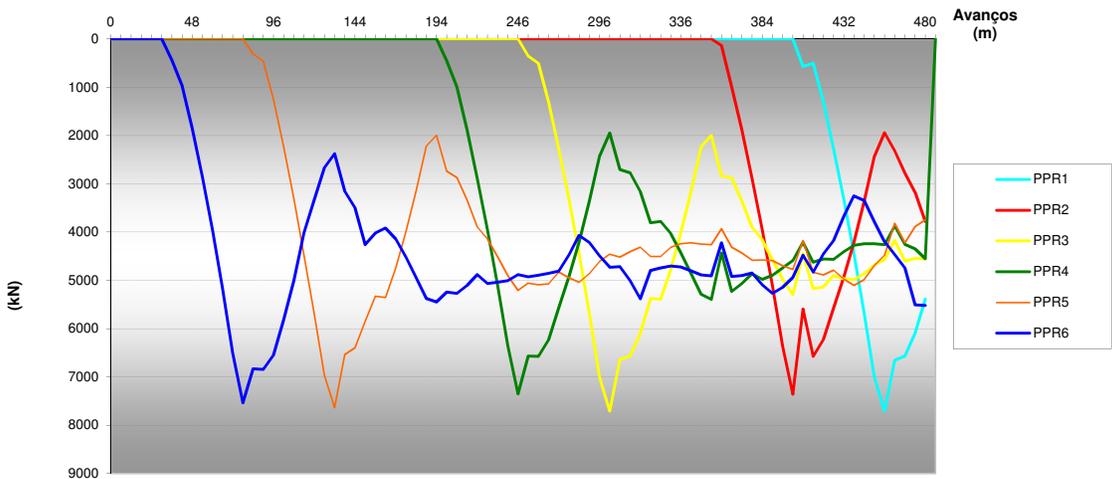
Evolução das reacções nos pilares do viaduto de acesso Sul (ELU) (1.35CP)



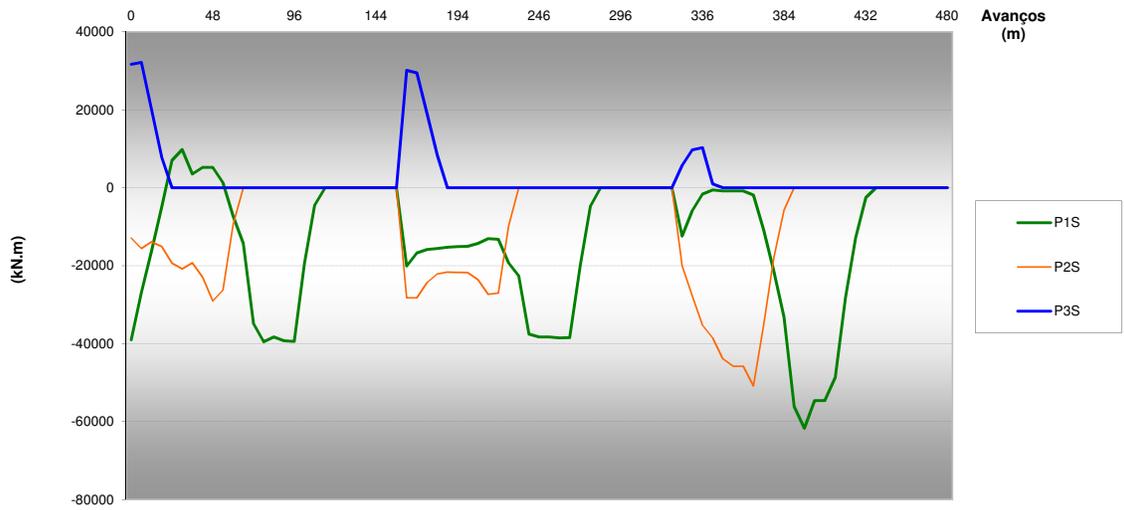
Evolução das reacções nos pilares da ponte (ELU) (1.35CP)



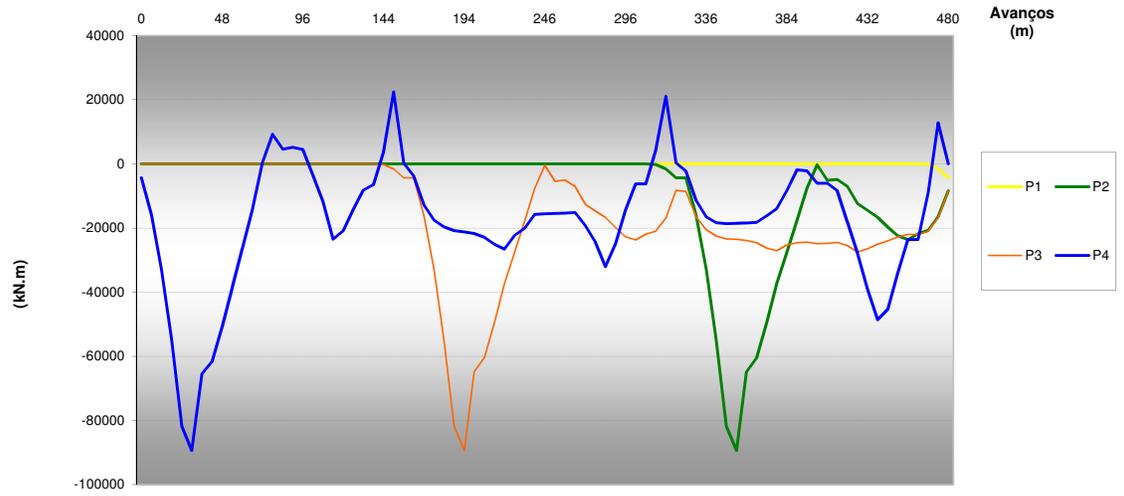
Evolução das reacções nos pilares provisórios (ELU) (1.35CP)



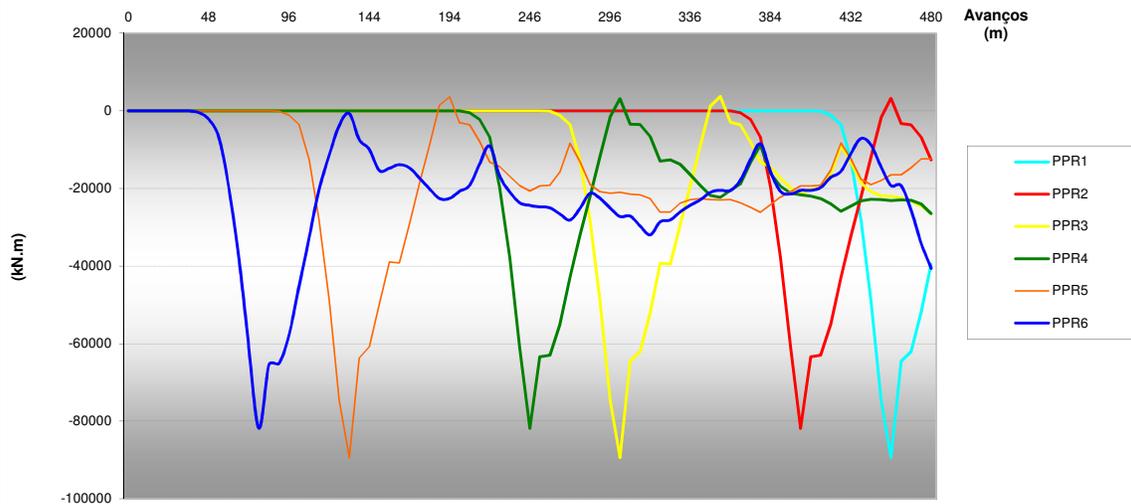
Evolução dos momentos flectores nos pilares do viaduto de acesso Sul (ELU) (1.35CP)



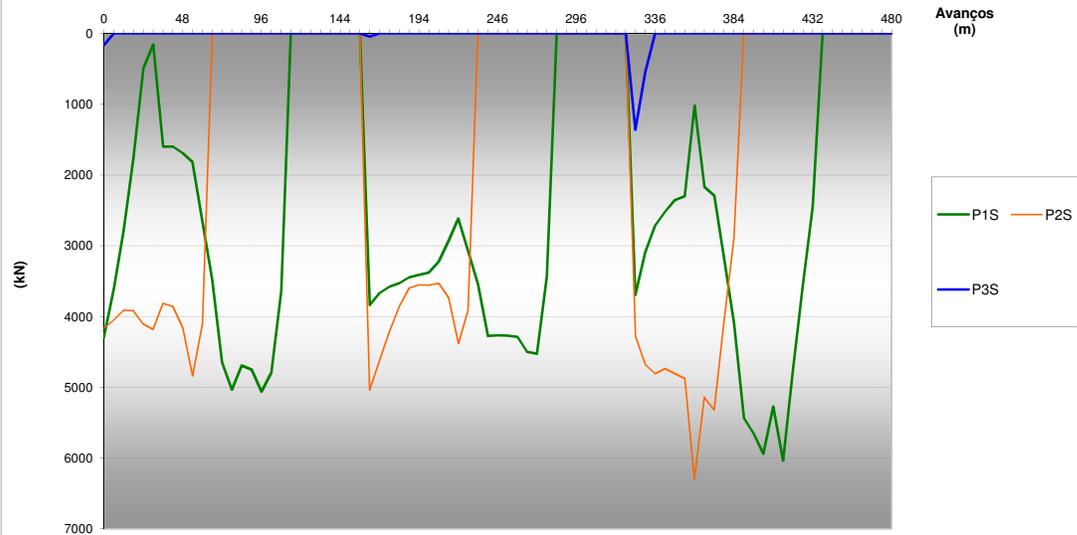
Evolução dos momentos flectores nos pilares da ponte (ELU) (1.35CP)



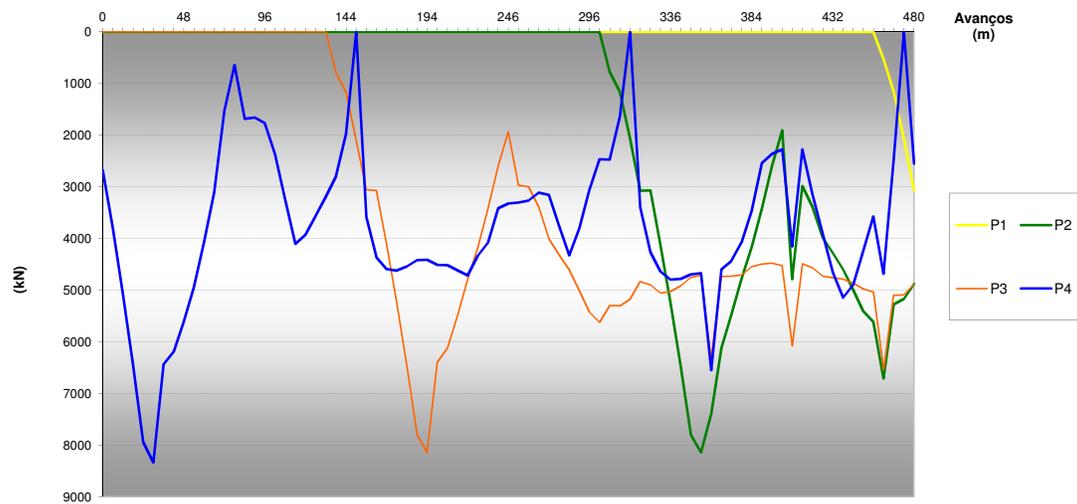
Evolução dos momentos flectores nos pilares provisórios (ELU) (1.35CP)



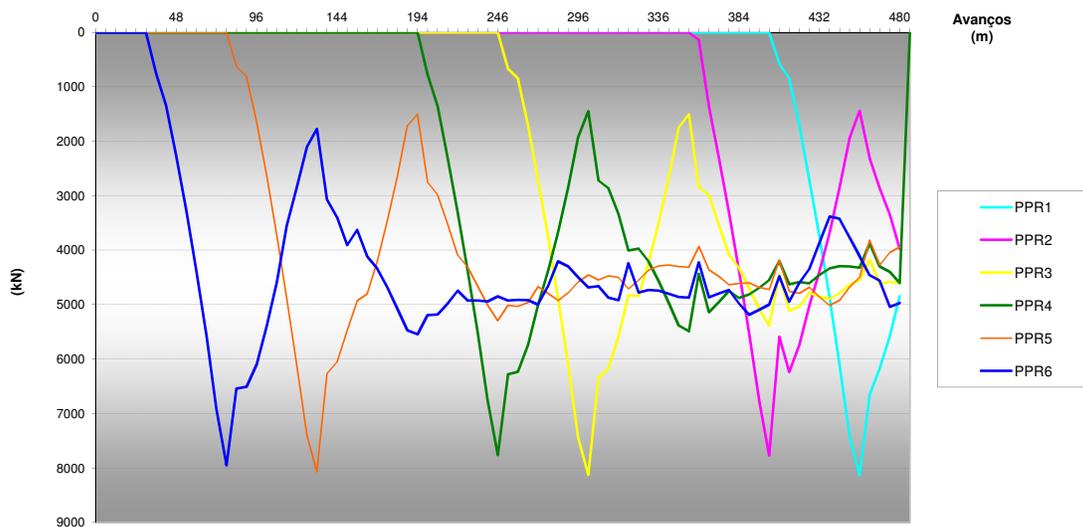
Evolução das reacções nos pilares do viaduto de acesso Sul (ELU) (1.35CP+1.5DT)



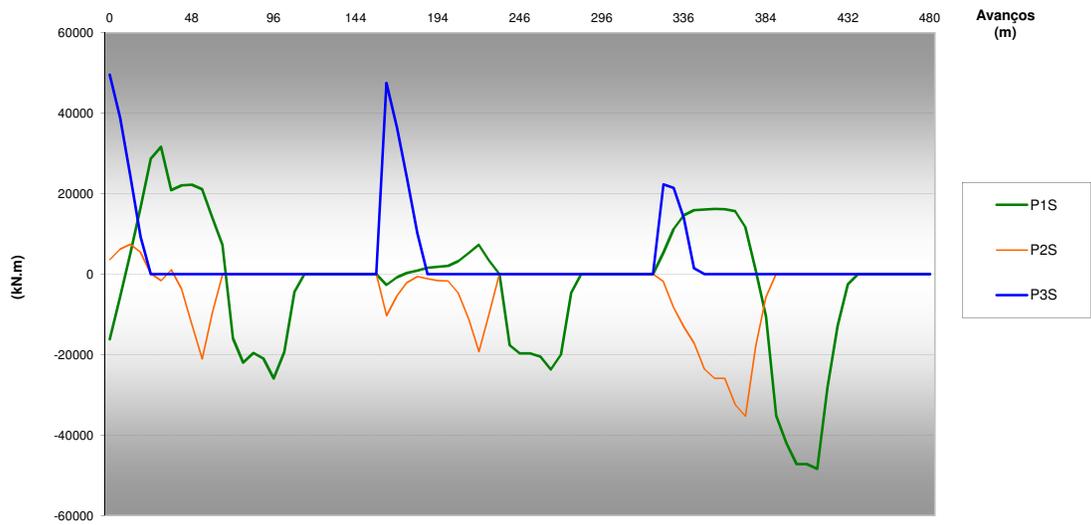
Evolução das reacções nos pilares da ponte (ELU) (1.35CP+1.5DT)



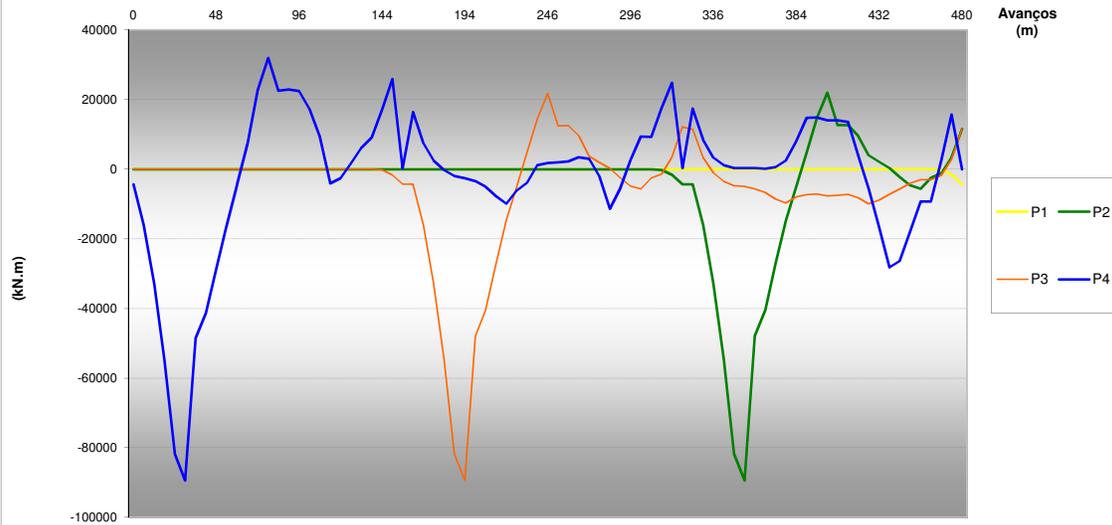
Evolução das reacções nos pilares provisórios (ELU) (1.35CP+1.5DT)



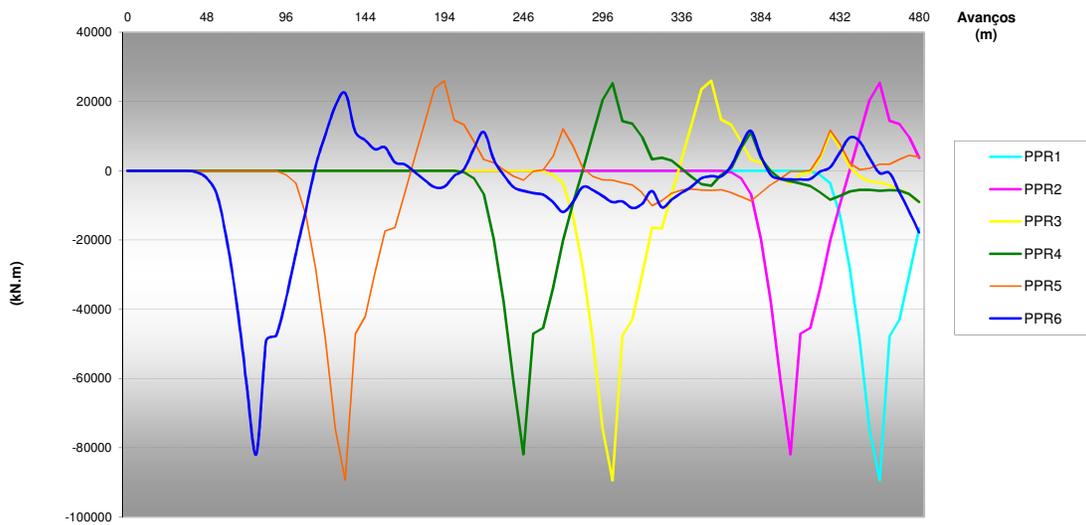
Evolução dos momentos flectores nos pilares do viaduto de acesso Sul (ELU) (1.35CP+1.5DT)



