



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR
Engenharia

Pontes Ferroviárias com Solução de Arco Esbelto e Tabuleiro fino

Versão final após defesa

João Pedro Pires Dos Santos

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil
(Ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor Clemente Martins Pinto

Covilhã, agosto de 2019

Agradecimentos

Aos meus pais e irmão por todo o apoio e força ao longo do meu percurso académico na cidade da Covilhã, em especial na elaboração desta dissertação de mestrado.

Ao meu orientador de dissertação, Professor Doutor Clemente Martins Pinto por toda a dedicação e auxílio na construção desta dissertação. Agradecer também pelo facto de estar sempre pronto a ajudar, sobre qualquer assunto a qualquer hora.

Por último agradecer ao pessoal da minha casa Daniel Marques, Dona Zulmira e Mário Fonseca, por toda amizade demonstrada ao longo dos últimos anos.

Resumo

A presente dissertação tem como objetivo o estudo de uma solução de ponte em arco com 445 m de vão para utilização ferroviária de alta velocidade. A solução proposta contém um arco esbelto e flexível e um tabuleiro fino, em que a rigidez destes elementos é substituída pela rigidez de tirantes pré-esforçados, ligados ao arco e ancorados externamente.

A metodologia seguida consistiu na análise de uma ponte construída em arco de betão "convencional", com elevada rigidez, comparando-se com o sistema proposto, em que se tem como objetivo uma redução importante do consumo de material.

O funcionamento em serviço, em termos de deformações e acelerações sob efeito da circulação de comboios, é um dos aspetos mais condicionantes, sendo a solução proposta desenvolvida de modo a satisfazer as disposições regulamentares para o tipo de estrutura e utilização.

A análise estrutural estática e dinâmica da solução demonstra a sua viabilidade tendo em conta o tipo de utilização e o grande vão.

A eficiência do sistema de tirantes adicionado depende da rigidez que é possível mobilizar, estando relacionada com a configuração geométrica, área de secção transversal e rigidez relativa entre os diferentes componentes da ponte. Esses aspetos são analisados através de uma análise paramétrica, pretendendo-se uma contribuição para a aplicação futura do tipo de solução em diferentes condições.

Palavras-chave

Tirantes, rigidez, arco flexível, anti-funicular, caminho de forças, pontes ferroviárias.

Abstract

The goal of the present work is the study of an arch bridge with 445 m span, for high-speed trains. The solution contains a slender and flexible arch and a thin deck, in which the stiffness of those elements is replaced by the stiffness of prestressed ties connected to the arch and externally anchored.

The methodology consisted in the analysis of a "conventional" arch bridge, with a stiff arch, and a comparison with the proposed solution, aiming an important reduction of the material consumption.

The behaviour in service, concerning accelerations and deformations under the action of the trains, is an important conditioning aspect. The proposed solution was developed to satisfy the conditions imposed by the related codes, for this type of structures.

The structural analysis, static and the dynamic, of the solution demonstrates their viability, taking into account the long span the the use.

The efficiency of the added ties depends of the stiffness that is possible to mobilize, which is dependent of the geometric configuration, cross-section area, relative stiffness between the different elements of the bridge. These aspects are analysed by a parametric analysis, with the goal to contribute for the future application of this type of solution in different cases.

Keywords

Cables, Stiffness, flexible arch, anti-funicular, force path, railway bridges.

Índice

Capítulo 1 - Introdução	1
1.1. Objetivo e solução proposta desta dissertação.....	1
1.2. Estado de arte.....	2
Capítulo 2 - Estudo de uma solução “convencional”	7
2.1. Descrição da solução	7
2.2. Descrição e análise da solução de referência	7
2.3. Estudo do efeito da forma do arco	10
2.4. Modelação estrutural	11
2.4.1. Combinações de ações	12
2.4.2. Resultados da análise estática	13
2.5. Discussão de resultados.....	15
Capítulo 3 - Solução de arco flexível e tabuleiro fino	17
3.1. Enquadramento	17
3.2. Descrição da solução proposta	18
3.3. Características da ponte flexível.....	18
3.3.1. Dimensionamento dos tirantes	19
3.4. Análise estrutural.....	21
3.4.1. Verificação à flexão composta.....	23
3.4.2. Verificação dos estados limites de serviço	25
3.5. Discussão de resultados.....	27
Capítulo 4 - Comportamento dinâmico	29
4.1. Justificação e descrição da análise	29
4.2. Comportamento com base na análise estática	31
4.3. Análise dinâmica	32
4.3.1. Análise modal.....	32
4.4. Análise sob efeito de cargas dinâmicas	34
4.4.1. Modelos de carga	34
4.4.2. Modelação das cargas dinâmicas	35
4.4.3. Modelação estrutural	36
4.5. Resultados.....	37
4.6. Discussão de resultados.....	40
Capítulo 5 - Análise paramétrica	43
5.1. Enquadramento	43
5.2. Configuração dos tirantes.....	43
5.2.1. Resultados em termos de esforços.....	46

5.3. Deformações verticais.....	48
5.4. Análise de robustez.....	49
5.5. Discussão de resultados.....	52
Capítulo 6 - Conclusões finais	55

Lista de Figuras

Figura 1 - Ponte com tirantes.....	1
Figura 2 - Ponte D.Maria Pia	2
Figura 3 - Ponte Mungsten.....	3
Figura 4 - Ponte Nanpanjiang, estrutura metálica em CFST China	4
Figura 5 - Sistema cooperativo da Ponte Putrajaya	5
Figura 6 - Ponte Lianxiang.....	5
Figura 7 - Ponte Qinglong	7
Figura 8 - Perfil longitudinal ponte Qinglong	8
Figura 9 - Secção transversal na zona da base do arco	8
Figura 10 - Secção transversal do arco na zona de topo.....	9
Figura 11- Secção transversal tabuleiro	9
Figura 12 - Esquemas de cargas para a obtenção da forma anti-funicular.	11
Figura 13 - Modelo 2D da ponte de arco “convencional”.	11
Figura 14 - Modelo LM-71	12
Figura 15 - Esquema de cargas aplicadas considerando os valores característicos das cargas. 12	
Figura 16 - Deslocamentos verticais máximos	14
Figura 17 - Configuração deformada do tabuleiro para a combinação de ações do modelo de carga LM71 e a variação da temperatura.....	15
Figura 18 - Deformação do arco.....	17
Figura 19 - Ponte de arco Flexível com tirantes.	18
Figura 20 - Secção Ponte de arco flexível.	19
Figura 21 - Secção transversal Ponte de arco flexível.....	19
Figura 22 - Exemplo de ponte otimizada, neste caso Ponte flexível - Com tirantes.....	22
Figura 23 - Flexão composta, betão C50/60 MPa.	24
Figura 24 - Flexão composta, betão C 70/85 MPa.	24
Figura 25 - Flexão composta, betão 90/105 MPa.....	25
Figura 26 - Deslocamentos verticais da ponte com arco anti-funicular.	26
Figura 27 - Análise dinâmica.....	30
Figura 28 - 1º Modo de vibração.....	32
Figura 29 - 2º Modo de vibração.....	33
Figura 30 - 3º Modo de vibração.....	33
Figura 31 - Aplicação do modelo HSML-A	35
Figura 32 - Variação da força nodal devido a passagem da rolante Pk.....	36
Figura 33 - Parâmetros escolhidos para a Time History Analysis.	37
Figura 34 - Aceleração vertical, velocidade de 200 km/h.	38
Figura 35 - Aceleração vertical, velocidade de 300 km/h.	38
Figura 36 - Aceleração vertical, velocidade de 350 km/h.	39
Figura 37 - Aceleração vertical, velocidade de 420 km/h.	39

Figura 38 - Aceleração vertical máxima do tabuleiro em função da velocidade do comboio. .	40
Figura 39 - Solução proposta ponte flexível com tirantes, forma 1.	44
Figura 40 - Tirantes adiantados forma 2.	44
Figura 41 - Tirantes verticais, forma 3.	45
Figura 42 - Variação dos esforços de flexão no arco em função da área de secção dos tirantes para as três configurações - 7000 kN.	46
Figura 43 - Variação dos esforços de flexão no arco em função da área de secção dos tirantes para as três configurações - 10000 kN.	46
Figura 44 - Variação dos esforços axiais no arco em função da área de secção dos tirantes para as três configurações - 7000 kN.	47
Figura 45 - Variação dos esforços axiais no arco em função da área de secção dos tirantes para as três configurações - 10000 kN.	47
Figura 46 - Deslocamentos verticais em função da área dos tirantes para as três formas - 7000 kN.	48
Figura 47 - Deslocamentos verticais em função da área dos tirantes para as três formas- 10000 kN.	48
Figura 48 - Hipótese A, quatro cabos de um dos lados.	50
Figura 49 - Hipótese B, dois cabos de um dos lados.	50
Figura 50 - Deformação vertical, considerando o peso próprio.	51
Figura 51 - Deformação vertical, utilizando o modelo de carga lm 71.	52

Lista de Tabelas

Tabela 1 - Segmentos arco Ponte Qinglong.	9
Tabela 2 - Característica secção transversal tabuleiro.	9
Tabela 3 - Características dos pilares.	9
Tabela 4 - Momentos fletores solução “convencional”.	13
Tabela 5 - Esforço axial solução “convencional”.	13
Tabela 6 - Deformações verticais.	15
Tabela 7 - Características pré dimensionamento tirantes.	19
Tabela 8 - Inclinação tirantes.	20
Tabela 9 - Características do arco das soluções analisadas.	20
Tabela 10 - Força do vento na estrutura.	21
Tabela 11 - Momentos fletores na secção da base do arco para diferentes soluções.	22
Tabela 12 - Esforços axiais na secção da base do arco para as diferentes soluções.	23
Tabela 13 - Valores característicos betão C50/60	23
Tabela 14 - Valores característicos aço A500	24
Tabela 15 - Deslocamentos verticais máximos, pontes com forma anti-funicular.	26
Tabela 16 - Níveis indicativos de conforto	29
Tabela 17 - Percentagem de amortecimento	31
Tabela 18 - Modos de vibração, Ponte flexível com tirantes.	32
Tabela 19 - Modelos de carga HSML-A.....	35
Tabela 20 - Frequências naturais transversais da ponte Yachi(China).	40
Tabela 21 - Áreas seções transversais tirantes.	45
Tabela 22 - Deslocamentos verticais Forma 1, 7000 kN.	49
Tabela 23 - Deslocamentos verticais Forma 1, 10000 kN.	49
Tabela 24 - Momentos fletores.	51
Tabela 25 - Esforço axial.	51
Tabela 26 - Deformações verticais.	52

Lista de Acrónimos

UBI - Universidade da Beira Interior

API - Application Programming Interface

LM-71 - Load model - 71

HSML - High speed model load

DECA - Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura

CFST - Concrete filled steel tubular

Lista de Simbologia

I_y m⁴ - Inércia relativa ao eixo y

I_z m⁴ - Inércia relativa ao eixo z

Kn/m - Kilonewton por metro

MPa - Megapascal

GPa - Gigapascal

m² - metro quadrado

$\gamma_{Gj,sup}$ - Coeficiente parcial superior

$G_{Kj,suo}$ - Valor característico das ações permanentes

$Q_{K,1}$ - Valor característico da carga concentrada ou da carga distribuída

Ψ_0 - Fator de redução para a combinação variáveis de ações

MNm - Meganewton metro

Δ_v - Deflexão vertical

ΔQ_k - Deformação vertical devido ao modelo de carga

T_k - Deformação vertical devido à componente térmica

$F_{W,k}$ - Força característica do vento

M_y - Momento fletor relativo ao eixo Y

M_z - Momento fletor relativo ao eixo Z

N_{min} - Esforço axial mínimo

N_{max} - Esforço axial máximo

F_{ck} - Tensão característica de rotura do betão à compressão

F_{cd} - Tensão de rotura do betão à compressão

F_{ctm} - Tensão de rotura do betão à tração

$E_{c,28}$ - Módulo de elasticidade do betão

γ_c - Coeficiente parcial de segurança relativa ao aço

F_{yk} - Tensão característica de cedência do aço

F_{yd} - Tensão de cedência do aço

E_s - Elasticidade do aço

γ_s - Coeficiente parcial de segurança relativa ao aço

γ_{bt} - Valor recomendado para a aceleração vertical para vias balastradas

γ_{df} - Valor recomendado para a aceleração vertical para vias não balastradas

B_v - Aceleração vertical

Φ_3 - Fator dinâmico

L_ϕ - Distância determinante

δ - Limite inferior de amortecimento

Hz - Hertz

Capítulo 1 - Introdução

1.1. Objetivo e solução proposta desta dissertação

O objetivo desta dissertação é a conceção e análise estrutural de uma ponte em arco de betão armado com um vão de 445 metros para fins ferroviários, em que o arco é flexível e o tabuleiro fino, contrariamente ao que normalmente acontece em pontes convencionais com o mesmo tipo de utilização. A solução proposta é baseada em [1], em que a redução da rigidez do arco e do tabuleiro é compensada através de tirantes pré-esforçados ligados ao arco e ancorados inferiormente a este (Figura 1). A solução desenvolvida em [1] destina-se a pontes rodoviárias, aplicando-se na presente dissertação em pontes ferroviárias de grande vão e utilizando betão armado.

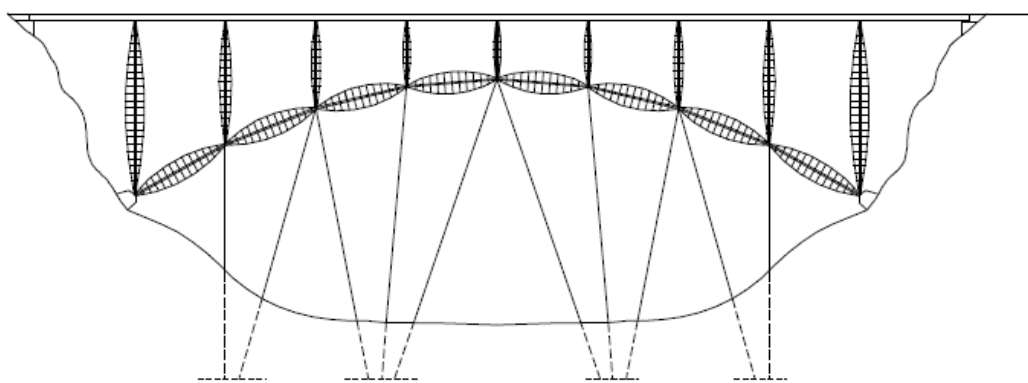


Figura 1 - Ponte com tirantes, (adaptado de [1]).

Na presente dissertação considerou-se como solução de referência a ponte Qinglong [2], construída em 2015 na China. Essa ponte corresponde a uma ponte de betão armado com um vão de 445 metros e flecha de 99 metros, com características descritas na secção 2.2, assim como a sua análise estrutural. A metodologia seguida corresponde a adaptar a solução com adição de rigidez na forma de tirantes pré-esforçados às condições orográficas da ponte Qinglong, considerando vão e flecha similares. Na solução proposta pretende-se uma redução de cerca de 50% do volume de betão utilizado no arco, mantendo a secção do tabuleiro e garantindo que são observadas as disposições regulamentares de segurança estrutural e de utilização. Para tal, foi realizada a análise estática e a análise dinâmica da solução proposta, comparando-se os resultados com a solução convencional considerada como referência. Adicionalmente é descrito procedimento de obtenção de forma do arco, com comparação do comportamento estrutural relativamente a formas de parábola e catenária.

Tendo como objetivo uma análise mais abrangente do tipo de solução proposta, é realizada uma análise paramétrica, analisando-se os efeitos da inclinação dos tirantes e a área de secção dos mesmos, para a rigidez resultante neste tipo de soluções.

1.2. Estado de arte

Nos últimos dois séculos a concepção de pontes ferroviárias tem tido as mais diversas formas. As primeiras pontes a serem construídas, para fins ferroviários, eram feitas em pedra com arcos de vão curto. Um exemplo é o Göltzsch Viaduct (1846) [3]. Este viaduto é composto por 98 arcos distribuídos por 4 níveis, em que o maior vão dos arcos é de 23 metros. Com a utilização industrial de materiais metálicos, como o ferro, começaram a construir-se pontes com vãos maiores, como por exemplo a ponte D.Maria Pia (1877) [4]. Esta ponte na cidade do Porto, Figura 2, tem um vão de 160 m e o peso de 1600 toneladas. Essa ponte foi projetada em 1875 por Gustave Eiffel e Théophile Seyrig, tendo um arco feito em ferro forjado duplamente rotulado com uma flecha de 42,935 m. Dois anos mais tarde Gustave Eiffel, projetou uma ponte em tudo idêntica à ponte D.Maria Pia, o viaduto ferroviário de Garabit em Saint Flour(França). Este viaduto tem um vão de 165 m, 51,9 metros de flecha e um peso de 3250 toneladas.

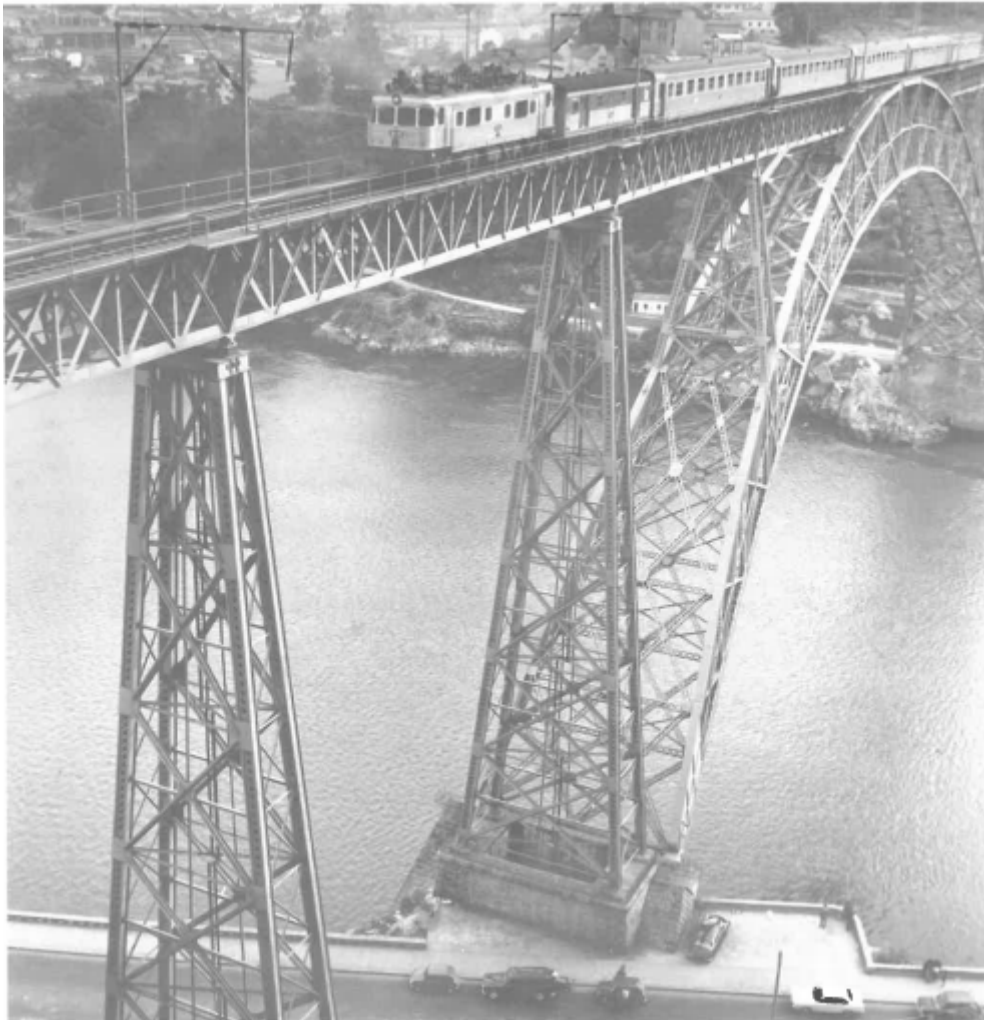


Figura 2 - Ponte D.Maria Pia [4].

Adicionalmente pode referir-se a ponte Mungsten [4] (Figura 3), na Alemanha, ainda em funcionamento, passando por ela diariamente cerca de 120 comboios regionais de tração diesel assim como 4 comboios de mercadorias. Esta ponte foi construída em 1897, dispondo de um

arco metálico de 170 metros e uma altura de 107 metros, tendo sido empregues cerca de 5000 toneladas de aço na sua construção.



Figura 3 - Ponte Mungsten, (adaptado de [4]).

Nos últimos anos as pontes em arco com utilização ferroviária têm tido um significativo desenvolvimento, especialmente na China. Como exemplos, para além da ponte Qinglong, referida na secção 1.1, refere-se a ponte Yachi [5], com um arco de 436 m de vão no qual se encontra suspenso o tabuleiro. A solução em causa é um arco "treliçado" em parte do desenvolvimento e com banzos betonados. Nos troços próximos dos encontros, a secção é totalmente betonada. Outro exemplo, é a ponte Nujiang [6], com um vão de 490 m, com estrutura totalmente em aço. O arco treliçado tem uma largura constante de cerca de 32,5 metros e uma altura de 16 metros.