Evolução dos momentos flectores nos pilares da ponte (ELU) (1.35CP+1.5DT)

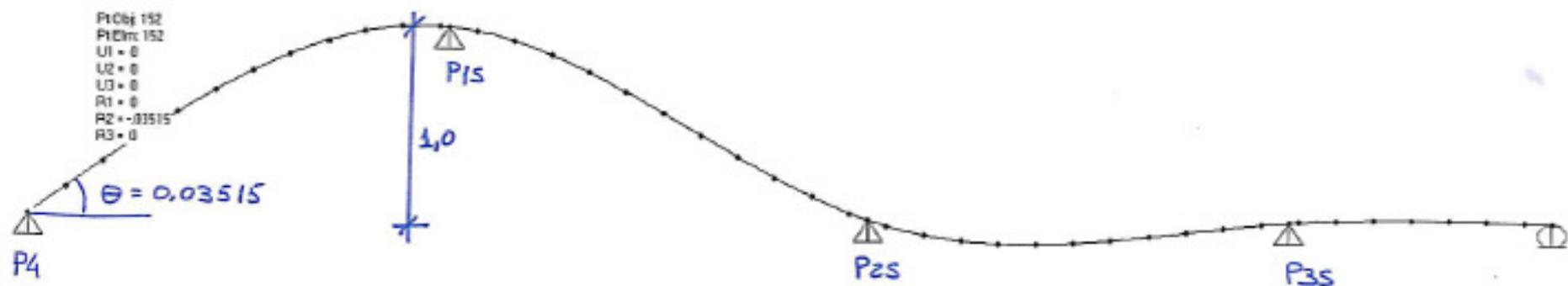


Evolução dos momentos flectores nos pilares provisórios (ELU) (1.35CP+1.5DT)