No que se refere a pontes de betão armado, o desenvolvimento de soluções de tubos preenchidos de betão (CFST - Concrete filled steel tubular) [7] permitiu importantes avanços na construção de pontes em arco de grande vão. Conforme [7], esse tipo de solução permite reduzir de forma significativa o consumo de aço na estrutura de suporte da construção do arco, tornando esse tipo de soluções globalmente mais económicas e eficientes. A solução proposta na presente dissertação implica um processo construtivo similar, tal como foi utilizado na ponte de referência, Ponte Qinglong [2], existindo o benefício adicional da redução do volume e peso do betão.



Figura 4 - Ponte Nanpanjiang, estrutura metálica em CFST China, (adaptado de [8]).

Para além das construções recentes de soluções em arco "convencional" de grande vão, existem exemplos de soluções com sistemas cooperativos [9], ou seja, resultantes da associação de dois tipos básicos de sistema estrutural, por exemplo, arco e sistema de tirantes. A ponte Putrajaya, construída em 2002 na Malásia [10] e a ponte Lianxiang construída na China em 2007, são exemplo desse tipo de soluções. O primeiro caso, com um vão de 300 metros associa um arco a um sistema de tirantes (Figura 5), ligados ao tabuleiro. No segundo caso, com um vão de 400 metros, o sistema de tirantes é ligado superiormente ao arco, que suspende o tabuleiro (Figura 6). A diferença do modo de ligação entre os dois sistemas constitui um aspeto relevante no modo como a repartição de cargas é feita e como a mesma é dependente das variações de temperatura [11]. No caso da ponte Putrajaya, sem operações de pré-esforço após a construção a repartição das cargas permanentes seria de cerca de 92% para o sistema de tirantes e apenas 8% para o arco [11]. Por outro lado, essa repartição de cargas é fortemente dependente de variações de temperatura. Conforme [11], esse fato levou à adoção de uma pintura de modo a reduzir a suscetibilidade a efeitos de variação de temperaturas. No caso da solução proposta na presente dissertação (Figura 1), e no caso da ponte Lianxiang (Figura 6), o problema não se coloca uma vez que os tirantes surgem ligados ao arco, assim como o tabuleiro. A elevada rigidez do axial do arco faz com que seja este o elemento responsável pela transferência de cargas permanentes, funcionando também como elemento de ancoragem dos tirantes.



Figura 5 - Sistema cooperativo da Ponte Putrajaya, (adaptado de [12]).



Figura 6 - Ponte Lianxiang, (adaptado de [13]).

Capítulo 2- Estudo de uma solução “convencional”

2.1. Descrição da solução

Neste capítulo estuda-se uma solução "convencional" de ponte ferroviária em arco de betão armado. Tendo em vista a comparação com a solução proposta com tirantes adicionados (Figura 1) apresenta-se a análise estrutural para as combinações de ações regulamentares, conforme a EN 1991-2(2003) [14] e a EN 1990 - anexo 2 [15], com verificação da segurança estrutural e das disposições regulamentares relativas a deformações em serviço.

No caso da ponte em causa, o arco tem a forma de catenária [2], fazendo-se uma comparação de esforços e de deformações com a forma parabólica e para o anti-funicular das cargas permanentes.

2.2. Descrição e análise da solução de referência

A ponte Qinglong tem um arco de 445 m de vão e flecha de 100 m, encontrando-se a uma cota de 295 m em relação ao nível do rio Beipan, que atravessa. A estrutura do arco é composta por um arco de betão armado (Figura 7) construída com recurso a um esqueleto do tipo CFST [7]. A ponte tem duas vias de circulação, com uma velocidade máxima permitida de 250 km/h.



Figura 7 - Ponte Qinglong, (adaptado de [2]).

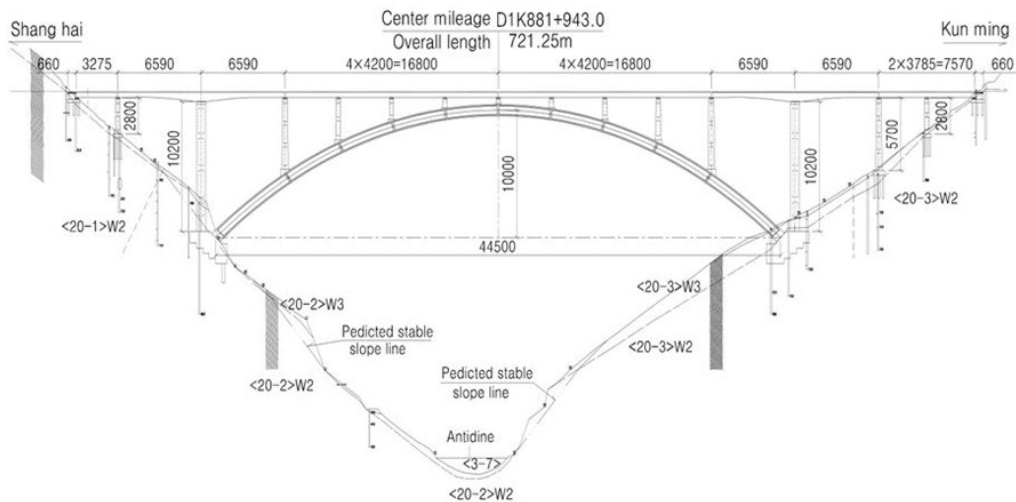


Figura 8 - Perfil longitudinal ponte Qinglong, (adaptado de [2]).

O arco em betão armado tem altura de 8,5 m e largura variável entre 28 m nas zonas de apoio e 18 m na secção de cota máxima. Devido ao fato da ponte Qinglong ter uma secção transversal variável desde a base até ao topo, conforme se constata pelas figuras 9 e 10, a inércia, área e peso foram modeladas segmento a segmento. A Tabela 1 contém as propriedades geométrica das secções do arco junto dos apoios do arco e na zona de cota máxima. As restantes características das secções intermédias podem ser consultadas no anexo F.

O arco suporta o tabuleiro através de pilares de betão armado, com as propriedades descritas na Tabela 3. A estrutura do tabuleiro corresponde a uma viga contínua em betão pré-esforçado, com secção transversal conforme a Figura 11.

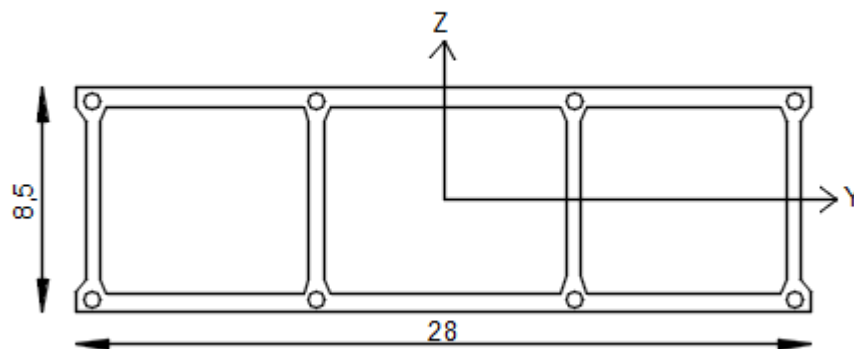


Figura 9 - Secção transversal na zona da base do arco, (adaptado de [2]).

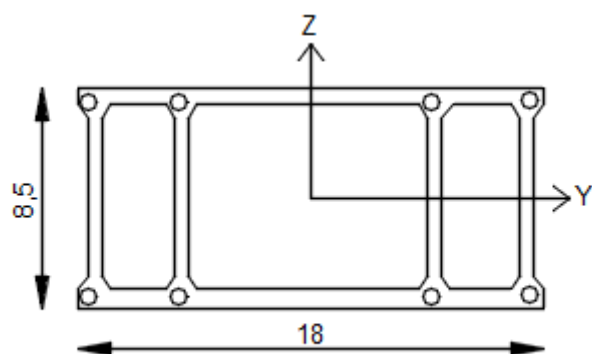


Figura 10 - Secção transversal do arco na zona de topo, (adaptado de [2]).

Ponte Base	Área m ²	Peso kN/m	I_y -m ⁴	I_z -m ⁴
Segmento 1 (Zona da Base)	57,4	1434,3	684,8	4356,2
Segmento 2 (Zona de topo)	40,5	1013	459,6	1442,9

Tabela 1 - Segmentos arco Ponte Qinglong.

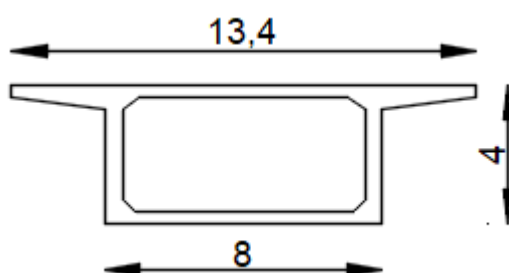


Figura 11- Secção transversal tabuleiro, (adaptado de [2]).

Tabuleiro	Área m ²	Peso kN/m	Inercia I_y -m ⁴	Inercia I_z -m ⁴
Segmento	12,1	300	28,9	158,1

Tabela 2 - Característica secção transversal tabuleiro.

Pilar	Área m ²	Peso kN/m	Inercia I_y -m ⁴	Inercia I_z -m ⁴
Segmento	20,1	296,6	8,9	8,9

Tabela 3 - Características dos pilares.

2.3. Estudo do efeito da forma do arco

Conforme [2], o arco da ponte em análise tem a forma de uma catenária. Na presente secção estuda-se o efeito da forma do arco nos esforços e nas deformações, com comparação com a forma anti-funicular e com a forma parabólica. A forma parabólica é obtida através da equação (1), com uma flecha de 100 m e vão de 445 m.

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot x}{L^2} * (f - x) \quad (1)$$

A forma catenária não é para a ponte em análise o anti-funicular das cargas, tendo em consideração as cargas concentradas aplicadas pelos pilares e que correspondem aos esforços transferidos entre o arco e o tabuleiro. A equação (2) é a equação considerada para a curva catenária, em que “a” é igual a 264,4, o que resulta na flecha máxima de 99 m.

$$Y = \frac{a}{2} * (e^{\frac{x}{a}} + e^{-\frac{x}{a}}) \quad (2)$$

A obtenção da forma anti-funicular resultou de um processo iterativo de otimização, fazendo variar apenas as cotas do arco, até ao valor mínimo dos esforços de flexão e das deformações. A forma do arco foi obtida com a consideração do arco axialmente indeformável. Essa opção deve-se ao facto da deformabilidade axial do arco ser menos dependente da sua forma e cuja consideração dificulta a sua obtenção. A forma do arco para cada iteração resulta da forma da iteração anterior somada dos deslocamentos verticais dos nós do arco, partindo da forma parabólica. O procedimento é convergente para uma forma quase anti-funicular, uma vez que existe um decréscimo sucessivo das deformações de flexão associados ao aumento eficiente da rigidez axial do arco. O processo recorreu a uma função programada em Visual Basic (Anexo G), através do Microsoft Excel®, ligada ao programa de análise estrutural Robot structural 2019® [17]. O visual Basic liga-se ao programa Robot structural 2019, através de uma API (Interface de programação de aplicativos) isto é, uma função que permite que um programa seja alterado por um programa exterior. A estrutura é calculada automaticamente, assim como são atualizados os nós do arco, em função dos deslocamentos obtidos. As iterações podem ser feitas com um modelo integral e 3D da ponte, sendo possível considerar entre iterações a variação do peso dos pilares e da inclinação dos tirantes, no caso da ponte similar à Figura 1.

A solução converge de forma mais rápida se for considerado um arco de reduzida rigidez de flexão. Assim, de modo a evitar problema numéricos associados à encurvadura do arco, as cargas são consideradas no sentido ascendente (Figura 12), o que implica ter um arco sujeito a esforços de tração. As coordenadas do arco obtido constam no Anexo C.

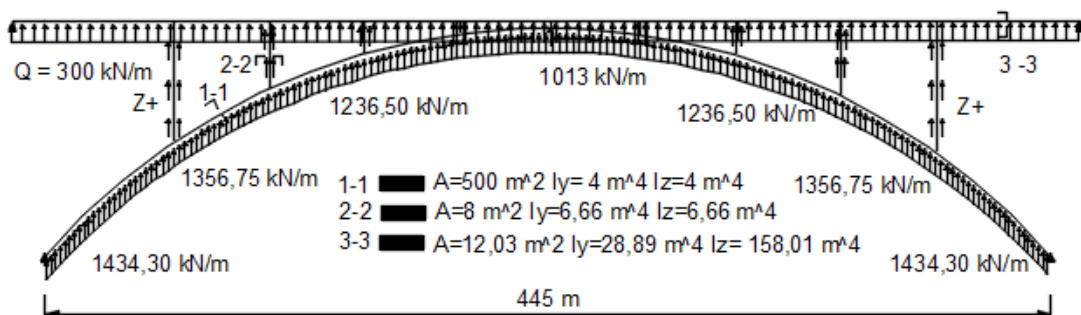


Figura 12 - Esquemas de cargas para a obtenção da forma anti-funcular.

2.4. Modelação estrutural

A solução de ponte de arco "convencional" de referência foi analisada através do programa de cálculo estrutural Robot 2019 [17], tendo-se utilizado um modelo bidimensional (Figura 13), com apoios encastrados no arco e apoios duplos no tabuleiro. O betão do arco e do tabuleiro foi modelado com um módulo de elasticidade 31 GPa e peso volúmico 25 kN/m³.

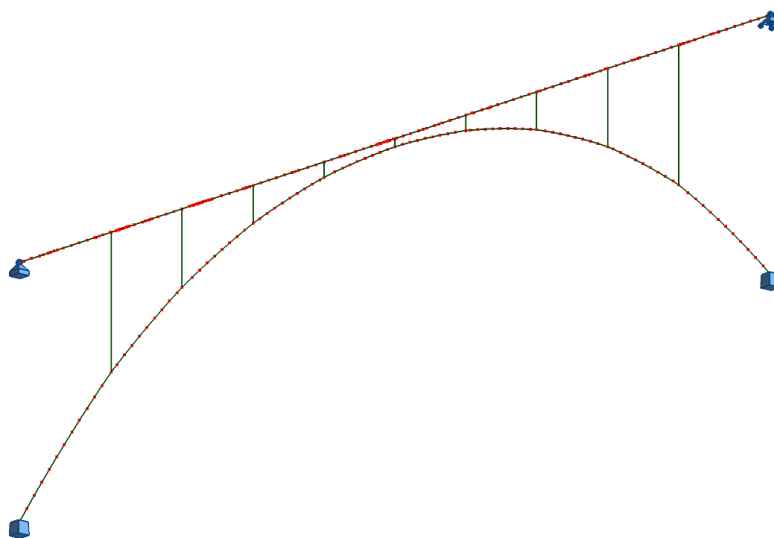


Figura 13 - Modelo 2D da ponte de arco "convencional".

A análise efetuada foi estática, tendo-se considerado o modelo de carga LM71 (Figura 14) [15] colocado nas posições mais desfavoráveis (Figura 15) e considerando duas vias solicitadas simultaneamente.

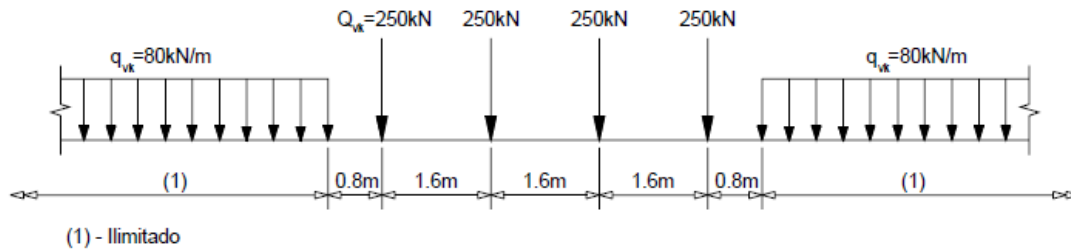


Figura 14 - Modelo LM-71, (adaptado de [15]).

Para além da ação relativa à carga do comboio foi considerada uma variação de temperatura, no caso correspondente a um arrefecimento global de -35°C , pretendendo-se simular um cenário bastante exigente, tendo em consideração que este tipo de pontes é adequado para zonas montanhosas, conforme [2]. Relativamente às cargas permanentes, considerou-se o peso próprio da estrutura da ponte e uma camada de balastro correspondente a 100 kN/m . A Figura 15 esquematiza as cargas consideradas na análise estática.

2.4.1. Combinações de ações

As combinações de ações em Estados limite últimos (ULS) consideraram as cargas aplicadas na estrutura e a variação de temperatura, de acordo com EN1990 - Anexo 2. A combinação de carga ULS 1 considera as cargas permanentes e o modelo de carga LM-71 e a combinação de carga ULS 2 considera as cargas anteriores e a variação de temperatura.

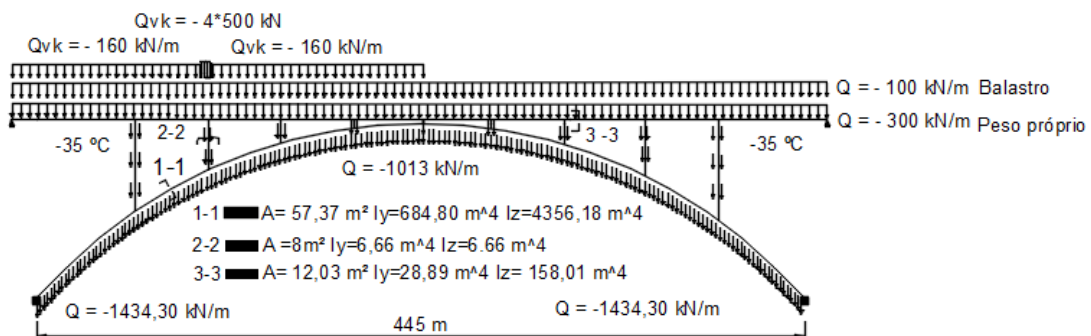


Figura 15 - Esquema de cargas aplicadas considerando os valores característicos das cargas.

- ULS 1 (Estado Limite último 1)

$$S_d = \gamma_{Gj,sup} G_{Kj,sup} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (3)$$

$$S_d = 1,5 * G_k + 1,45 * Q_k \quad (4)$$

- ULS 2 (Estado limite último 2)

$$S_d = \gamma_{Gj,sup} G_{Kj,sup} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} T_{k,i} \quad (5)$$

$$S_d = 1,5G_{Kj,sup} + 1,45Q_{k,1} + 1,45 * 0,6 * T_{k,i} \quad (6)$$

$G_{Kj,sup}$ – Cargas Permanentes

$Q_{k,1}$ – Modelo de carga Lm 71

$T_{k,i}$ – Temperatura

ψ_0 – Valores recomendados para vias férreas

$\gamma_{Gj,sup}$ – valores recomendados

2.4.2. Resultados da análise estática

A Tabela 4 contém os esforços nas secções do arco para o peso próprio e as combinações em estados limite últimos, definidas acima para as três formas analisadas para o arco. A Tabela 5, contém os esforços axiais.

Momentos fletores			
Forma do arco	Peso próprio [MNm]	ULS 1 [MNm]	ULS 2 [MNm]
Parábola	1681	2430	2969
Catenária	1649	2488	3018
Anti funicular	100	730	1113

Tabela 4 - Momentos fletores solução “convencional”.

Esforço axial			
Forma do arco	Peso próprio [MN]	ULS 1 [MN]	ULS 2 [MN]
Parábola	577	815	808
Catenária	547	858	846
Anti funicular	558	802	798

Tabela 5 - Esforço axial solução “convencional”.

As cargas transferidas para o arco pelos pilares, de forma concentrada, implicam um acréscimo significativo dos esforços de flexão para as formas parabólica e catenária, comparativamente à forma anti-funicular. Os momentos fletores associados às cargas permanentes são nesse caso devidos às deformações axiais do arco.

No que diz respeito ao esforço axial, observa-se que a forma anti funicular do arco é a que tem o esforço axial menor.

As deformações verticais no tabuleiro da ponte foram determinadas para as combinações das ações abaixo definidas. No caso, foi considerada a combinação de ações com o modelo de carga LM71 e a variação de temperatura. Conforme a EN 1990 - Anexo 2 [16], a verificação das deformações tendo em vista a verificação de critérios de conforto é feita considerando apenas uma via carregada:

$$\delta_v = 0,5\Delta Q_k + 0,6T_k \quad (7)$$

Em que:

ΔQ_k - Carga variável

T_k - Temperatura

Tendo em conta que a análise é preliminar considera-se para verificação do critério de conforto o gráfico da Figura 16 que indica limites de deformações para um muito bom nível de conforto, em função do vão e da velocidade do comboio. Considerou-se uma velocidade de 300 km/h e um valor L correspondente a metade do vão do arco, ou seja 222,5 metros, o que corresponde a um deslocamento máximo possível de $L/\delta = 1200$. A Figura 17, contém a configuração deformada do tabuleiro para as três formas consideradas para o arco e os valores de deslocamento máximo surgem na Tabela 6. De acordo com os valores obtidos verifica-se que o efeito da temperatura é bastante condicionante, implicando um significativo agravamento de deformações, em relação à sobrecarga devido aos comboios.