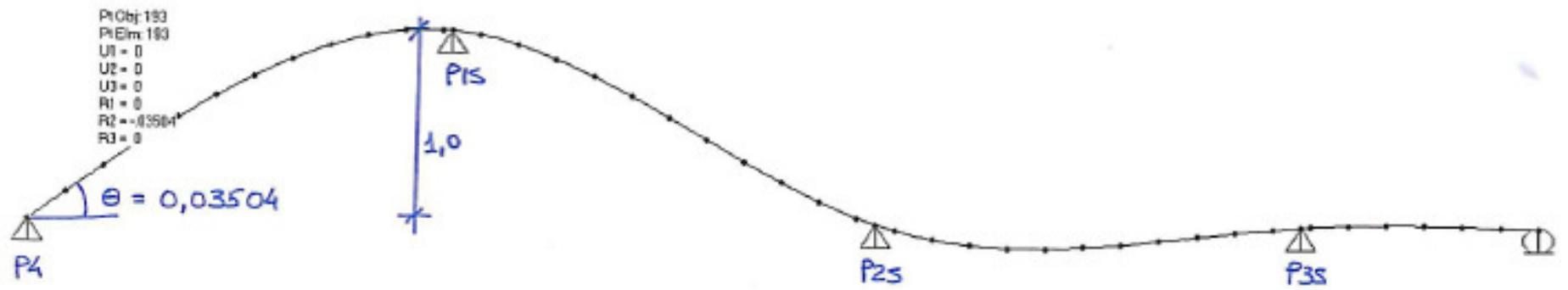
Anexos

ANEXO11



Anexos

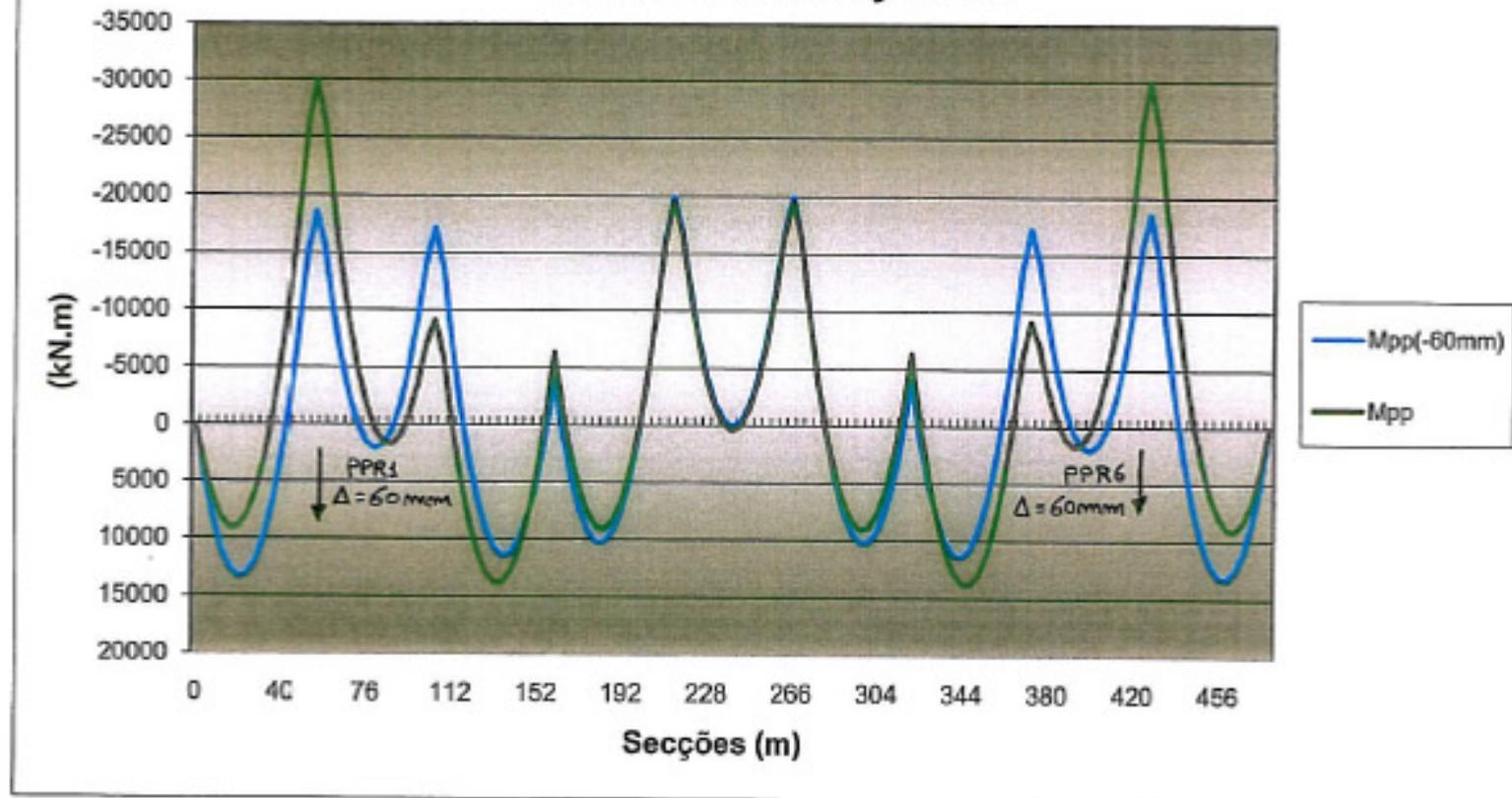
ANEXO12



Anexos

ANEXO13

PP fase final de lançamento



Anexos

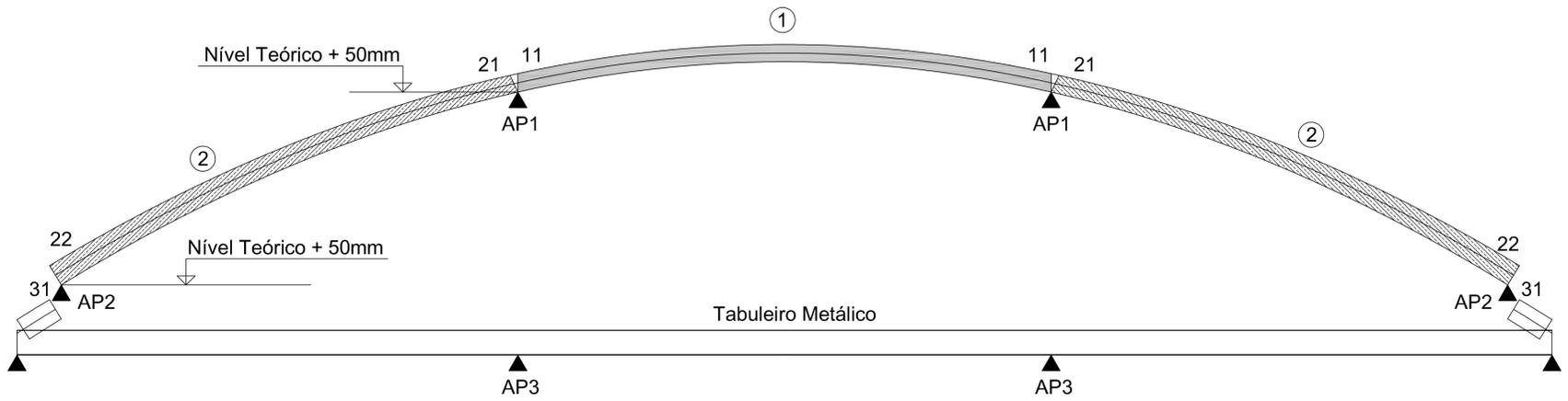
ANEXO14

ESQUEMA DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO DOS ARCOS

ESQUEMAS DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO DOS ARCOS

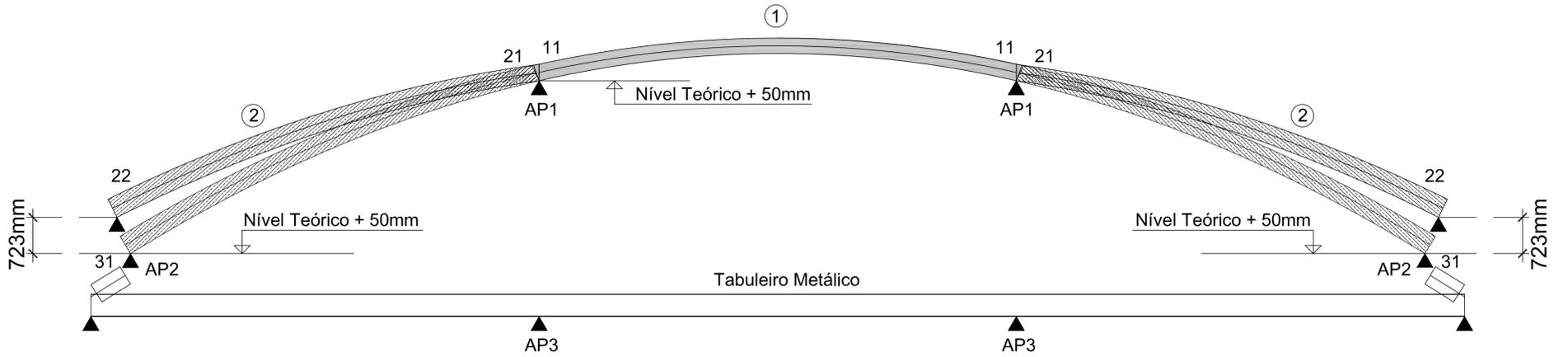
ESQUEMA 1

POSICIONAMENTO



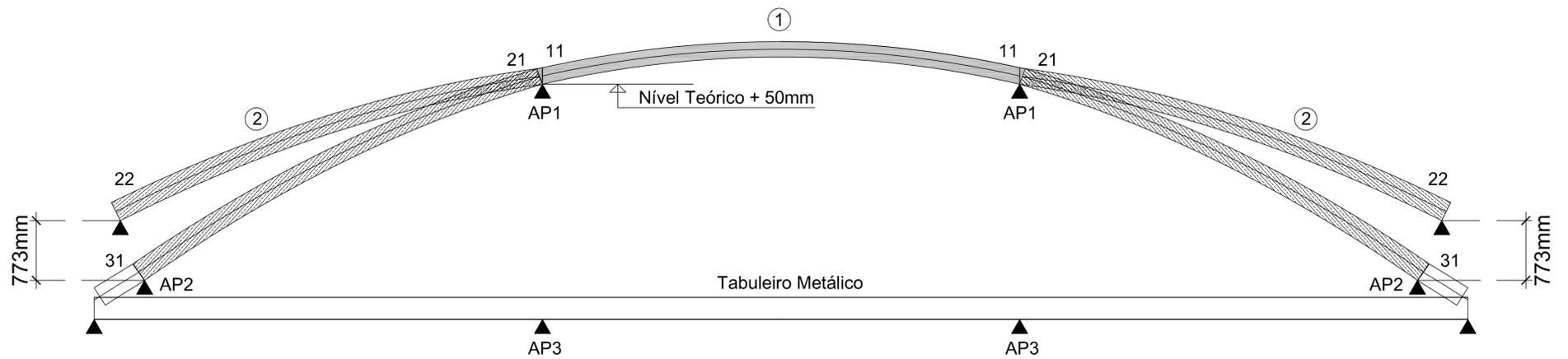
ESQUEMA 2

SUBIDA DAS EXTREMIDADES



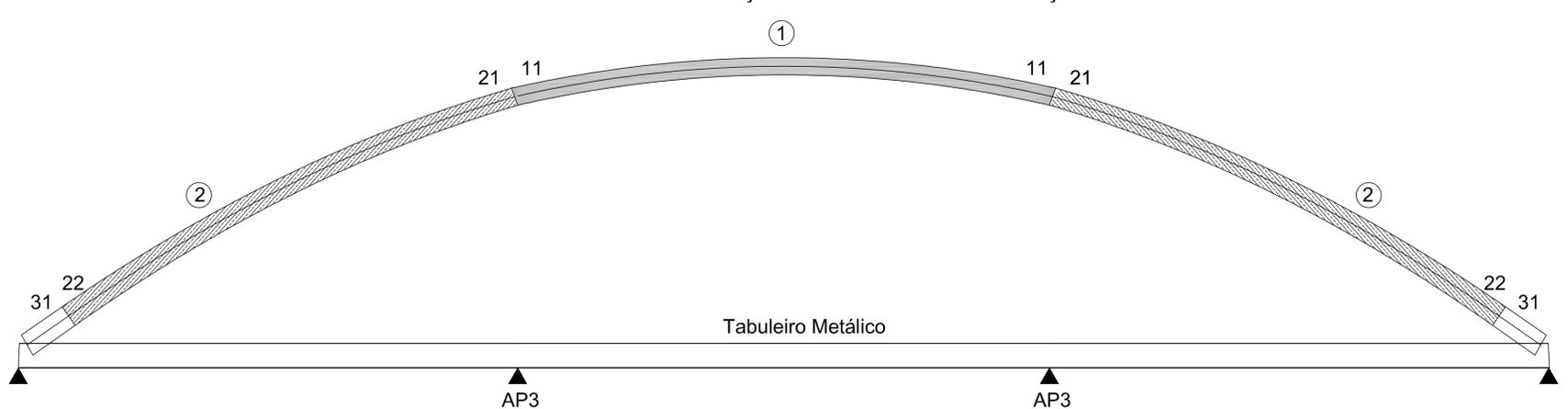
ESQUEMA 3

DESCIDA DAS EXTREMIDADES



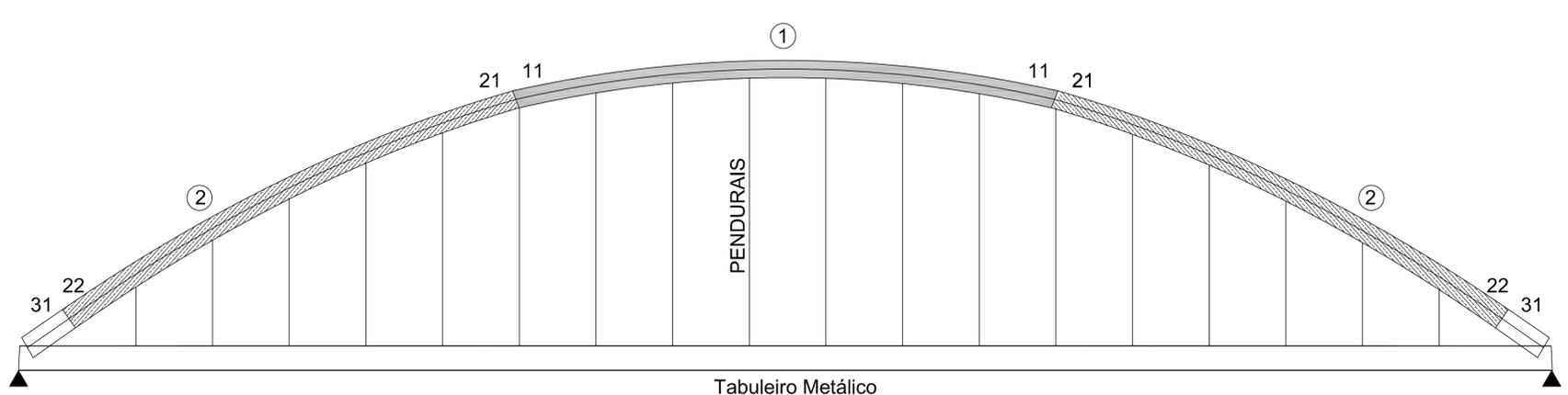
ESQUEMA 4

LIGAÇÃO DOS ARCOS NAS NASCENÇAS



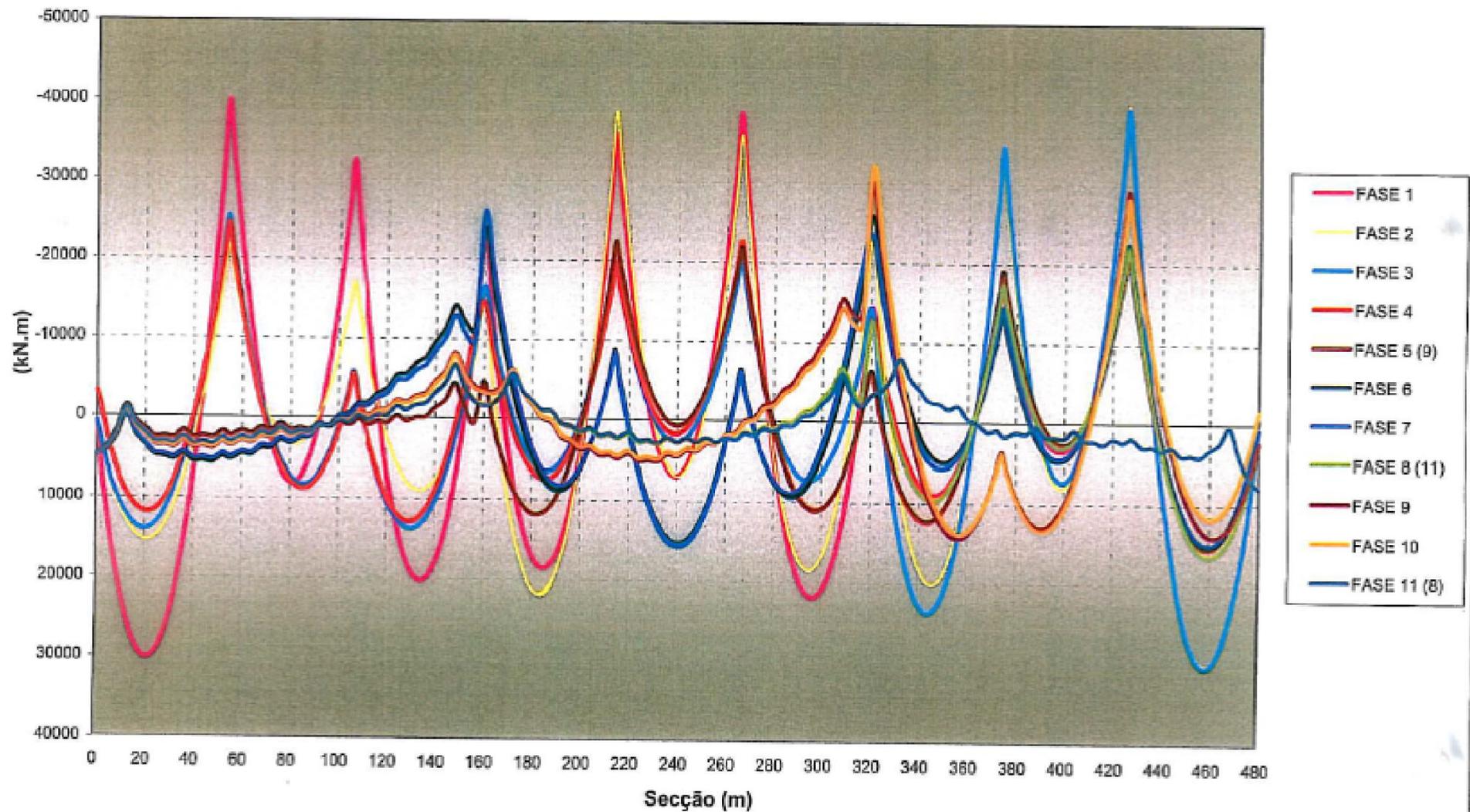
ESQUEMA 5

MONTAGEM DOS PENDURAIIS

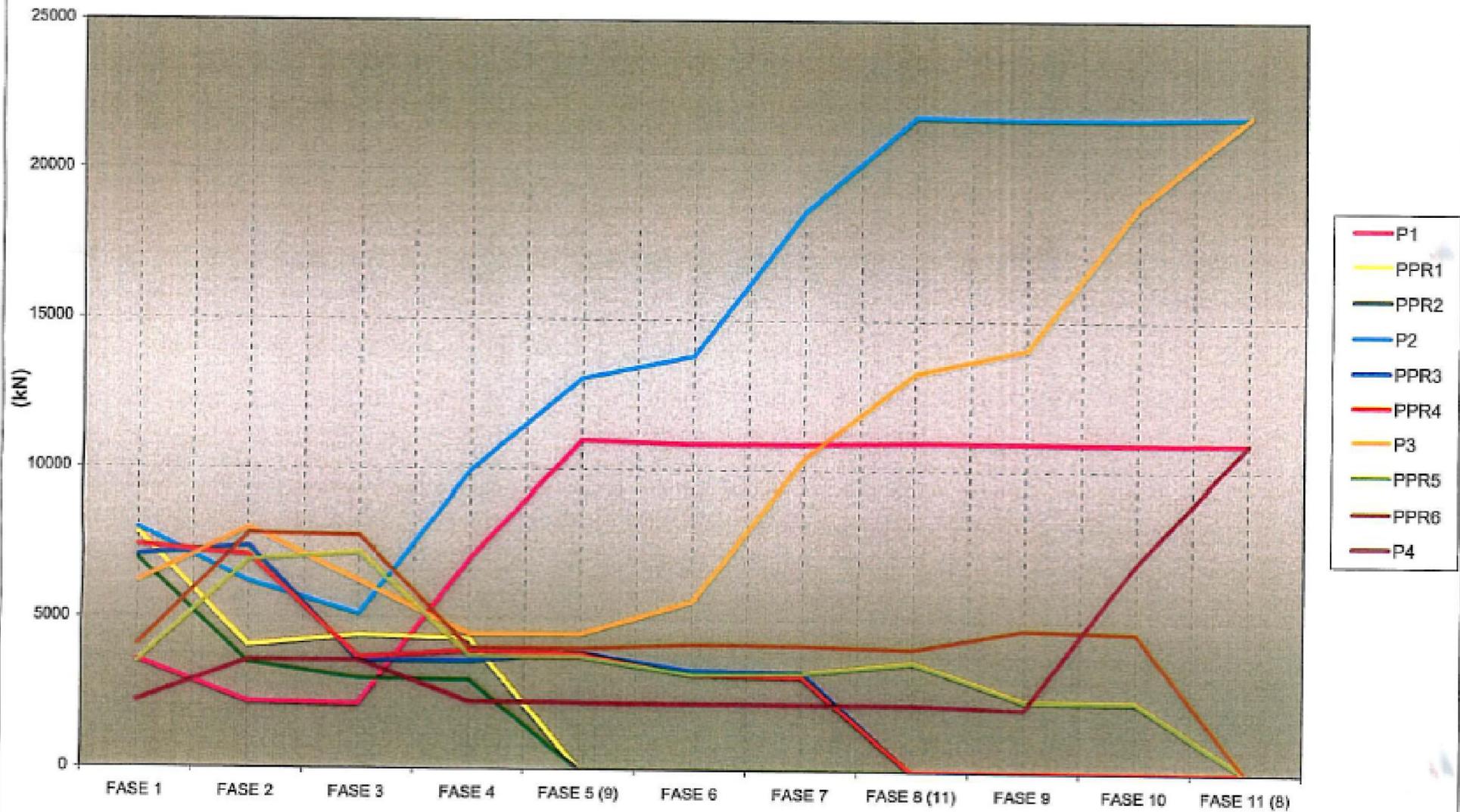


ANEXO15

Evolução dos momentos flectores no tabuleiro durante o faseamento construtivo

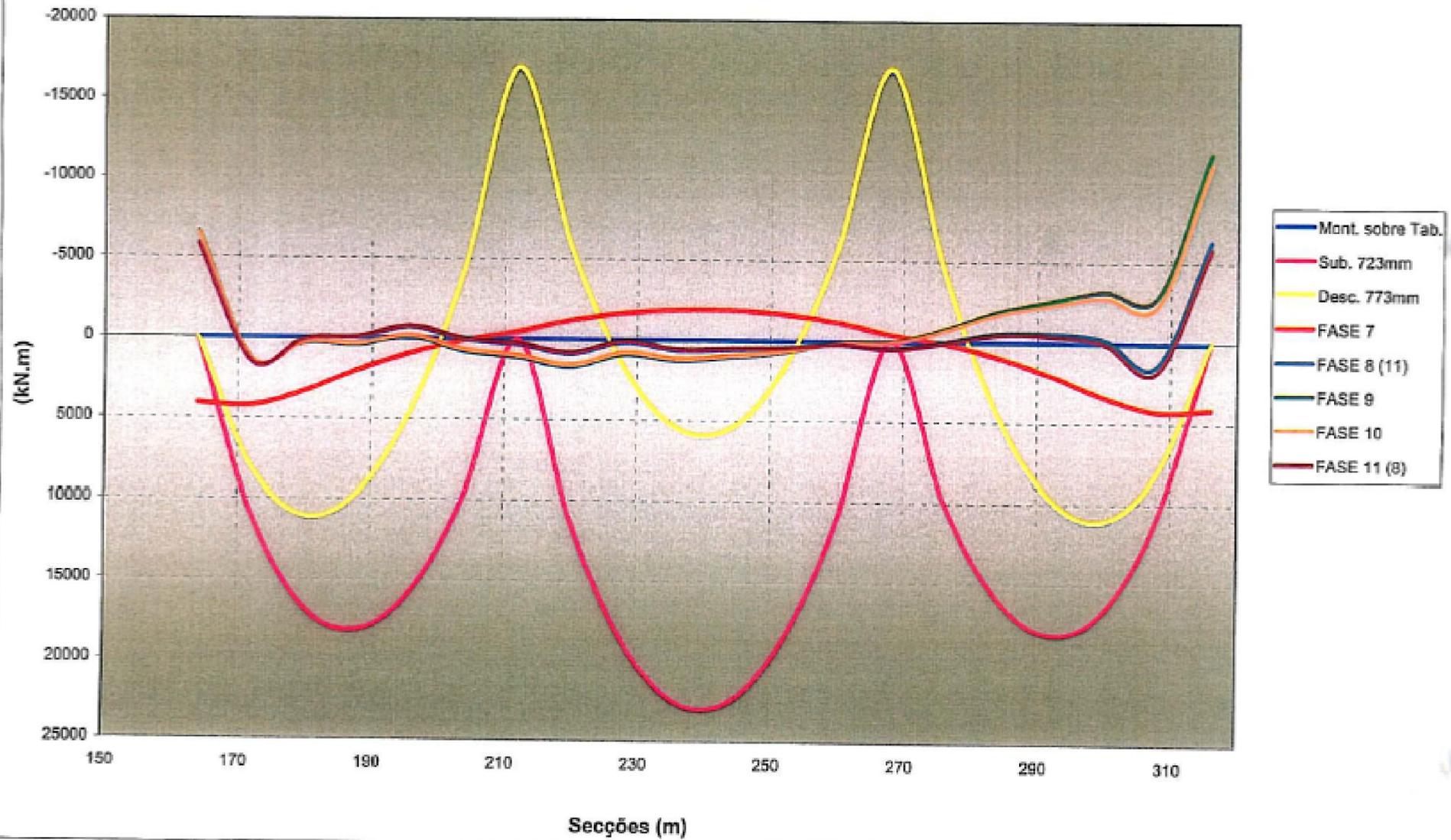


Evolução das reacções de apoio durante o faseamento construtivo

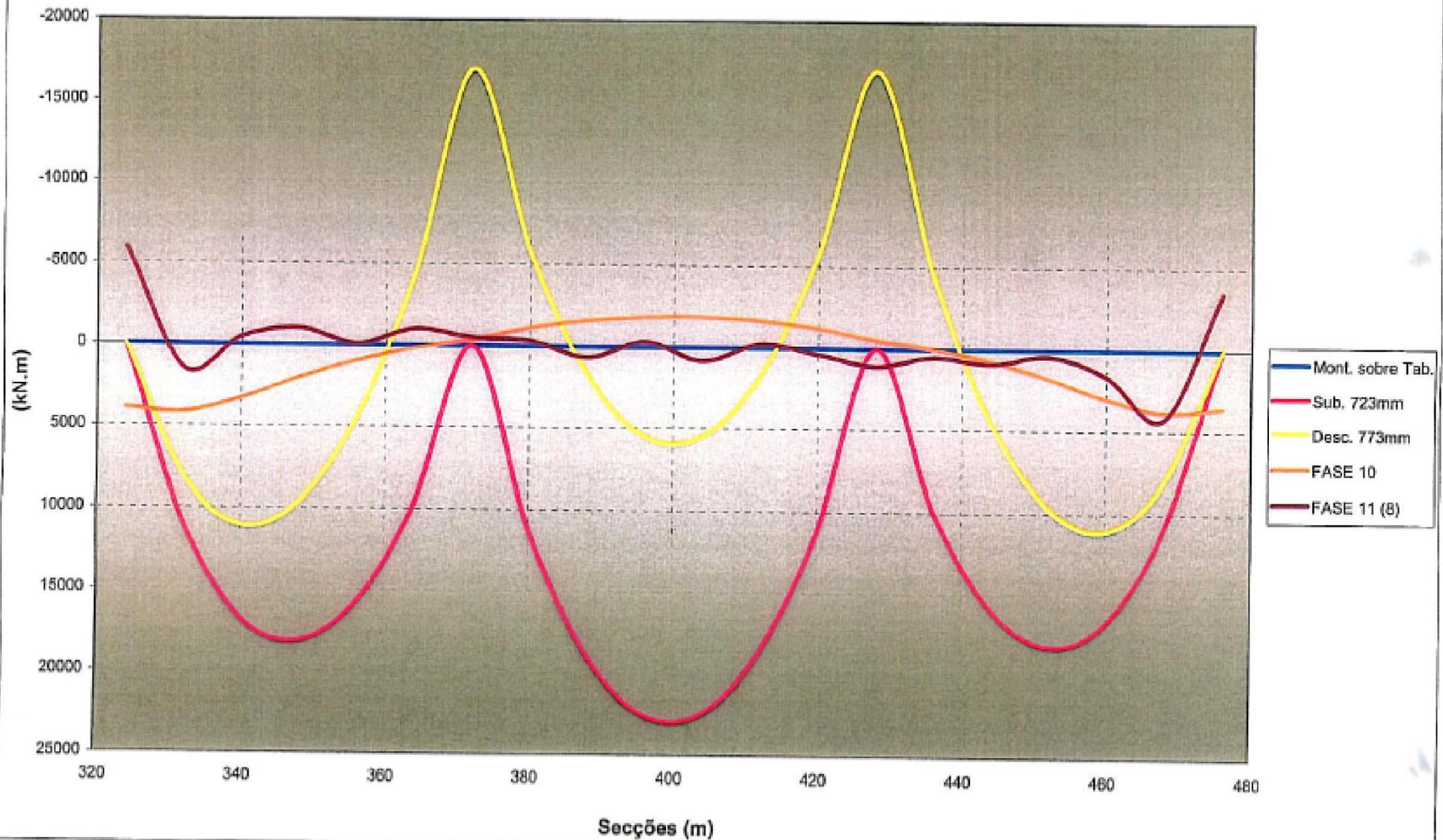


ANEXO16

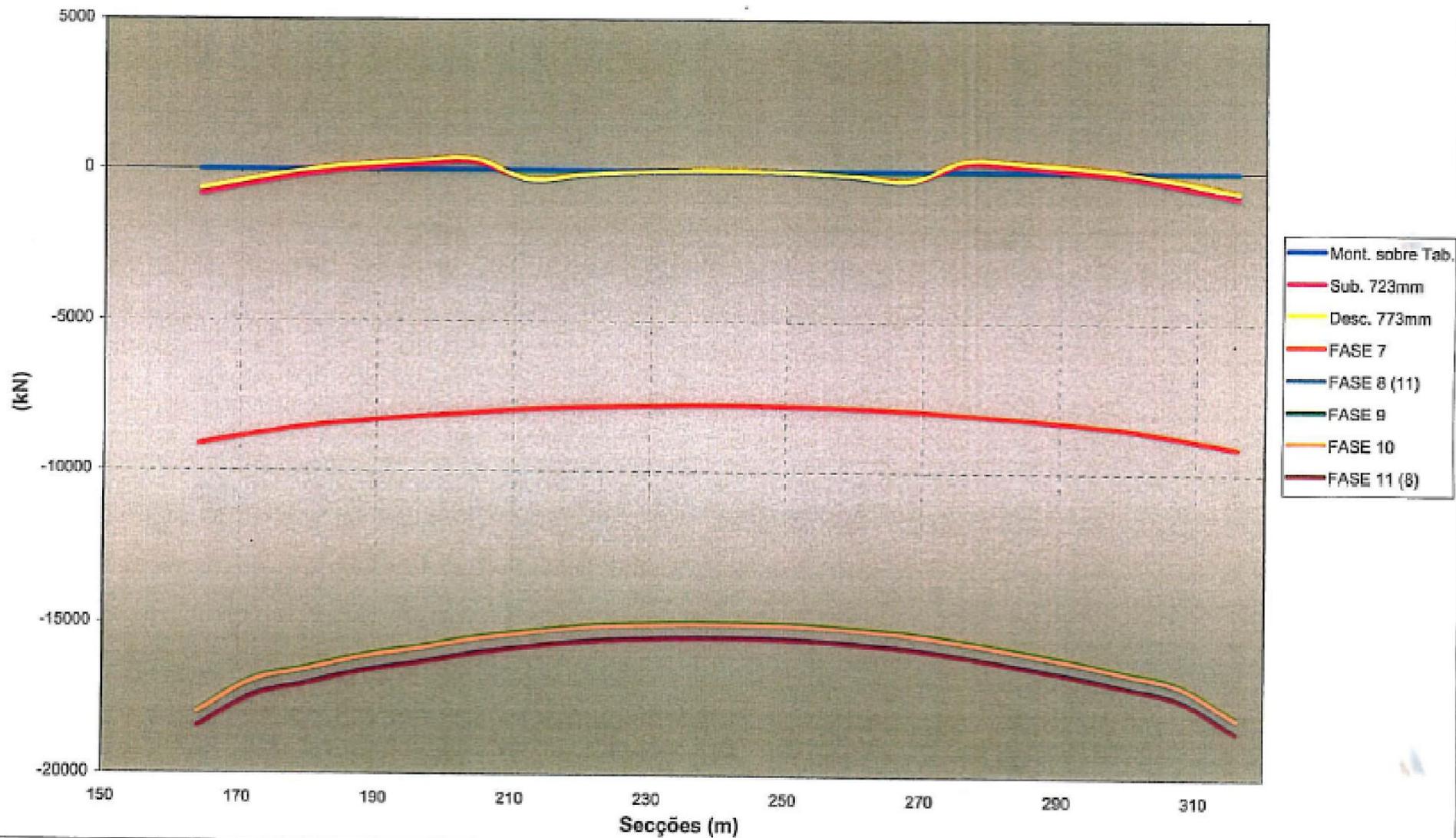
Evolução dos momentos flectores no arco P2-P3 durante o faseamento construtivo



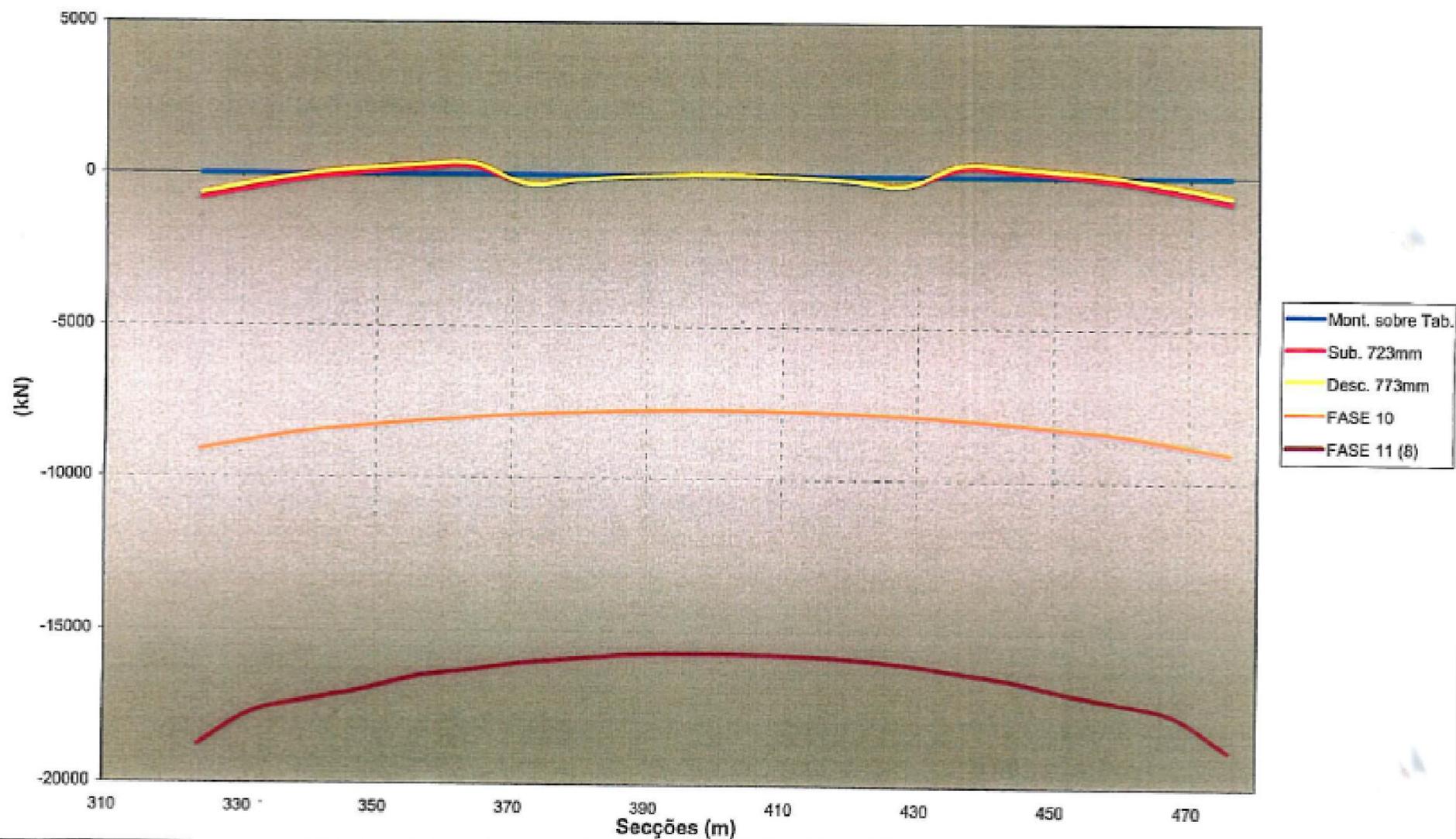
Evolução dos momentos flectores no arco P3-P4 durante o faseamento construtivo



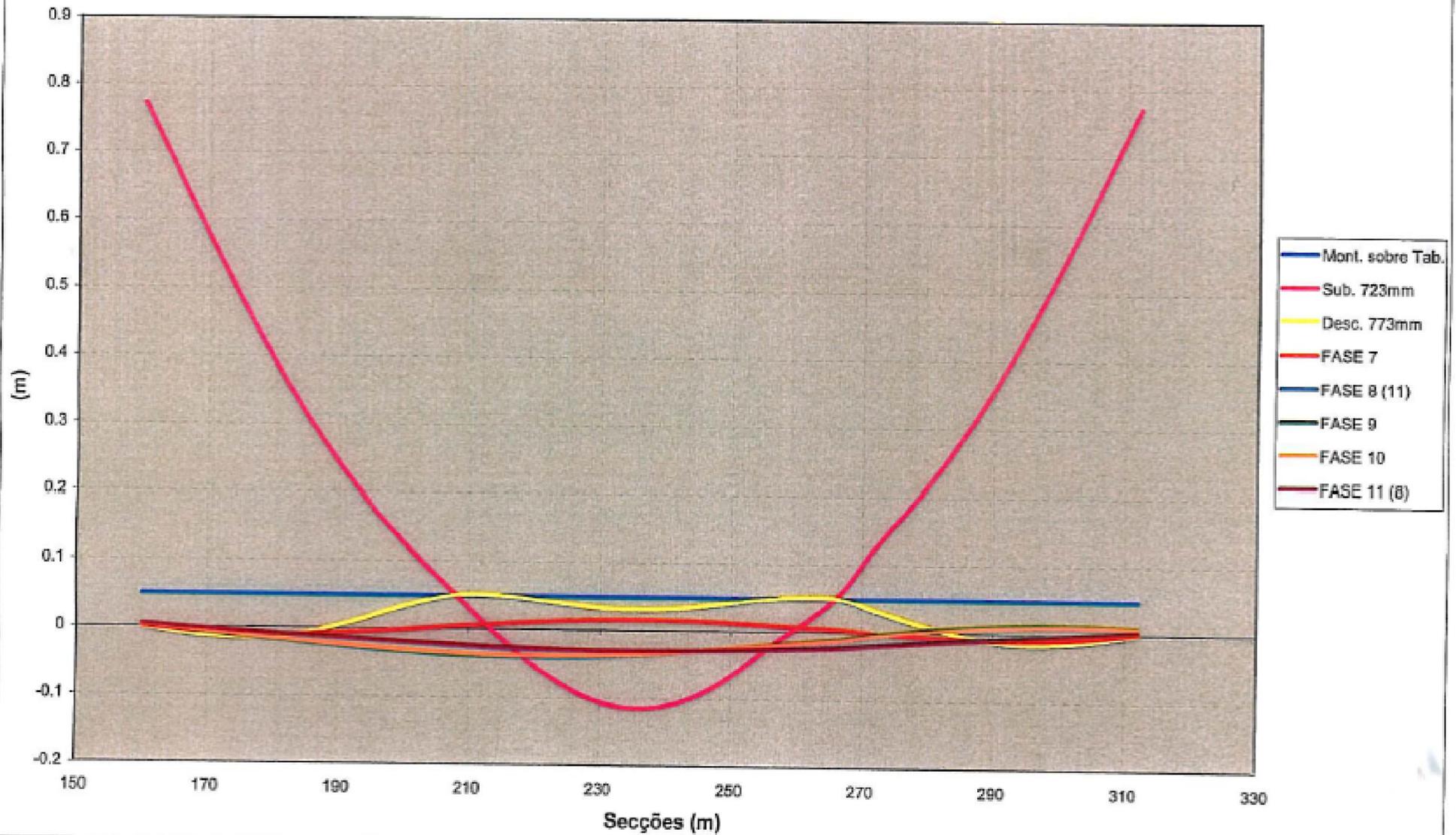
Evolução dos esforços normais no arco P2-P3 durante o faseamento construtivo



Evolução dos esforços normais no arco P3-P4 durante o faseamento construtivo



Evolução das deformações no arco P2-P3 durante o faseamento construtivo



Evolução das deformações no arco P3-P4 durante o faseamento construtivo

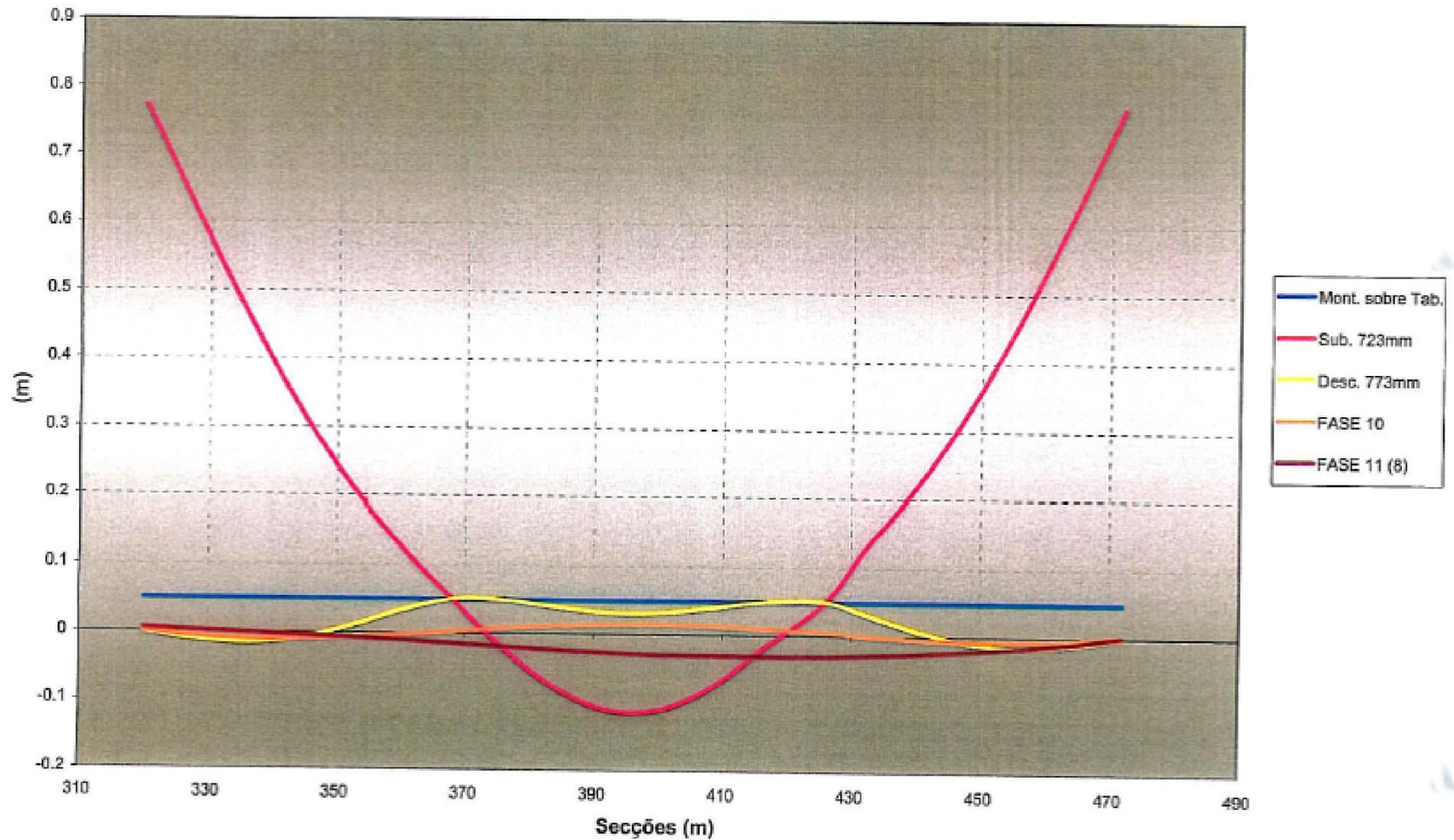


Diagrama dos momentos flectores nos arcos após correcção do comprimento dos pendurais