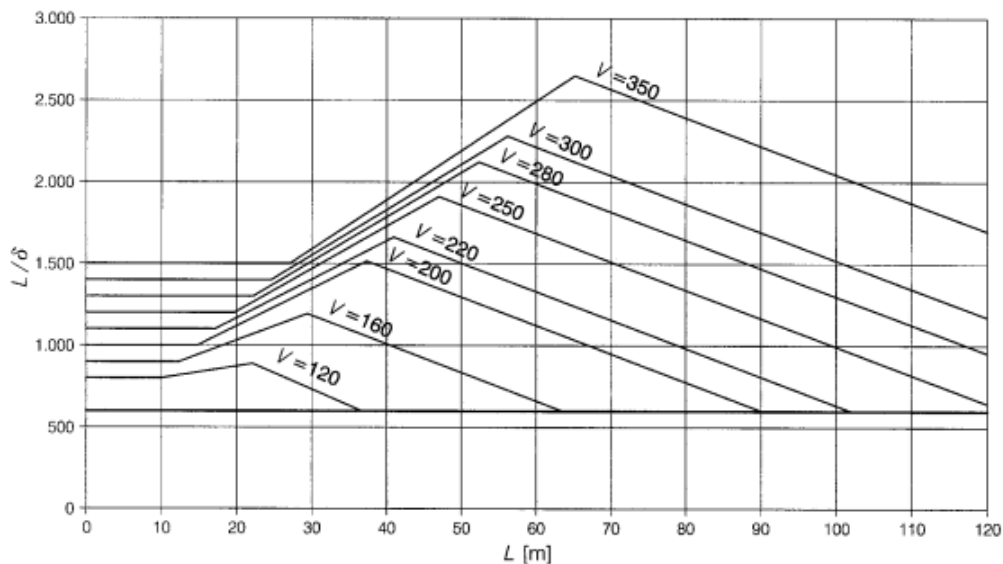


Figura 16 - Deslocamentos verticais máximos, (adaptado de [12]).

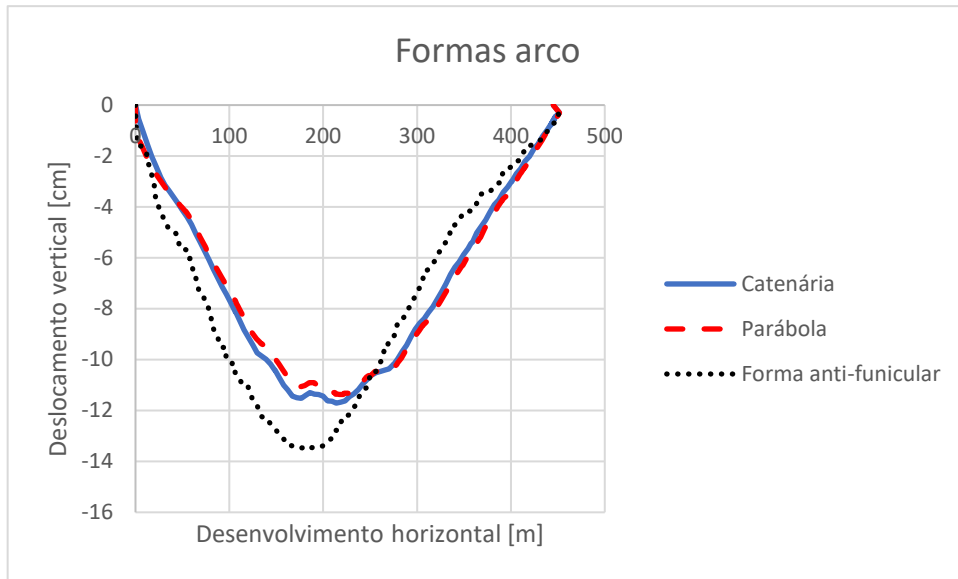


Figura 17 - Configuração deformada do tabuleiro para a combinação de ações do modelo de carga LM71 e a variação da temperatura.

Forma do arco	Lm-71 [cm]	Temperatura [cm]	$0,5\Delta Q_k$ "+" $0,6T_k$ [cm]	L/ δ
Catenária	2	17,5	12,5	1780
Parábola	0,4	18,6	11,56	1925
Otimizada	5	18,3	13,48	1650

Tabela 6 - Deformações verticais.

2.5. Discussão de resultados

A análise da ponte Qinglong servirá como referência para a solução proposta na presente dissertação (Figura 1). A elevada rigidez do arco permite níveis reduzidos de deformação o que proporciona elevados níveis de conforto, mesmo para comboios de alta velocidade. Essa rigidez implica esforços de flexão elevados, tendo o arco o papel fundamental no equilíbrio dos carregamentos assimétricos.

A forma do arco tem influência no comportamento da estrutura, em especial nos esforços de flexão associados às cargas permanentes. Note-se que a forma anti-funicular para esse carregamento implica redução significativa dos esforços que lhe estão associados. No entanto, para os carregamentos assimétricos, para os quais nenhuma das formas é anti-funicular, é a forma de parabólica que tem menores deformações. Tal resultado sugere um procedimento de otimização que permita minorar deformações sem aumento dos esforços, considerando não só as cargas permanentes, mas também as sobrecargas.

Capítulo 3 - Solução de arco flexível e tabuleiro fino

3.1. Enquadramento

Em pontes de arco flexível, a rigidez pode ser considerada no tabuleiro ou, conforme a solução proposta, através de tirantes pré-esforçados. Conforme [18], a primeira hipótese é adequada para pontes de vão reduzido, revelando-se menos apropriada para pontes de grande vão, por resultarem dimensões do tabuleiro relativamente desproporcionadas. A adição de tirantes pré-esforçados permite adicionar rigidez de forma leve, podendo considerar-se como "pilares invisíveis" [1], tendo em consideração a relação entre a quantidade de carga que transferem e a área de secção transversal. Um dos principais problemas dos arcos são as cargas assimétricas, principalmente nos arcos flexíveis. Conforme se ilustra na Figura 18, na presença de uma carga assimétrica o arco tende a deformar-se dessa forma. Os tirantes vão funcionar à tração e compressão, transferindo parte das cargas assimétricas aplicadas no tabuleiro e controlando as deformações globais do arco. Os tirantes comprimidos podem ter a tendência a ficarem frouxos, sendo importante na fase de projeto garantir que o pré-esforço aplicado garanta um estado de tração permanente nos tirantes, independentemente da assimetria das cargas. Quando as cargas não forem assimétricas, não existe problema, os tirantes vão estar a comprimir o arco, criando assim, um estado permanente de compressão.

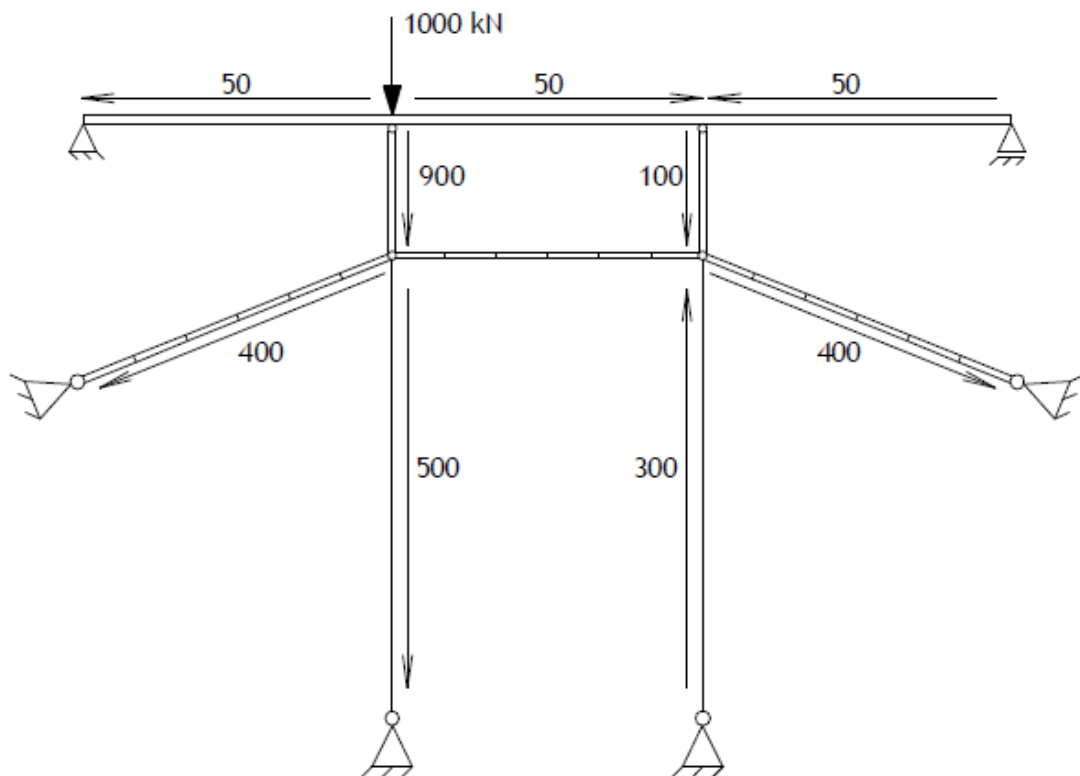


Figura 18 - Deformação do arco, (adaptado de [1]).

3.2. Descrição da solução proposta

A adição de tirantes pré-esforçados à estrutura da ponte para conferir rigidez é tanto mais eficiente quanto mais flexível for o arco. Esse facto é analisado nesta dissertação comparando-se o efeito da adição de tirantes a uma ponte com o arco rígido, como é o caso da ponte Qinglong, e, a uma ponte com o arco mais flexível. Em todos os casos analisados considerou-se a forma do arco anti-funicular, obtida conforme a descrição do subcapítulo 2.3.

A disposição dos tirantes (Figura 19) foi escolhida em função da orografia do local de implantação da ponte de Qinglong (Figura 7), tendo-se procurado uma configuração que não fosse a mais favorável em termos de inclinação dos tirantes. Por outro lado, considerou-se uma disposição assimétrica para estes.

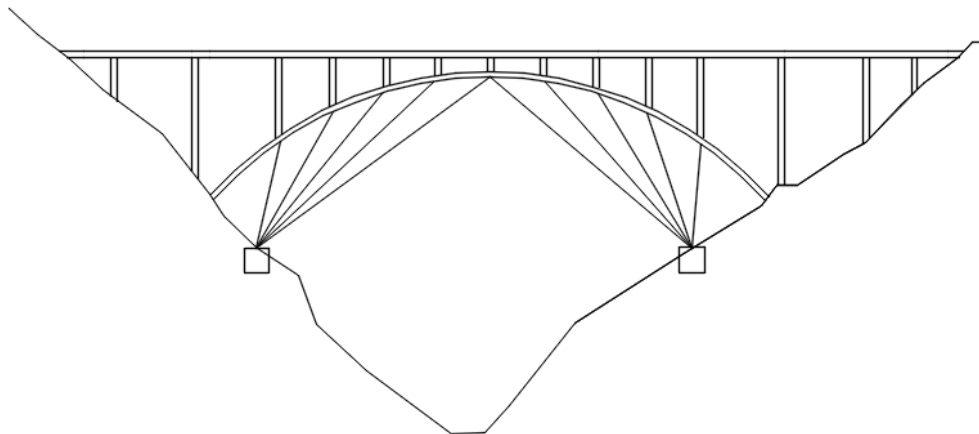


Figura 19 - Ponte de arco Flexível com tirantes.