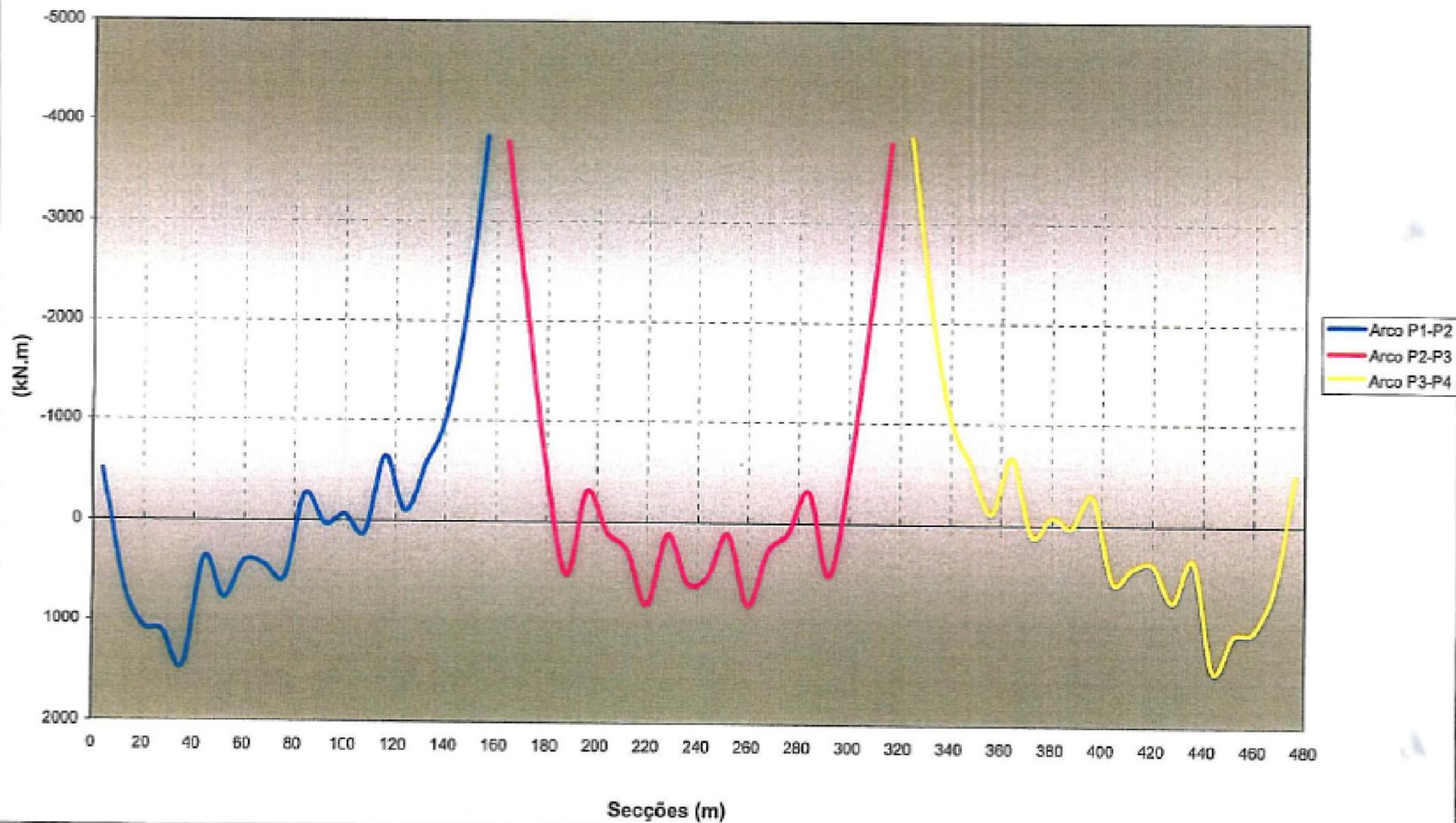
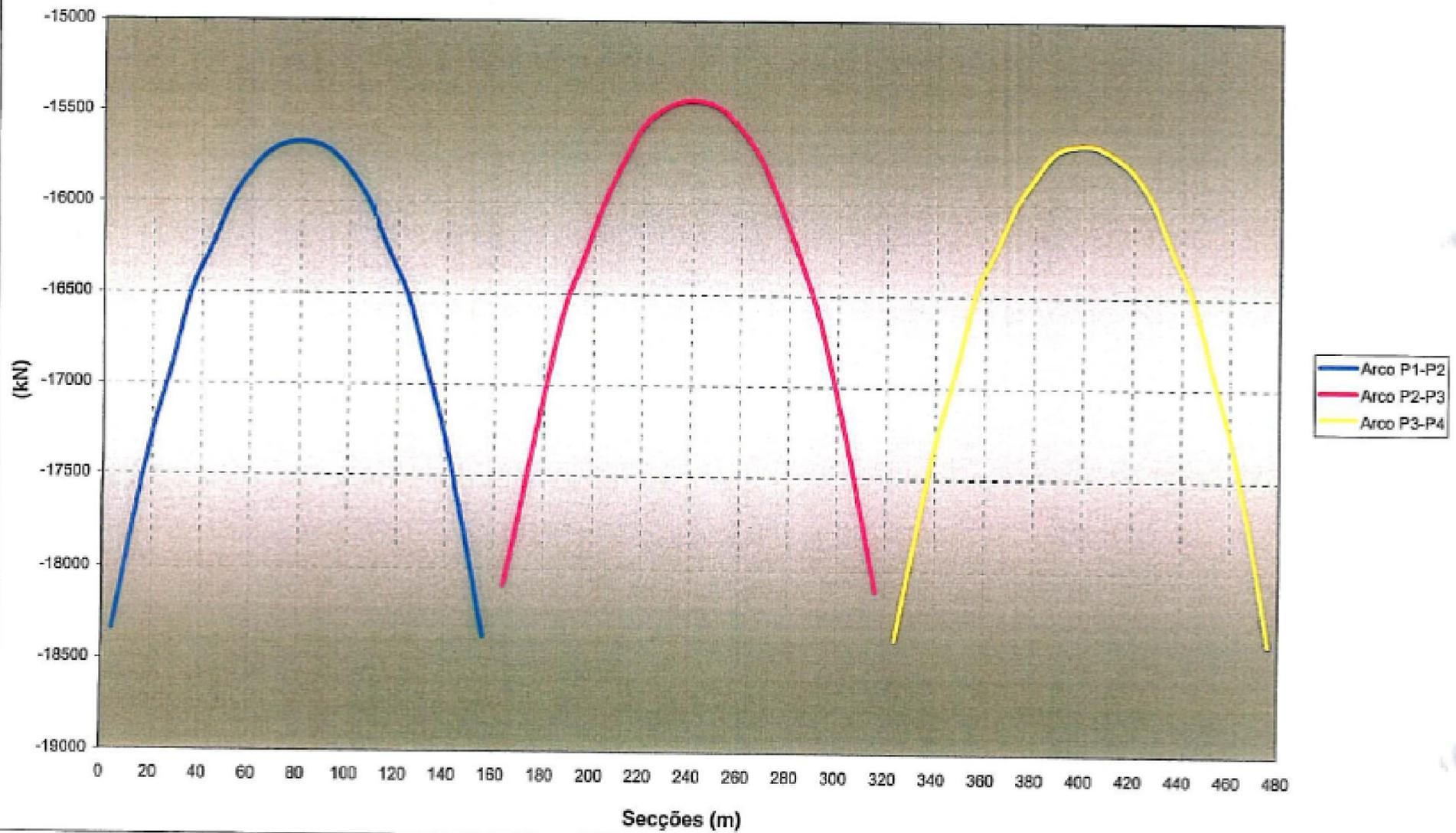
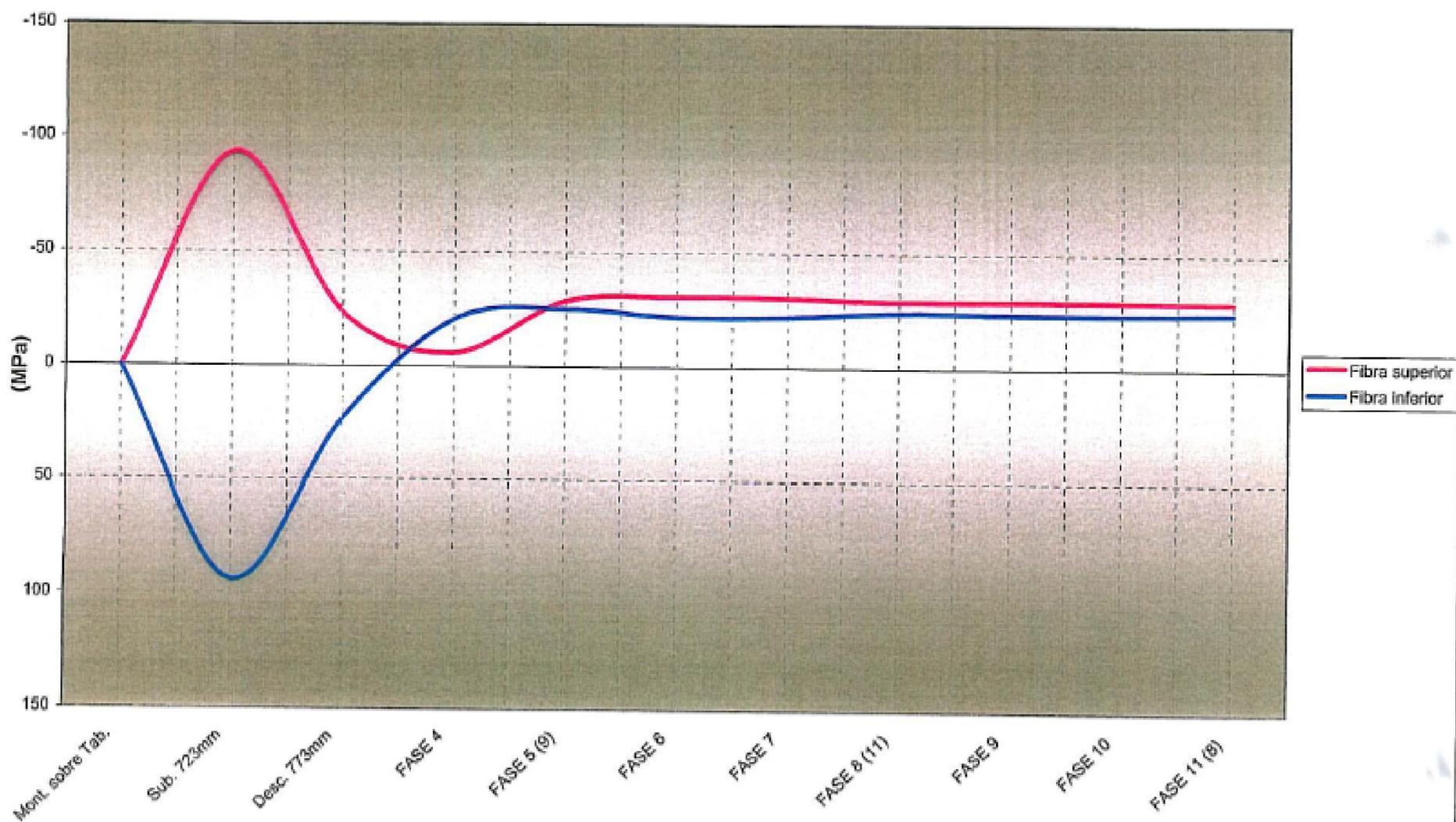


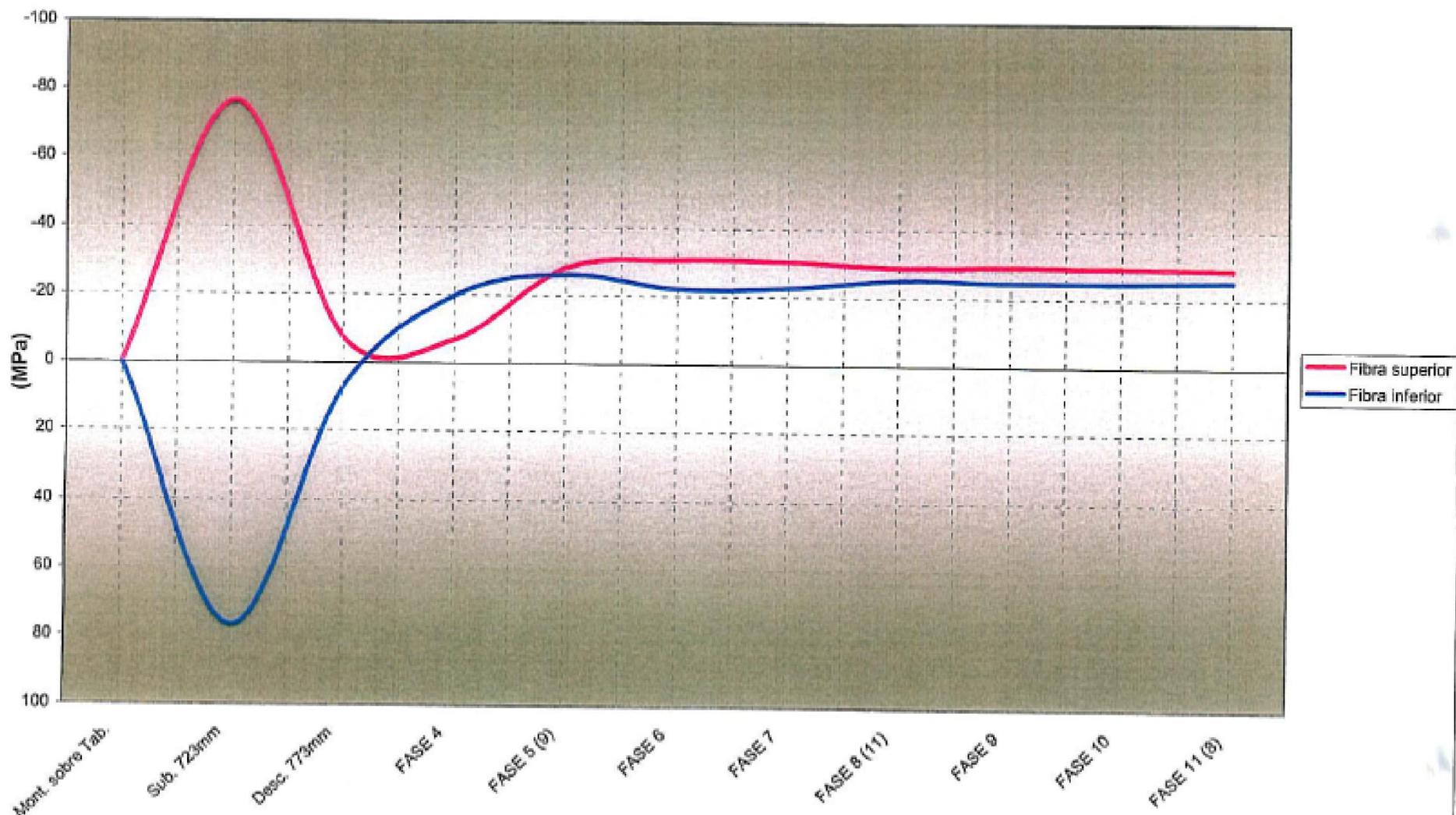
Diagrama dos esforços normais nos arcos após correcção do comprimento dos pendurais



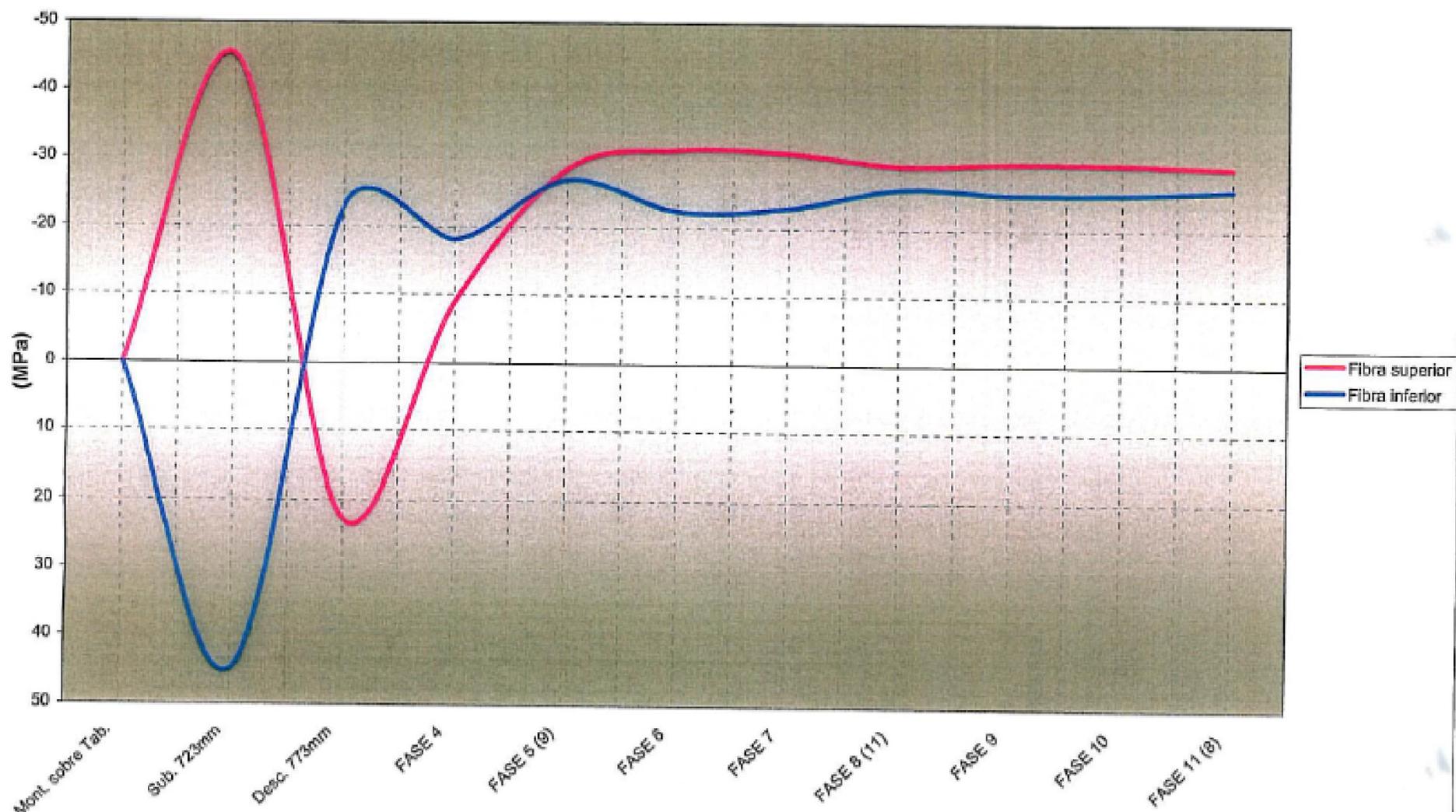
Evolução das tensões na secção B do arco (Secção x=76m)



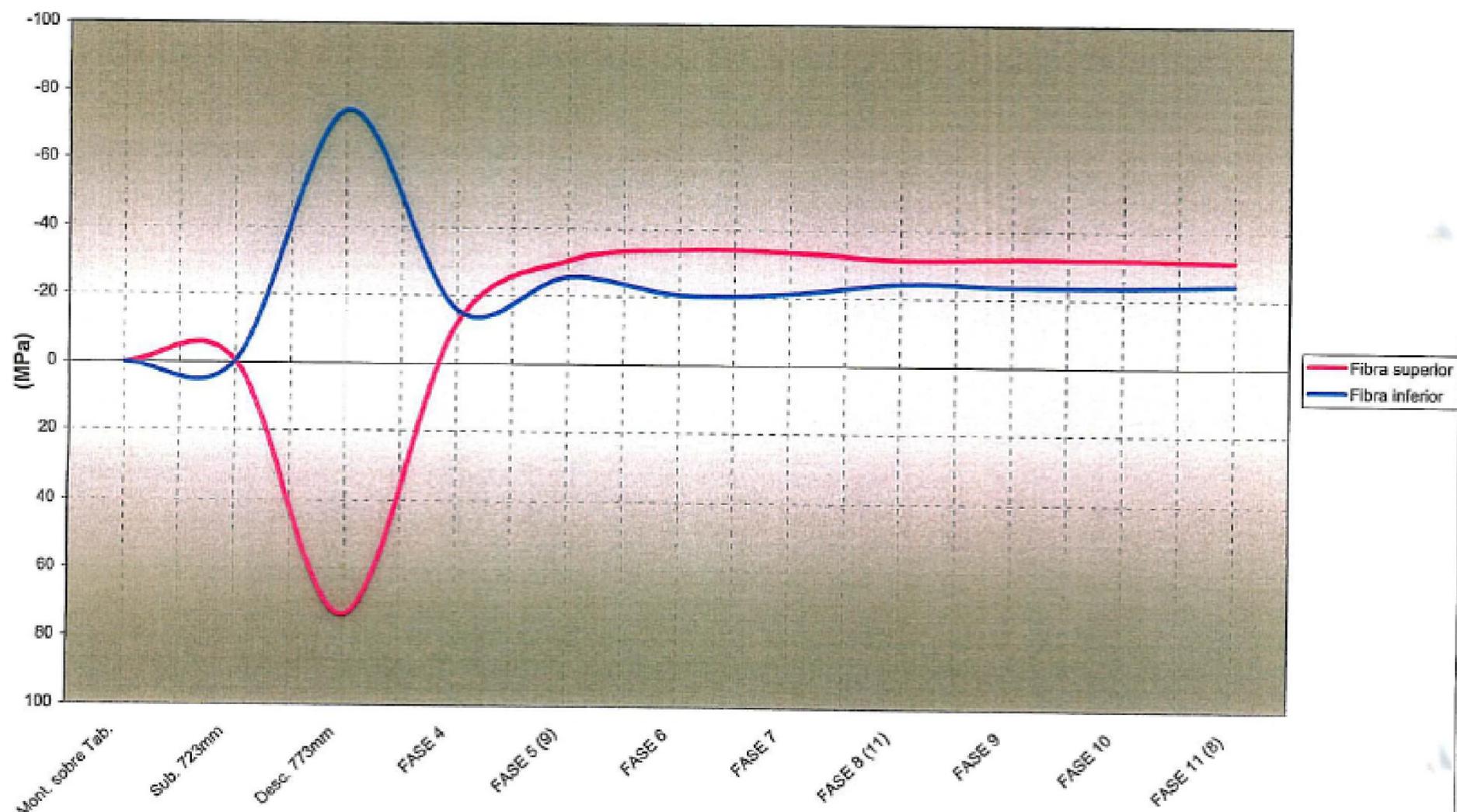
Evolução das tensões na secção C do arco (Secção x=68m)