3.3. Características da ponte flexível

A solução da ponte flexível apresenta as mesmas características da ponte Qinglong à exceção do arco que é composto por 2 secções, cada uma com secção quadrada de dimensões exteriores de 5*5 m (Figura 20). Relativamente ao espaçamento transversal das secções optou-se por cerca de 30 metros na zona da Base e por cerca de 15 metros na zona de topo. A largura elevada e variável justifica-se com o objetivo de conferir rigidez e estabilidade lateral à estrutura.

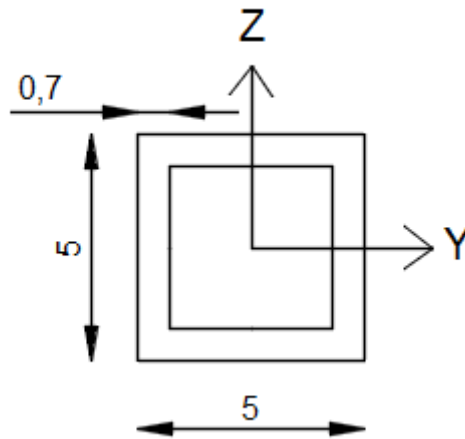


Figura 20 - Secção Ponte de arco flexível.

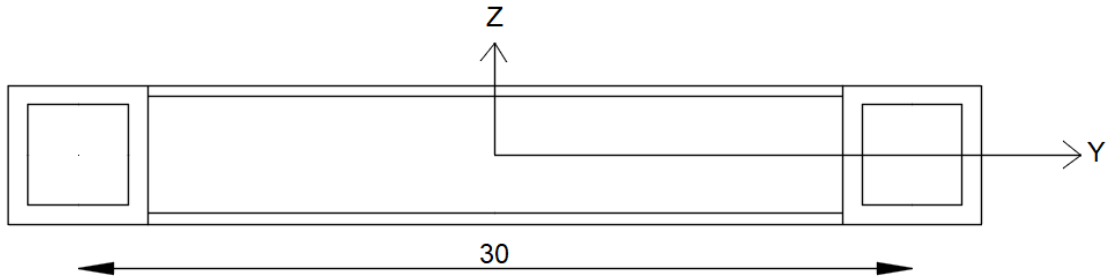


Figura 21 - Secção transversal Ponte de arco flexível.

3.3.1. Dimensionamento dos tirantes

A área de secção dos tirantes foi determinada de forma iterativa, tendo por base, o controlo de deformações da ponte visando o nível de conforto pretendido para os passageiros. A força de pré-esforço considerou-se igual para todos os tirantes e permite ter os tirantes tracionados para todos os cenários de carga considerados. A Tabela 7, contém a área de secção transversal e a força de pré-esforço. A Tabela 8 contém as inclinações dos tirantes, numerados da esquerda para a direita (visto de frente), de acordo com a Figura 22. O tirante mais comprido tem um comprimento de 236 metros e o mais curto de 83 metros.

Pré dimensionamento Tirante	
Área [m ²]	0,03
Pré-esforço aplicado [KN]	7000

Tabela 7 - Características pré dimensionamento tirantes.

Inclinação dos tirantes (graus)	
Tirante 1	12,18
Tirante 2	28,77
Tirante 3	37,82
Tirante 4	44,07
Tirante 5	49,02
Tirante 6	47,55
Tirante 7	40,81
Tirante 8	31,26
Tirante 9	17,91
Tirante 10	3,47

Tabela 8 - Inclinação tirantes.

A Tabela 9 contém as características do arco para as diferentes soluções analisadas.

	Ponte de arco Rígido - Tirantes 0,03 m ² *	Ponte de arco Flexível - Tirantes 0,03 m ²
Área [m ²]	57,37	24,08
Base [m]	28	5**
Altura [m]	8,5	5**
Inércia y [m ⁴]	684,8	76,2
Inércia Z [m ⁴]	4356,16	3250
Área de Aço [cm ²]	4400	4400
Área da secção transversal de cada tirante [m ²]	0,03	0,03
Pré-Esforço em cada tirante [kN]	7000	7000

Tabela 9 - Características do arco das soluções analisadas.

Notas:

* - A Área da secção da ponte rígida apresentada é a do segmento 1, tendo área variável até ao topo.

** - As características apresentadas dizem respeito a um arco.

3.4. Análise estrutural

A solução proposta, com arco flexível e tirantes adicionais, foi analisada através de um modelo tridimensional (Figura 22), recorrendo-se ao método de Newton-Raphson para consideração de não-linearidades geométricas, nomeadamente o efeito da rigidez dos tirantes. As coordenadas do arco anti-funicular constam no Anexo F.

Para além das combinações referidas na secção 2.4.1, foi considerada a combinação ULS 3 com a ação do vento. A determinação da ação regulamentar devida ao vento surge descrita no Anexo I. Na Tabela 10, constam os valores resultantes nos pilares, tabuleiro e arco.

- ULS 3 (Estado limite último 3)

$$S_d = \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} T_{k,i} + \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} F_{w,k} \quad (8)$$

$$S_d = 1,5G_{kj,sup} + 1,45Q_{k,1} + 1,45 * 0,6 * T_{k,i} + 1,45 * 0,6 * F_{w,k} \quad (9)$$

O cálculo do vento foi feito de acordo com a norma EN 1991-1-4 [14], tendo-se obtido os resultados da Tabela 10.

Segmento	Força kN/m
Pilar	9,83
Tabuleiro	15,93
Arco	24,1

Tabela 10 - Força do vento na estrutura.

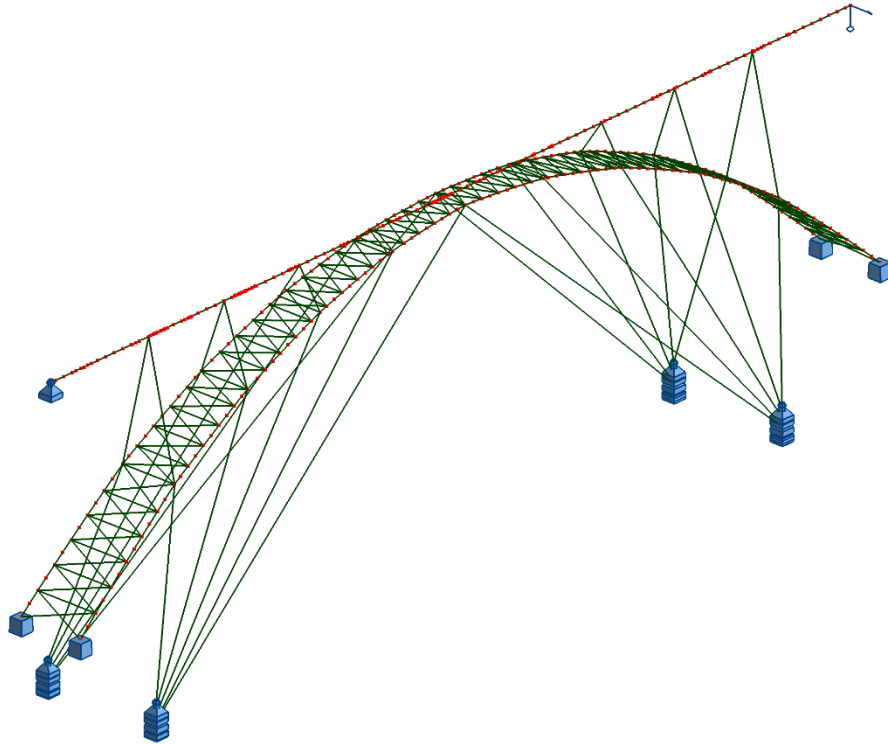


Figura 22 - Exemplo de ponte otimizada, neste caso Ponte flexível - Com tirantes.

As tabelas 11 e 12 contêm os esforços máximos no arco, nomeadamente, esforço axial e momento fletor.

Momentos fletores [MNm]				
Caso	Peso próprio (My)	ULS 1 (My)	ULS 2 (My)	ULS 3 (My/Mz)
Ponte de arco rígido	100	730	1113	
Ponte de arco rígido com tirantes	61	567	939	
Ponte de arco flexível	39	500	368	
Ponte de arco flexível com tirantes	27	186	227	267/177

Tabela 11 - Momentos fletores na secção da base do arco para diferentes soluções.

Esforço axial [MN]				
	Peso próprio	ULS 1	ULS 2	ULS 3 Nmin/Nmax
Ponte de arco rígido	981	1363	1355	
Ponte de arco rígido com tirantes	597	828	817	
Ponte de arco flexível	213	313	313	
Ponte de arco flexível com Tirantes	261	340	336	276/407

Tabela 12 - Esforços axiais na secção da base do arco para as diferentes soluções.

Conforme se verifica pela Tabela 11, os momentos flectores obtidos foram menores na ponte de arco flexível com tirantes. Verifica-se uma diferença de cerca 314 MN, entre a forma com tirantes e sem tirantes, no que diz respeito à combinação ULS 1. Relativamente ao esforço axial a ponte de arco flexível apresenta o esforço axial mais reduzido, sendo uma diferença mínima para a ponte de arco flexível com tirantes.

3.4.1. Verificação à flexão composta

A verificação da segurança à flexão composta das secções do arco foi efetuada recorrendo à rotina Interac [19]. Na Tabela 13, constam as características consideradas para o betão, tendo-se considerado três classes de resistência, nomeadamente C50/60, C70/85 e C90/105. Relativamente à quantidade de aço, considerou-se apenas o correspondente ao esqueleto de aço utilizado como suporte à construção da ponte, com as características apresentadas na Tabela 14.

Betão	F_{ck} [MPa]	F_{cd} [MPa]	F_{ctm} [MPa]	$E_{c,28}$ [GPa]	y_c
C50/60	50	33,3	4,1	37	1,5
C70/85	70	46,7	4,4	41	1,5
C90/105	90	60	5	44	1,5

Tabela 13 - Valores característicos betão C50/60 [20].

Armaduras	F_{ck} [MPa]	F_{yd} [MPa]	E_s [GPa]	γ_s
A500	500	435	200	1,15

Tabela 14 - Valores característicos aço A500 [20].