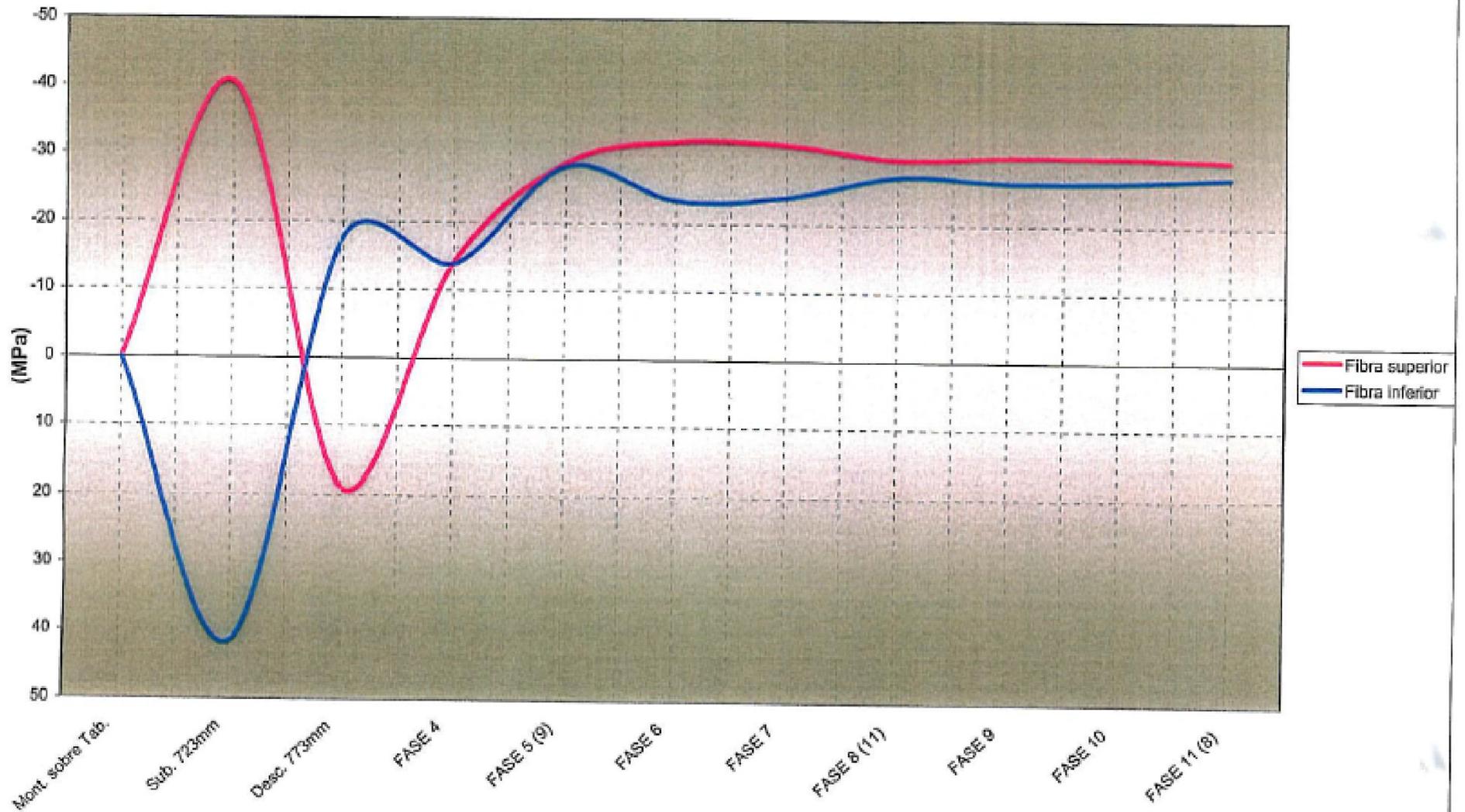
Evolução das tensões na secção D do arco (Secção x=60m)



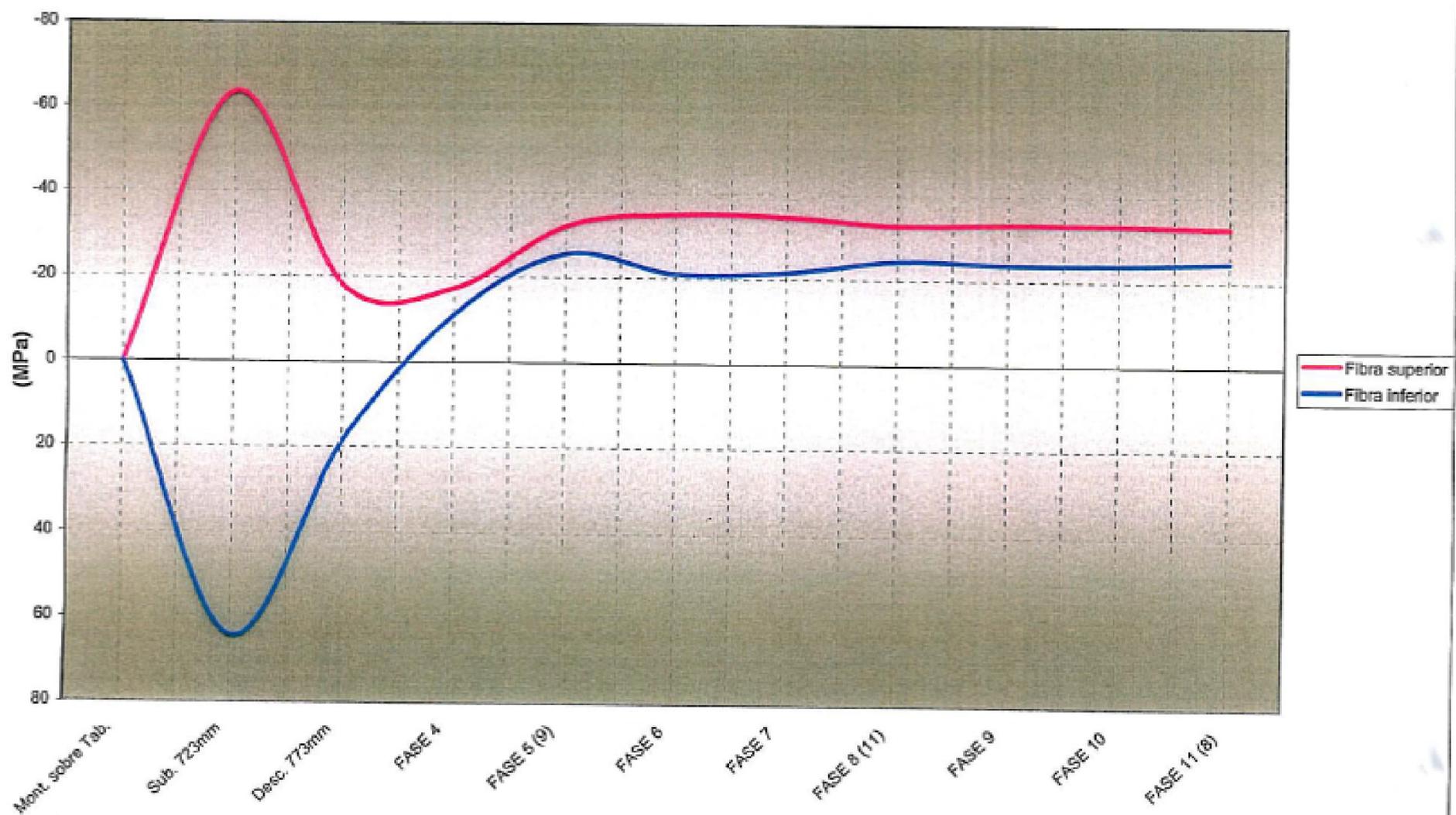
Evolução das tensões na secção E do arco (Secção x=52m)



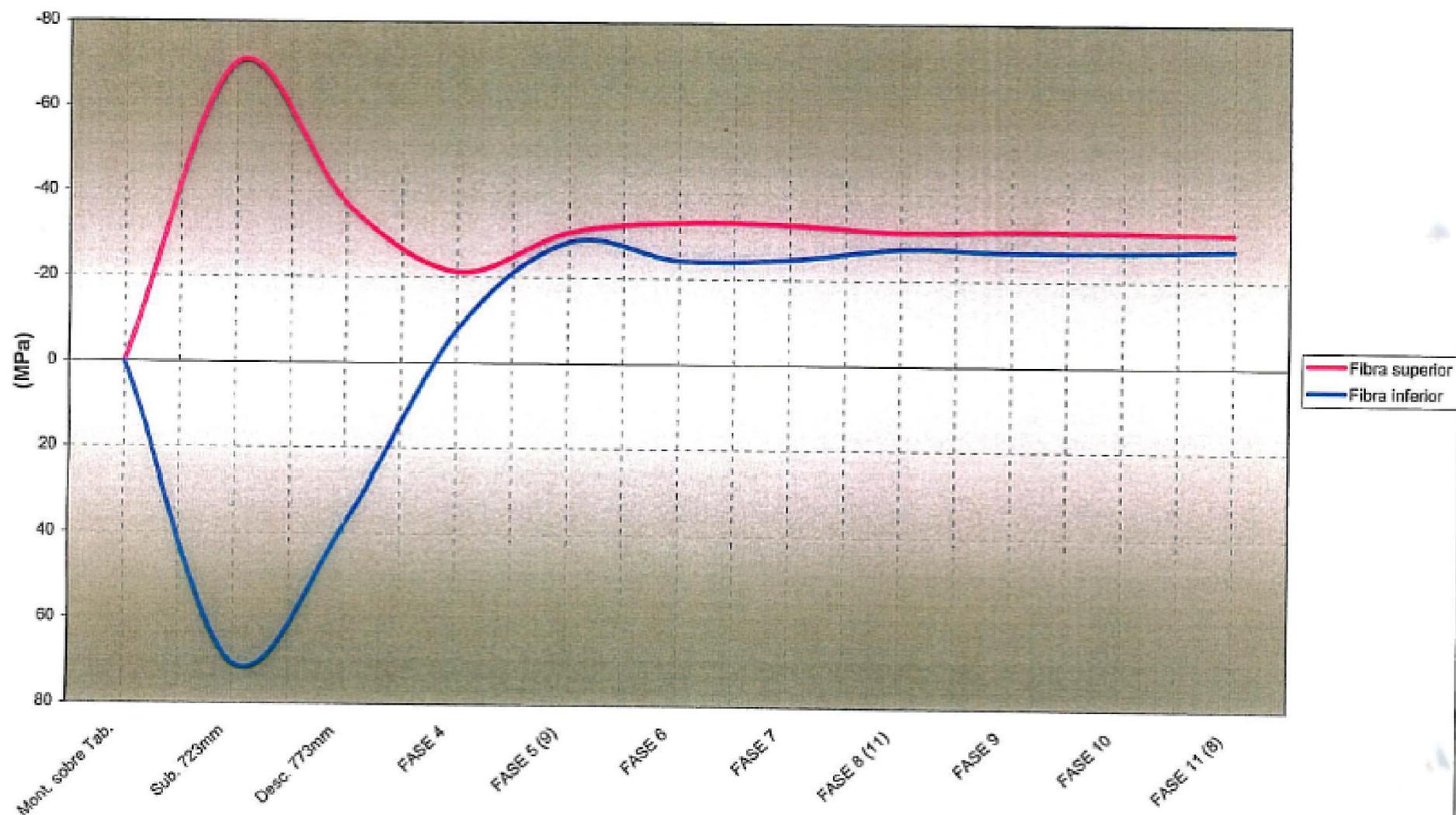
Evolução das tensões na secção F do arco (Secção x=44m)



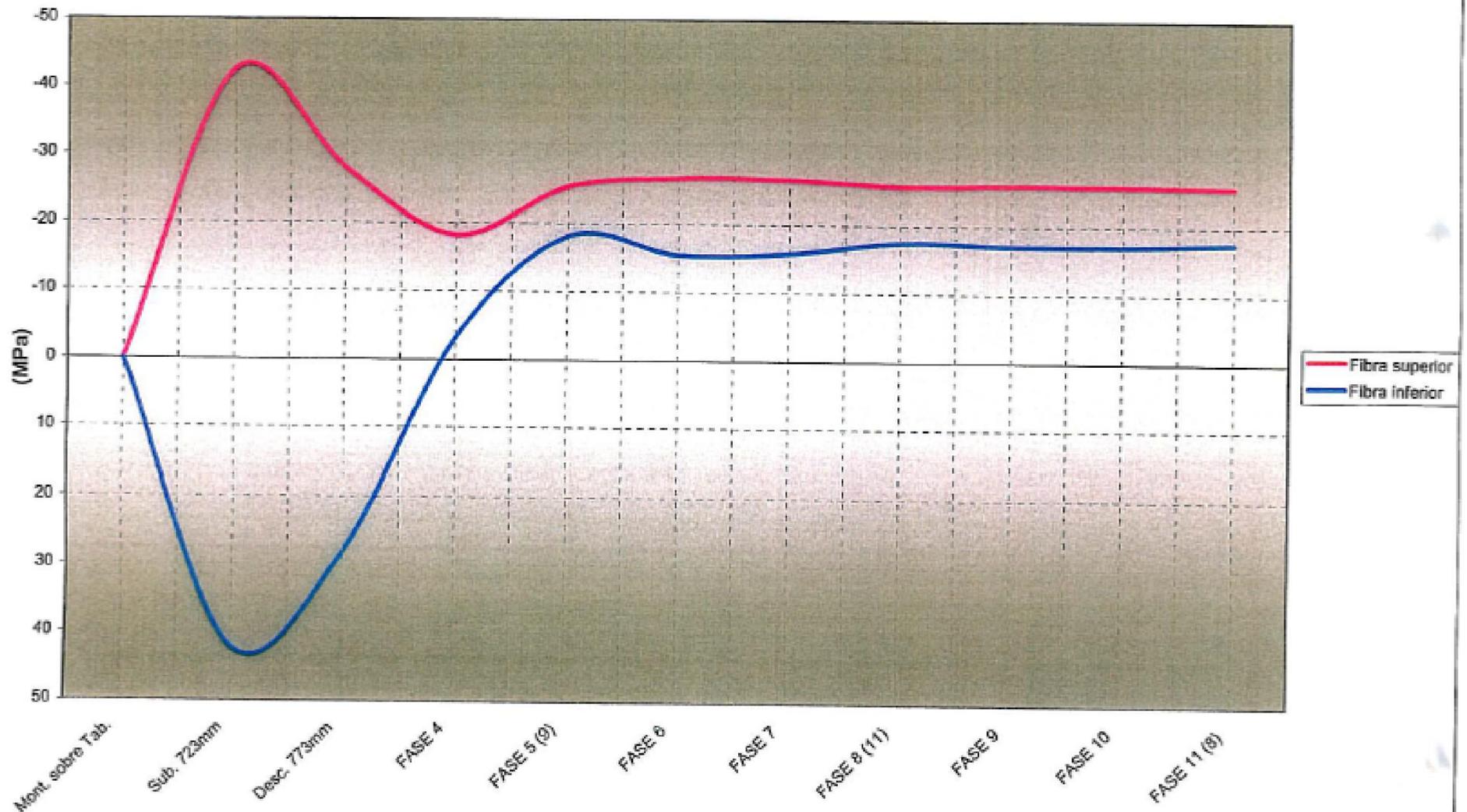
Evolução das tensões na secção G do arco (Secção x=36m)



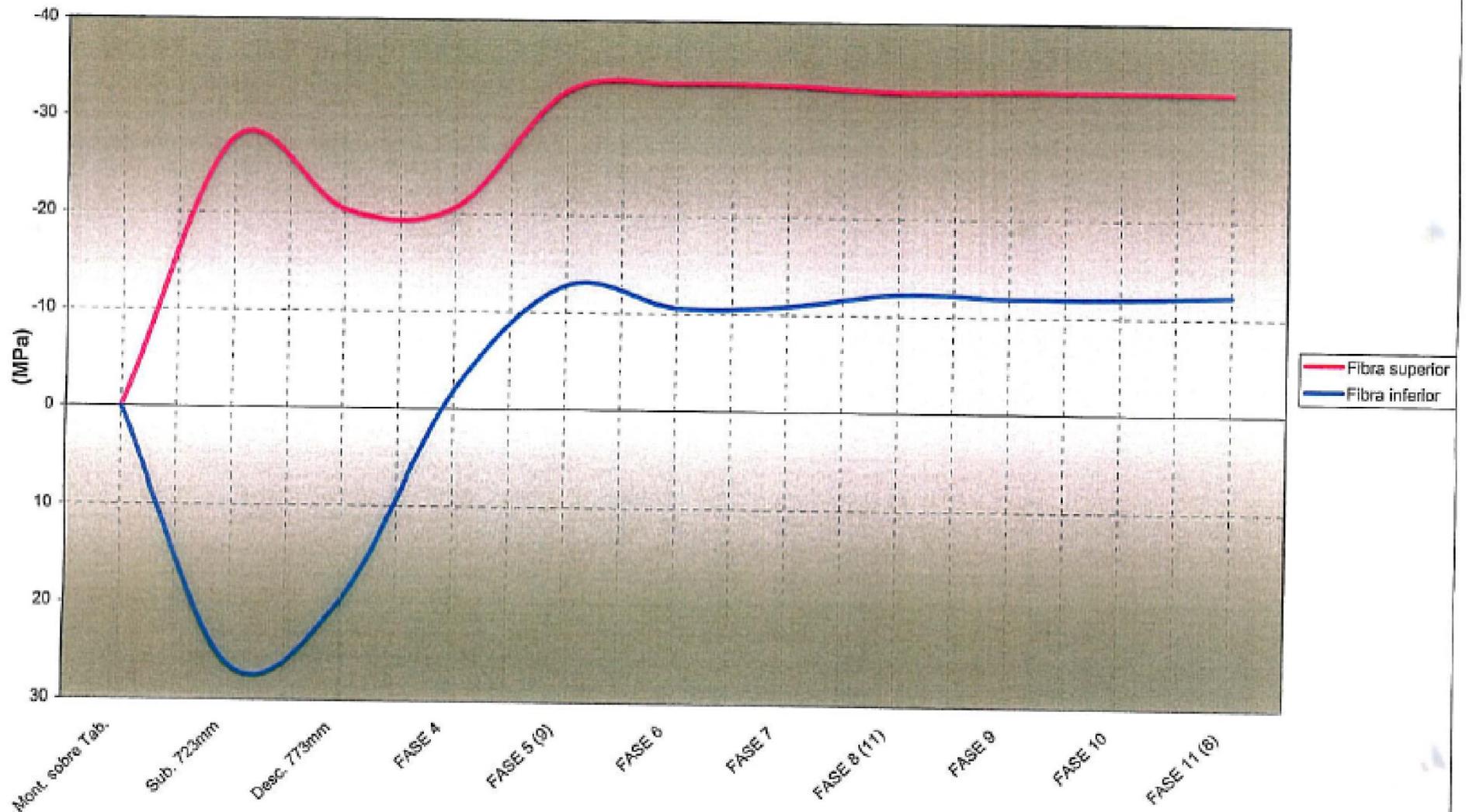
Evolução das tensões na secção H do arco (Secção x=28m)