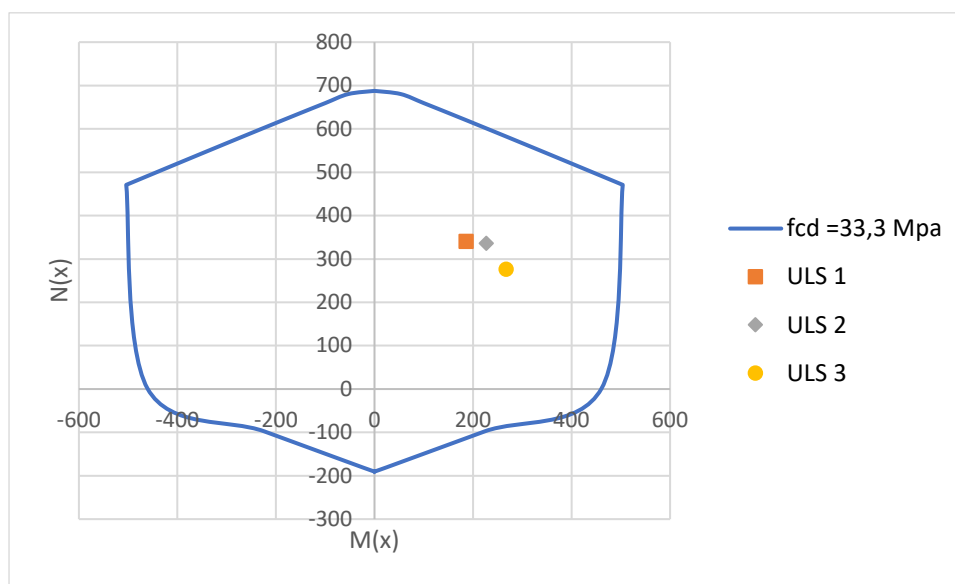


Figura 23 - Flexão composta, betão C50/60 MPa.

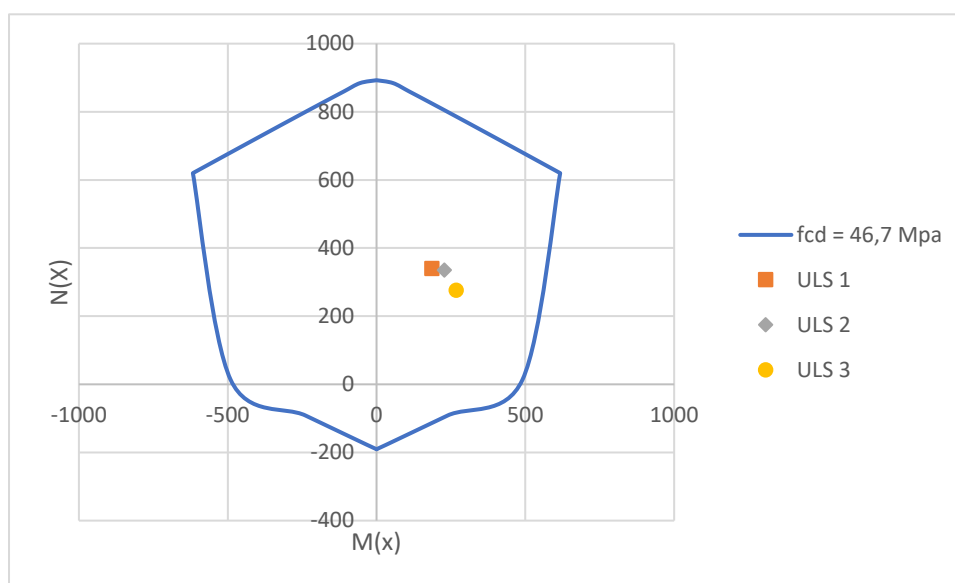


Figura 24 - Flexão composta, betão C 70/85 MPa.

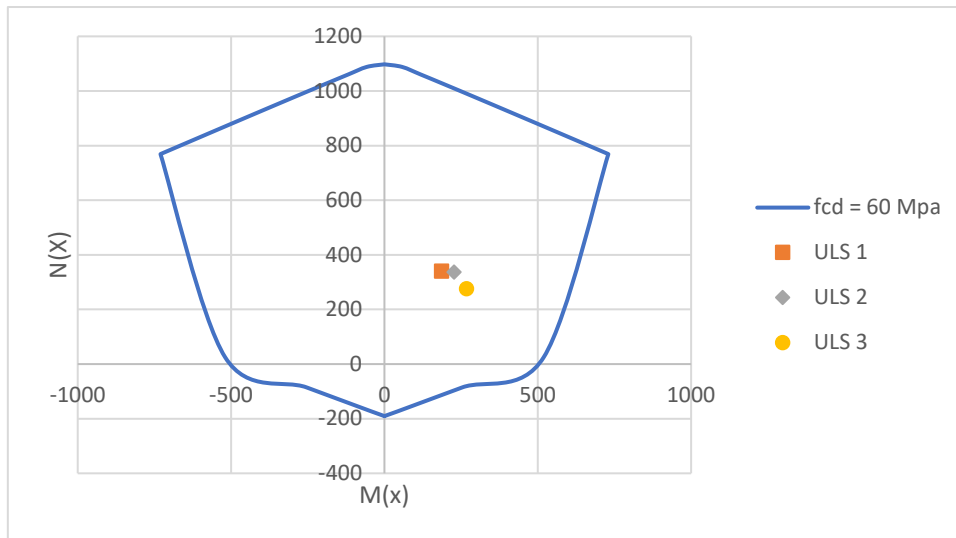


Figura 25 - Flexão composta, betão C 90/105 MPa.

Os resultados mostram que a solução verifica a segurança apenas para betões de alta resistência. No entanto é preciso ter em conta que apenas foi considerado o aço do esqueleto em CFST.

3.4.2. Verificação dos estados limites de serviço

As condições de serviço foram verificadas de forma preliminar com base na análise estática, tendo por base as deformações do tabuleiro sob ação do caso de carga LM71 e das variações de temperatura, conforme as disposições da EN 1991-2(2003) e EN 1990 - Anexo 2.

O gráfico da Figura 26, contém a configuração deformada do tabuleiro para as soluções de ponte com arco rígido e arco flexível, com e sem adição de tirantes. É possível verificar o efeito significativo da adição de tirantes no caso do arco flexível, sendo pouco relevante no caso da ponte de arco rígido, em que a diferença entre as soluções é quase inexistente.

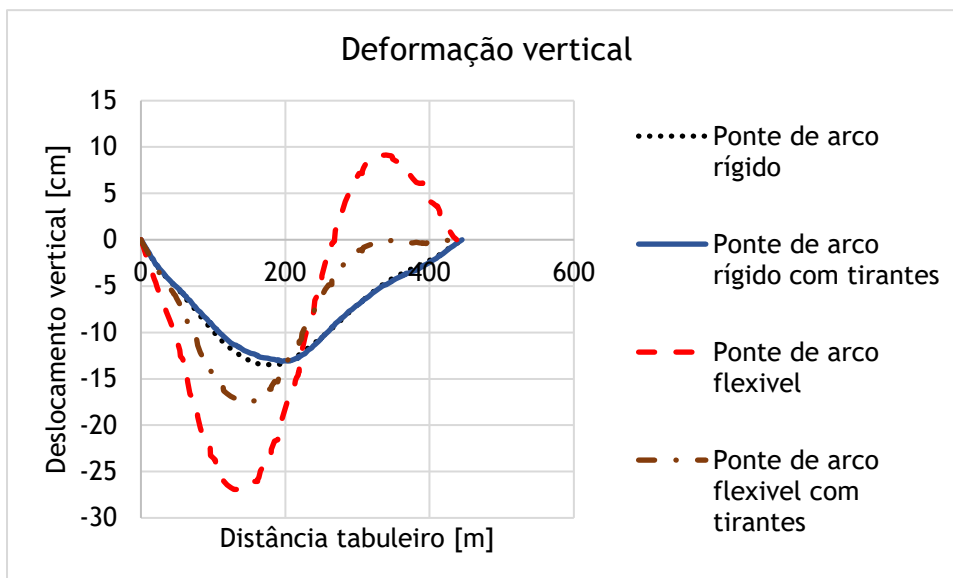


Figura 26 - Deslocamentos verticais da ponte com arco anti-funicular.

A Tabela 15 apresenta os valores de deslocamentos máximos, em que, é obtido um nível bom de conforto (EN 1990 - Anexo 2), à exceção da ponte de arco flexível sem tirantes.

Formato Ponte	Lm-71 [cm]	Temperatura [cm]	$0,5\Delta Q_k$ "+" $0,6T_k$ [cm]	L/ δ
Ponte arco Rígido	5	18,3	13,48	1651
Ponte arco Rígido - Tirantes 0,03 m ²	3,1	19,3	13,13	1694
Ponte arco Flexível	36,3	14,7	26,97	825
Ponte arco Flexível - Tirantes 0,03 m ²	15,7	16,1	17,51	1270

Tabela 15 - Deslocamentos verticais máximos, pontes com forma anti-funicular.

A tabela 15 mostra que as deformações obtidas na ponte rígida com tirantes, para o modelo LM-71, são cerca de 5 vezes inferiores às da ponte de arco flexível com tirantes. Em relação às pontes de arco flexível a adição de tirantes permite uma redução de deformações de cerca de 57%.

3.5. Discussão de resultados

Conforme se demonstra pelos resultados obtidos, a manipulação de rigidez do arco constitui um fator importante na forma como as forças são encaminhadas para o maciço.

Relativamente ao efeito dos tirantes nos momentos fletores, é notório que o efeito na solução de arco rígido é praticamente nulo enquanto na solução de ponte flexível tem um efeito preponderante, conforme se verifica pela Tabela 11.

No que diz respeito às deformações obtidas, nota-se que as diferenças entre a Ponte de arco rígido e a Ponte de arco rígido com tirantes são praticamente nulas, o que leva a pensar que nesta solução os tirantes tem um efeito muito reduzido. A elevada rigidez à flexão do arco minimiza o efeito dos tirantes adicionados. Relativamente às deformações da ponte flexível sem tirantes, são muito elevadas, tornando inviável a sua construção. A colocação dos tirantes tem um efeito importante, reduzindo em cerca de 10 cm a deformação máxima, tornando assim viável a solução.

A utilização de betão de alta resistência pode ser explorada no sentido de reduzir ainda mais a rigidez do arco, tornando-o mais leve e com menores esforços de flexão, dando maior relevância ao sistema de tirantes adicionado.