Evolução das tensões na secção J do arco (Secção x=20m)



Evolução das tensões na secção K do arco (Secção x=12m)

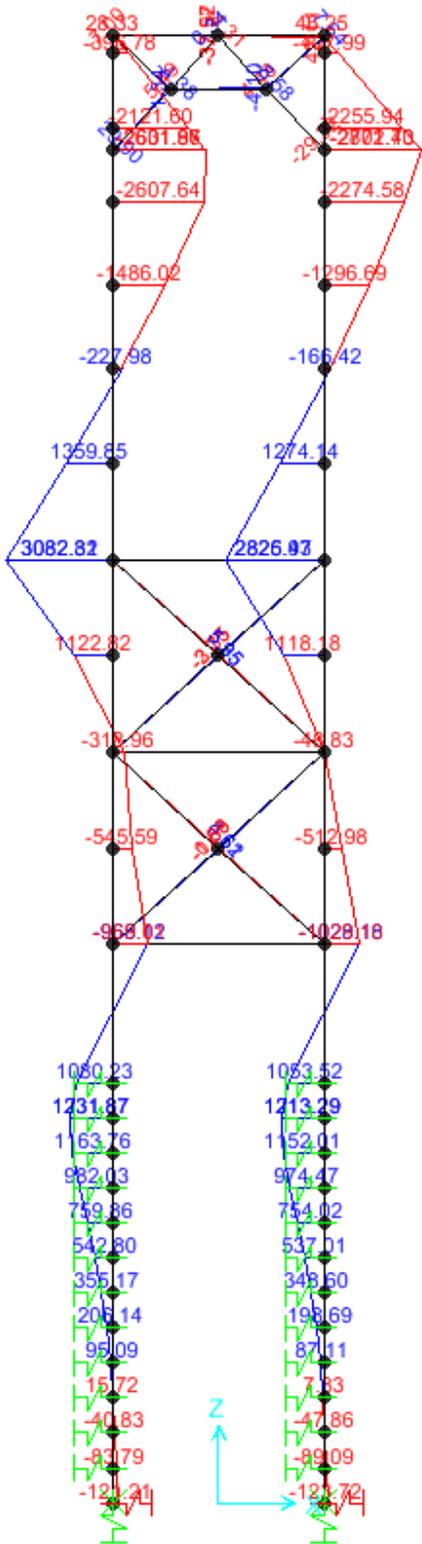


Anexos

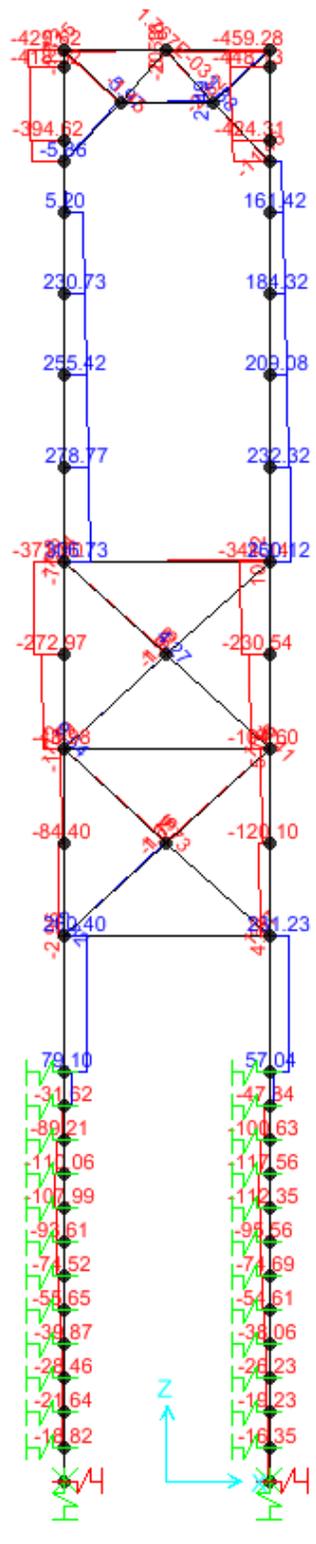
ANEXO17

DIAGRAMAS DE ESFORÇOS (TORRES METÁLICAS)

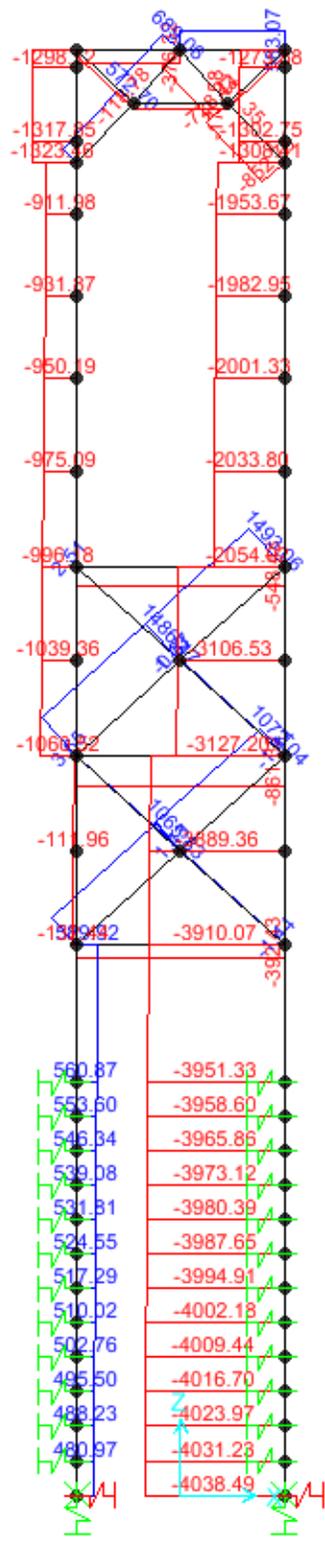
MOMENTO FLECTOR [kN.m]



ESF. TRANSVERSO [kN.m]



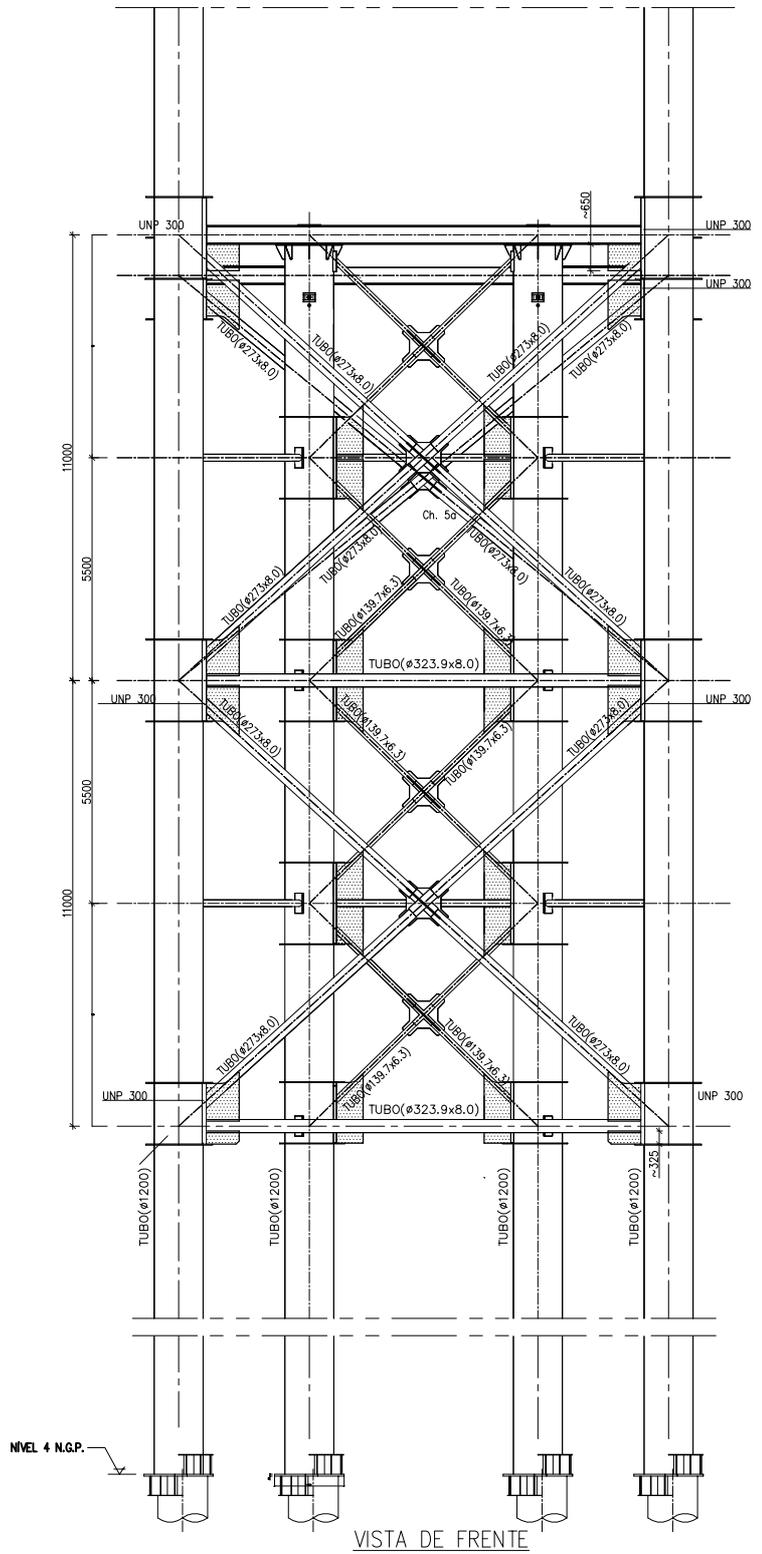
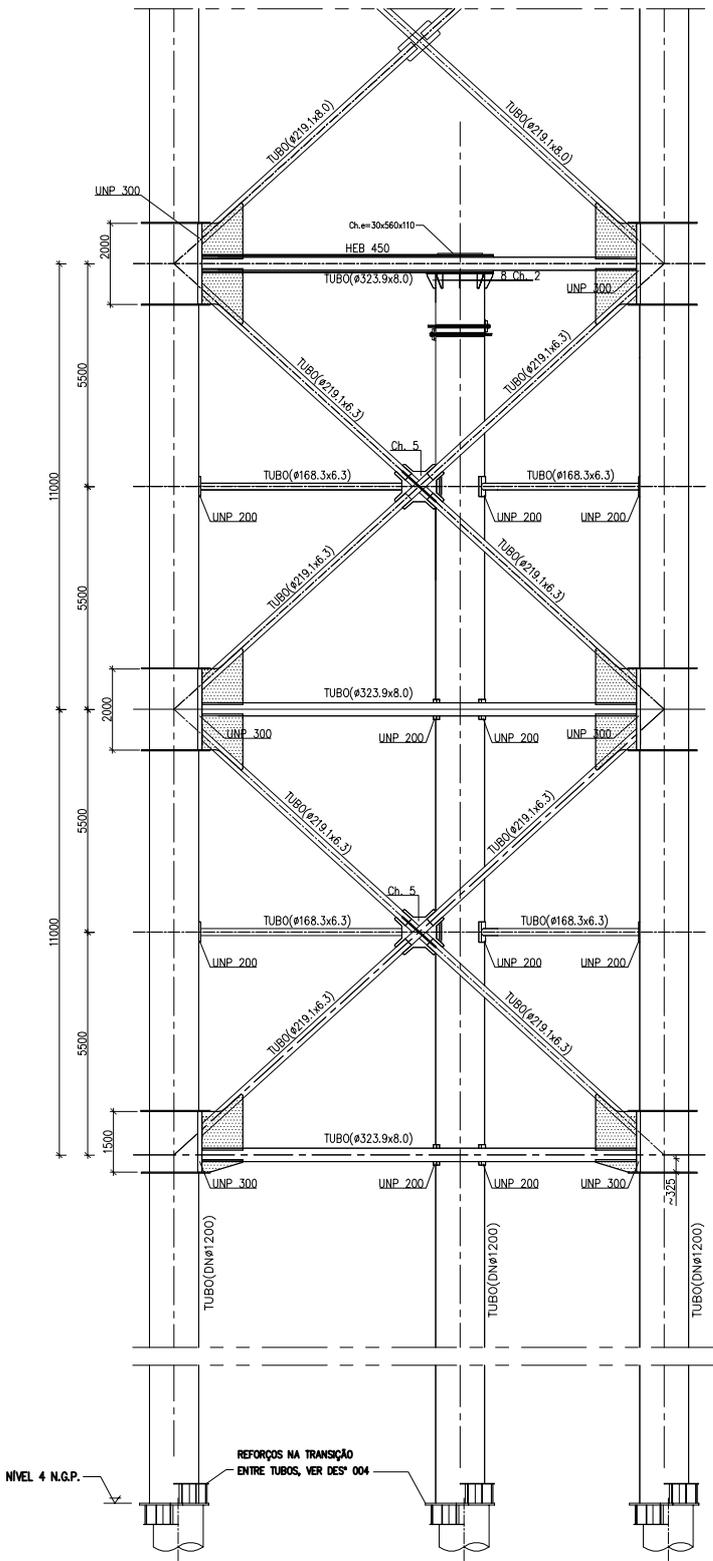
ESF. NORMAL [kN.m]

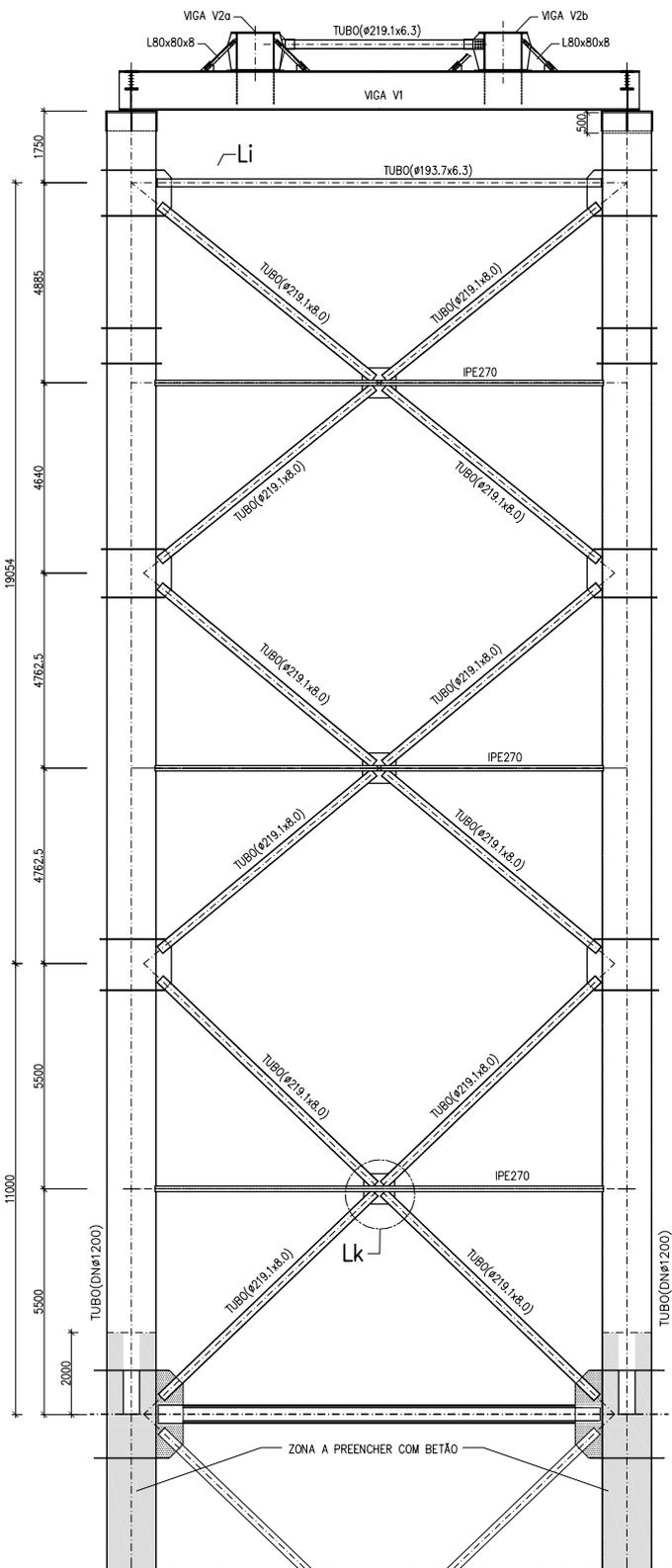


Anexos

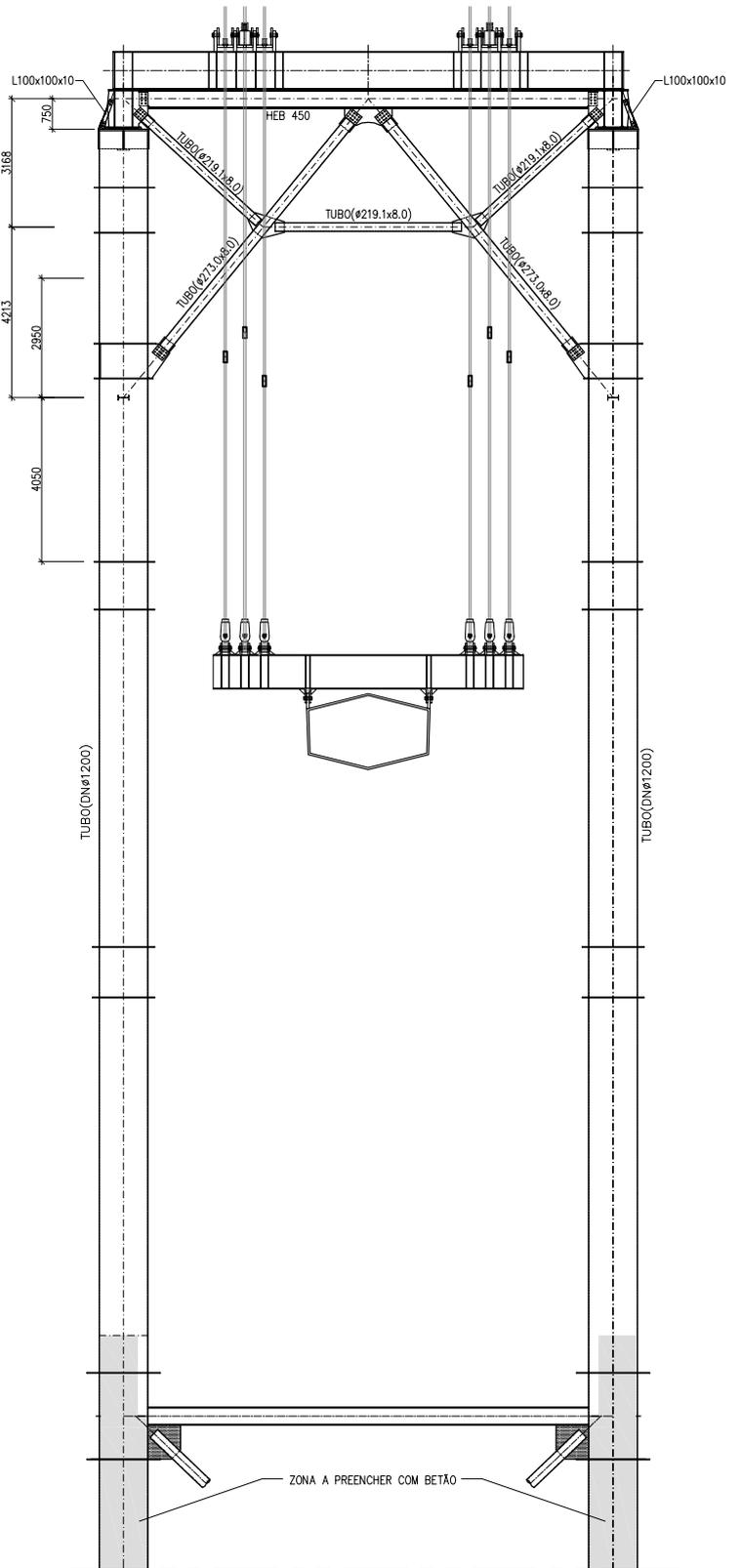
ANEXO18

TUBOS DE TRAVAMENTO (TORRES METÁLICAS)





VISTA LATERAL



VISTA DE FRENTE

Anexos

ANEXO19

Aço:
S355

Barra	Perfil	A [mm ²]	[max] N _{Sd} [kN]	[min] N _{Sd} [kN]	N _{pl,Rd} [kN]	ENCURVADURA								Obs.	
						l ₀ [m]	r _g [mm]	λ [-]	λ ^N [-]	Curva	α [-]	φ [-]	χ [-]		N _{b,Rd} [kN]
Frame1	D323.9X8.0	7940	-18.6	-392.4	2818.7	12.0	112	107.14	1.41	a	0.21	1.62	0.41	1060.1	Verifica
Frame2	D273X8	6660	1493.1	44.3	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame3	D273X8	6660	-23.7	1.4	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame4	D273X8	6660	308.7	3.7	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame5	D273X8	6660	0.3	51.4	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame6	D323.9X8.0	7940	1.6	-861.3	2818.7	12.0	112	107.14	1.41	a	0.21	1.62	0.41	1060.1	Verifica
Frame7	D273X8	6660	309.9	43.3	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame8	D273X8	6660	-37.6	1.4	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame9	D273X8	6660	257.5	2.5	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame10	D273X8	6660	0.3	50.4	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame11	D273X8	6660	1.6	4.2	2364.3	4.8	93.7	50.83	0.67	a	0.21	0.77	0.86	1853.0	Verifica
Frame12	D273X8	6660	258.8	-852.7	2364.3	4.8	93.7	50.83	0.67	a	0.21	0.77	0.86	1853.0	Verifica
Frame13	D219.1X8.0	5310	570.9	-171.6	1885.1	5.5	74.7	74.14	0.97	a	0.21	1.06	0.68	1170.7	Verifica
Frame14	D219.1X8.0	5310	-25.3	-117.5	1885.1	4.4	74.7	59.02	0.78	a	0.21	0.86	0.81	1386.6	Verifica
Frame15	D273X8	6660	360.8	5.5	2364.3	4.1	93.7	43.57	0.57	a	0.21	0.70	0.90	1934.4	Verifica
Frame16	D273X8	6660	0.3	-728.4	2364.3	4.1	93.7	43.57	0.57	a	0.21	0.70	0.90	1934.4	Verifica
Frame17	D219.1X8.0	5310	1.6	-130.1	1885.1	4.4	74.7	59.02	0.78	a	0.21	0.86	0.81	1386.6	Verifica
Frame18	D323.9X8.0	7940	361.9	-424.0	2818.7	12.0	112	107.14	1.41	a	0.21	1.62	0.41	1060.1	Verifica
Frame19	D273X8	6660	6.6	47.6	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame20	D273X8	6660	124.3	1.4	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame21	D273X8	6660	-72.5	3.0	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame22	D273X8	6660	125.3	54.7	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame23	D323.9X8.0	7940	-20.2	-909.2	2818.7	12.0	112	107.14	1.41	a	0.21	1.62	0.41	1060.1	Verifica
Frame24	D273X8	6660	-34.3	43.1	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame25	D273X8	6660	57.9	1.4	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame26	D273X8	6660	-27.8	2.4	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame27	D273X8	6660	44.7	50.3	2364.3	8.1	93.7	86.87	1.14	a	0.21	1.25	0.57	1219.9	Verifica
Frame28	D273X8	6660	-52.0	8.7	2364.3	4.8	93.7	50.83	0.67	a	0.21	0.77	0.86	1853.0	Verifica
Frame29	D273X8	6660	-46.8	-824.7	2364.3	4.8	93.7	50.83	0.67	a	0.21	0.77	0.86	1853.0	Verifica
Frame30	D219.1X8.0	5310	-28.9	-171.6	1885.1	5.5	74.7	74.14	0.97	a	0.21	1.06	0.68	1170.7	Verifica
Frame31	D219.1X8.0	5310	-33.1	-117.6	1885.1	4.4	74.7	59.02	0.78	a	0.21	0.86	0.81	1386.6	Verifica
Frame32	D273X8	6660	159.8	8.7	2364.3	4.1	93.7	43.57	0.57	a	0.21	0.70	0.90	1934.4	Verifica
Frame33	D273X8	6660	-31.7	-700.5	2364.3	4.1	93.7	43.57	0.57	a	0.21	0.70	0.90	1934.4	Verifica
Frame34	D219.1X8.0	5310	30.4	-129.9	1885.1	4.4	74.7	59.02	0.78	a	0.21	0.86	0.81	1386.6	Verifica
Frame35	D323.9X8.0	7940	22.4	-83.0	2818.7	12.0	112	107.14	1.41	a	0.21	1.62	0.41	1060.1	Verifica
Frame36	D219.1X6.3	4210	-32.0	0.9	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame37	D219.1X6.3	4210	22.5	18.7	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame38	D219.1X6.3	4210	687.5	23.2	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame39	D219.1X6.3	4210	-32.8	4.7	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame40	D323.9X8.0	7940	16.7	-161.9	2818.7	12.0	112	107.14	1.41	a	0.21	1.62	0.41	1060.1	Verifica
Frame41	D219.1X6.3	4210	11.8	0.9	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame42	D219.1X6.3	4210	1146.0	1.9	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame43	D219.1X6.3	4210	1065.8	6.4	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame44	D219.1X6.3	4210	1.4	5.0	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame45	D323.9X8.0	7940	8.4	-94.7	2818.7	12.0	112	107.14	1.41	a	0.21	1.62	0.41	1060.1	Verifica
Frame46	D219.1X8.0	5310	1152.1	1.1	1885.1	8.1	74.7	108.96	1.43	a	0.21	1.66	0.40	689.5	Verifica
Frame47	D219.1X8.0	5310	-15.3	1.1	1885.1	8.1	74.7	108.96	1.43	a	0.21	1.66	0.40	689.5	Verifica
Frame48	IPE270	4590	1509.5	-104.4	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame49	IPE270	4590	1.4	-93.9	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame50	D219.1X8.0	5310	8.5	4.2	1885.1	8.1	74.7	108.96	1.43	a	0.21	1.66	0.40	689.5	Verifica
Frame51	D219.1X8.0	5310	1516.1	1.1	1885.1	8.1	74.7	108.96	1.43	a	0.21	1.66	0.40	689.5	Verifica
Frame52	D219.1X8.0	5310	543.2	1.0	1885.1	7.7	74.7	102.44	1.35	a	0.21	1.53	0.44	762.3	Verifica
Frame53	D219.1X8.0	5310	-34.8	-1.0	1885.1	7.7	74.7	102.44	1.35	a	0.21	1.53	0.44	762.3	Verifica
Frame54	IPE270	4590	1.4	-212.9	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame55	IPE270	4590	23.0	-200.9	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame56	D219.1X8.0	5310	22.9	-1.0	1885.1	7.7	74.7	102.44	1.35	a	0.21	1.53	0.44	762.3	Verifica
Frame57	D219.1X8.0	5310	660.0	1.0	1885.1	7.7	74.7	102.44	1.35	a	0.21	1.53	0.44	762.3	Verifica
Frame58	D219.1X8.0	5310	-34.6	-0.9	1885.1	7.4	74.7	98.43	1.29	a	0.21	1.45	0.47	811.7	Verifica
Frame59	D219.1X8.0	5310	17.2	0.9	1885.1	7.4	74.7	98.43	1.29	a	0.21	1.45	0.47	811.7	Verifica
Frame60	IPE270	4590	156.4	-127.4	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame61	IPE270	4590	41.8	-113.8	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame62	D219.1X8.0	5310	336.2	0.9	1885.1	7.4	74.7	98.43	1.29	a	0.21	1.45	0.47	811.7	Verifica
Frame63	D219.1X8.0	5310	340.6	-0.9	1885.1	7.4	74.7	98.43	1.29	a	0.21	1.45	0.47	811.7	Verifica
Frame64	D273X8	6660	46.3	-38.5	2364.3	12.0	93.7	128.07	1.68	a	0.21	2.07	0.30	654.6	Verifica

Frame65	D323.9X8.0	7940	8.3	-138.0	2818.7	12.0	112	107.14	1.41	a	0.21	1.62	0.41	1060.1	Verifica
Frame66	D219.1X6.3	4210	46.0	0.9	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame67	D219.1X6.3	4210	6.8	0.9	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame68	D219.1X6.3	4210	254.0	5.4	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame69	D219.1X6.3	4210	258.4	4.8	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame70	D323.9X8.0	7940	11.3	-143.9	2818.7	12.0	112	107.14	1.41	a	0.21	1.62	0.41	1060.1	Verifica
Frame71	D219.1X6.3	4210	115.7	0.9	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame72	D219.1X6.3	4210	2.1	0.9	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame73	D219.1X6.3	4210	253.0	5.4	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame74	D219.1X6.3	4210	32.5	5.0	1494.6	8.1	75.3	108.09	1.42	a	0.21	1.64	0.41	554.0	Verifica
Frame75	D323.9X8.0	7940	26.4	-65.2	2818.7	12.0	112	107.14	1.41	a	0.21	1.62	0.41	1060.1	Verifica
Frame76	D219.1X8.0	5310	1072.0	1.1	1885.1	8.1	74.7	108.96	1.43	a	0.21	1.66	0.40	689.5	Verifica
Frame77	D219.1X8.0	5310	267.3	1.1	1885.1	8.1	74.7	108.96	1.43	a	0.21	1.66	0.40	689.5	Verifica
Frame78	IPE270	4590	14.7	-104.6	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame79	IPE270	4590	1.0	-94.1	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame80	D219.1X8.0	5310	203.1	12.6	1885.1	8.1	74.7	108.96	1.43	a	0.21	1.66	0.40	689.5	Verifica
Frame81	D219.1X8.0	5310	-2.7	1.1	1885.1	8.1	74.7	108.96	1.43	a	0.21	1.66	0.40	689.5	Verifica
Frame82	D219.1X8.0	5310	-12.4	1.0	1885.1	7.7	74.7	102.44	1.35	a	0.21	1.53	0.44	762.3	Verifica
Frame83	D219.1X8.0	5310	218.4	-1.0	1885.1	7.7	74.7	102.44	1.35	a	0.21	1.53	0.44	762.3	Verifica
Frame84	IPE270	4590	16.3	-211.1	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame85	IPE270	4590	-0.9	-199.1	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame86	D219.1X8.0	5310	254.0	11.4	1885.1	7.7	74.7	102.44	1.35	a	0.21	1.53	0.44	762.3	Verifica
Frame87	D219.1X8.0	5310	2.4	1.0	1885.1	7.7	74.7	102.44	1.35	a	0.21	1.53	0.44	762.3	Verifica
Frame88	D219.1X8.0	5310	1.9	-0.9	1885.1	7.4	74.7	98.43	1.29	a	0.21	1.45	0.47	811.7	Verifica
Frame89	D219.1X8.0	5310	-7.9	0.9	1885.1	7.4	74.7	98.43	1.29	a	0.21	1.45	0.47	811.7	Verifica
Frame90	IPE270	4590	270.6	-125.7	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame91	IPE270	4590	15.2	-112.1	1629.5	6.0	30.2	198.68	2.61	b	0.34	4.32	0.13	190.8	Verifica
Frame92	D219.1X8.0	5310	-2.5	12.9	1885.1	7.4	74.7	98.43	1.29	a	0.21	1.45	0.47	811.7	Verifica
Frame93	D219.1X8.0	5310	-99.4	-0.9	1885.1	7.4	74.7	98.43	1.29	a	0.21	1.45	0.47	811.7	Verifica
Frame94	D273X8	6660	0.9	-38.0	2364.3	12.0	93.7	128.07	1.68	a	0.21	2.07	0.30	654.6	Verifica
Frame95	D168.3X6.3	3210	325.0	-269.4	1139.6	6.0	57.3	104.71	1.38	a	0.21	1.57	0.43	444.9	Verifica
Frame96	D139.7X6.3	2640	329.4	0.3	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame97	D139.7X6.3	2640	5.4	0.3	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame98	D139.7X6.3	2640	1486.5	0.3	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame99	D139.7X6.3	2640	82.8	1.7	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame100	D168.3X6.3	3210	0.9	-360.3	1139.6	6.0	57.3	104.71	1.38	a	0.21	1.57	0.43	444.9	Verifica
Frame101	D139.7X6.3	2640	251.0	0.3	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame102	D139.7X6.3	2640	255.5	0.3	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame103	D139.7X6.3	2640	5.4	0.3	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame104	D139.7X6.3	2640	35.6	1.7	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame105	D168.3X6.3	3210	1.1	-292.9	1139.6	6.0	57.3	104.71	1.38	a	0.21	1.57	0.43	444.9	Verifica
Frame106	D139.7X6.3	2640	251.3	0.3	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame107	D139.7X6.3	2640	-19.3	0.3	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame108	D139.7X6.3	2640	-13.2	0.6	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame109	D139.7X6.3	2640	1.4	1.7	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame110	D168.3X6.3	3210	265.6	-220.3	1139.6	6.0	57.3	104.71	1.38	a	0.21	1.57	0.43	444.9	Verifica
Frame111	D139.7X6.3	2640	4.2	10.2	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame112	D139.7X6.3	2640	1.0	0.3	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame113	D139.7X6.3	2640	199.7	0.4	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame114	D139.7X6.3	2640	-11.1	11.6	937.2	4.1	47.2	86.22	1.13	a	0.21	1.24	0.57	488.4	Verifica
Frame115	D168.3X6.3	3210	-1.0	-143.9	1139.6	5.8	57.3	101.76	1.34	a	0.21	1.51	0.45	465.8	Verifica
Frame116	D168.3X6.3	3210	215.1	25.3	1139.6	5.8	57.3	101.76	1.34	a	0.21	1.51	0.45	465.8	Verifica
Frame117	D168.3X6.3	3210	3.9	-141.8	1139.6	7.6	57.3	132.91	1.75	a	0.21	2.19	0.29	295.3	Verifica
Frame118	D168.3X6.3	3210	-0.9	-52.3	1139.6	7.6	57.3	132.91	1.75	a	0.21	2.19	0.29	295.3	Verifica
Frame119	D168.3X6.3	3210	251.2	-96.5	1139.6	5.8	57.3	101.76	1.34	a	0.21	1.51	0.45	465.8	Verifica
Frame120	D168.3X6.3	3210	8.3	-16.6	1139.6	5.8	57.3	101.76	1.34	a	0.21	1.51	0.45	465.8	Verifica
Frame121	D168.3X6.3	3210	-5.2	-84.8	1139.6	7.6	57.3	132.91	1.75	a	0.21	2.19	0.29	295.3	Verifica
Frame122	D168.3X6.3	3210	4.6	-23.3	1139.6	7.6	57.3	132.91	1.75	a	0.21	2.19	0.29	295.3	Verifica
Frame123	D168.3X6.3	3210	267.9	-90.4	1139.6	5.8	57.3	101.76	1.34	a	0.21	1.51	0.45	465.8	Verifica
Frame124	D168.3X6.3	3210	3.2	-58.2	1139.6	5.8	57.3	101.76	1.34	a	0.21	1.51	0.45	465.8	Verifica
Frame125	D168.3X6.3	3210	-0.6	-30.7	1139.6	7.6	57.3	132.91	1.75	a	0.21	2.19	0.29	295.3	Verifica
Frame126	D168.3X6.3	3210	-15.5	-93.4	1139.6	7.6	57.3	132.91	1.75	a	0.21	2.19	0.29	295.3	Verifica
Frame127	D168.3X6.3	3210	689.9	-16.4	1139.6	5.8	57.3	101.76	1.34	a	0.21	1.51	0.45	465.8	Verifica
Frame128	D168.3X6.3	3210	0.3	-184.2	1139.6	5.8	57.3	101.76	1.34	a	0.21	1.51	0.45	465.8	Verifica
Frame129	D168.3X6.3	3210	1.6	-3.8	1139.6	7.6	57.3	132.91	1.75	a	0.21	2.19	0.29	295.3	Verifica
Frame130	D168.3X6.3	3210	691.0	-57.7	1139.6	7.6	57.3	132.91	1.75	a	0.21	2.19	0.29	295.3	Verifica