Capítulo 4 - Comportamento dinâmico

4.1. Justificação e descrição da análise

O comportamento dinâmico de pontes ferroviárias é avaliado em termos de conforto dos passageiros, estabilidade do balastro e possibilidade de ressonância sob efeito de cargas dinâmicas. A EN 1990 - Anexo 2 e EN 1991-2(2003) estabelece critérios de segurança relativos às condições de conforto, em função da velocidade e frequência natural da estrutura.

No que diz respeito à estabilidade do balastro o EN 1990 - Anexo 2 define dois valores máximos a considerar:

- $\gamma_{bt} = 3,5 \text{ m/s}^2$ para vias com balastro;
- $\gamma_{df} = 5 \text{ m/s}^2$ para vias sem balastro em que a via é fixada diretamente no tabuleiro;

O conforto dos passageiros é avaliado em termos de acelerações verticais, conforme a Tabela 16.

Nível de conforto	Aceleração vertical b_v (m/s^2)
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

Tabela 16 - Níveis indicativos de conforto, conforme [13].

No que diz respeito a valores de frequência natural o Eurocódigo estabelece três critérios para as frequências:

- 1,2 Hz frequência transversal mínima;
- 30 Hz frequência máxima;
- 1,5 até 2,0 vezes a frequência do primeiro modo de vibração, considerando pelo menos os três primeiros modos de vibração.

A velocidade considerada tem que ser no mínimo de 144 km/h, enquanto que a velocidade máxima resulta da velocidade de projeto multiplicada por 1,2. Dado que a ponte foi projetada para 250 km/h, começou-se por realizar a análise a partir dos 150 km/h, fazendo incrementos de velocidade de 50 km/h, até à velocidade de 250 km/h. Por fim, multiplicou-se a velocidade de 250 km/h por 1,2, obtendo-se 300 km/h sendo este o máximo da análise dinâmica.

A EN 1991-2(2003) permite em casos convencionais uma verificação simplificada baseada numa análise estática, em que as condições de conforto são verificadas com base nos deslocamentos verticais, em função do vão e da velocidade. Essa análise é feita com base no fator dinâmico, considerando-se o carregamento correspondente ao modelo LM71, apenas numa via.

Tendo em conta que a estrutura em análise não é uma estrutura convencional, conforme se comprova pelo gráfico da Figura 27, torna-se necessário uma análise dinâmica, considerando a variação temporal e posicional das cargas e o próprio comportamento dinâmico da ponte. Os

resultados dessa análise permitem por um lado verificar a possibilidade de existência de ressonância e determinar as velocidades e acelerações máximas.

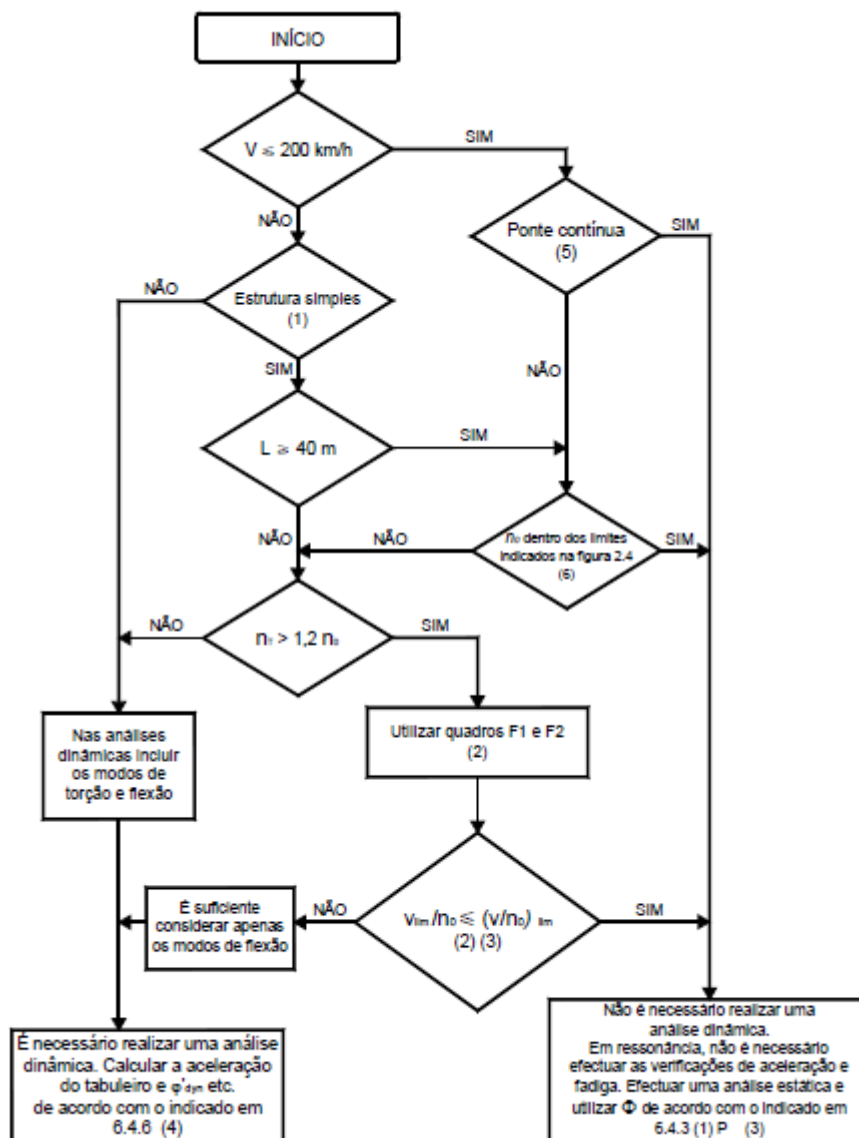


Figura 27 - Análise dinâmica, (adaptado de [23]).

Essa avaliação visa verificar as condições de conforto dos passageiros, a possibilidade de ocorrência de ressonância e os níveis de aceleração que podem colocar em risco a estabilidade do balastro.

A realização de uma análise dinâmica implica a contabilização de alguns parâmetros como a massa, o amortecimento, a rigidez e os incrementos de tempo. A massa considerada foi o peso próprio da estrutura com a adição do peso do balastro. O amortecimento considerou-se com um valor de 1,5 % visto a estrutura ser em betão armado/pré-esforçado e ser condicionada por carregamentos assimétricos com efeitos globais de flexão. O valor do amortecimento pode ser consultado na Tabela 17.

Tipo de ponte	ζ limite inferior da percentagem de amortecimento [%]	
	Vão L < 20m	Vão L ≥ 20 m
Aço	$\zeta = 0,5 + 0,125 (20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Betão pré-esforçado	$\zeta = 1,0 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Viga e betão reforçado	$\zeta = 1,5 + 0,07 (20 - L)$	$\zeta = 1,5$

Tabela 17 - Percentagem de amortecimento, (adaptado de [12].)

Quanto à rigidez consideram-se as ligações entre tabuleiro e pilares e pilares e arco rotuladas, sendo este um cenário gravoso. Relativamente ao incremento de tempo considerou-se o valor de 0,002 segundos.

4.2. Comportamento com base na análise estática

O comportamento dinâmico, com base na análise estática, pressupõe a escolha de um fator dinâmico. O fator tem em conta a manutenção da via, neste caso, optou-se por uma manutenção normal, sendo o coeficiente de amplificação dado pela seguinte expressão:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73 \quad (10)$$

Em que:

$$1 \leq \Phi_3 \leq 2;$$

L_ϕ é a distância determinante.

De acordo com o Eurocódigo EN 1991-2 (2003) para um arco o parâmetro L_ϕ deve ser considerado metade do vão, tendo-se considerando L_ϕ de 222,5 metros. Substituindo na equação (10) obteve-se um fator dinâmico de 0,87. Dado que o fator dinâmico tem que estar entre 1 e 2, tomou-se o fator dinâmico como a unidade.

O fator dinâmico deve ser multiplicado pelas deformações do modelo LM 71. Dado que o coeficiente dinâmico tem o valor da unidade, não vai provocar alterações nas deformações. De acordo com a EN:1990 - anexo 2, as deformações obtidas Figura 26 e Tabela 15, permitem antecipar o nível bom de conforto.

4.3. Análise dinâmica

4.3.1. Análise modal

A análise modal da estrutura teve em conta as forças de pré-esforço dos tirantes adicionados, através da opção do Robot structural 2019 para análise modal tendo em conta os casos de carga estáticos. A Tabela 18, contém as frequências naturais da estrutura e o tipo de modo de vibração. Entre a Figura 28 e a 30, surgem os modos de vibração.

Modo de vibração	Frequência (Hz)
1º Modo (vertical)	0,4
2º Modo (transversal)	0,6
3º Modo (vertical)	0,8

Tabela 18 - Modos de vibração, Ponte flexível com tirantes.

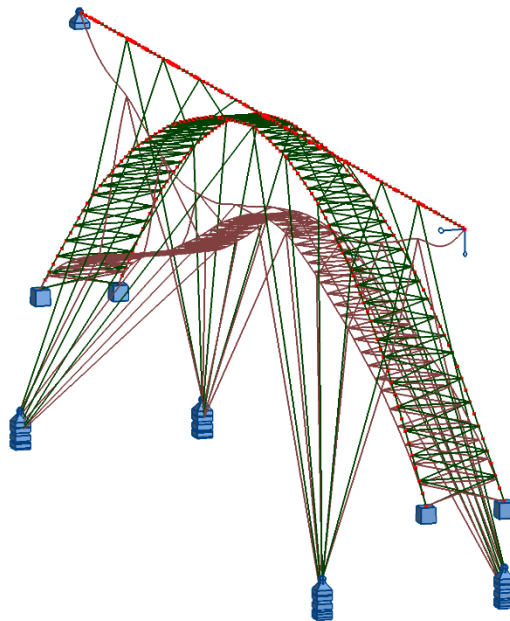


Figura 28 - 1º Modo de vibração.

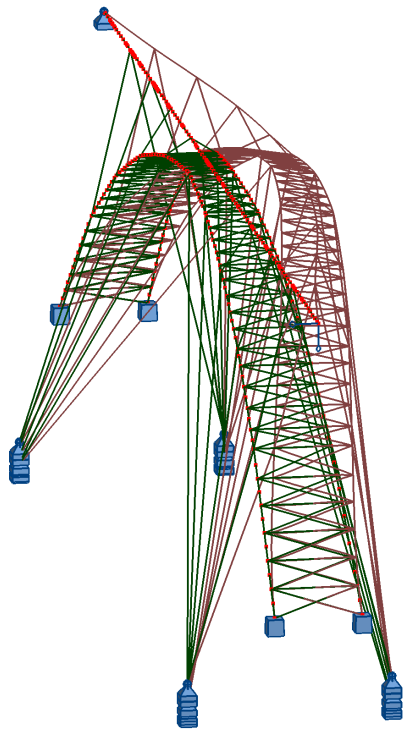


Figura 29 - 2º Modo de vibração.

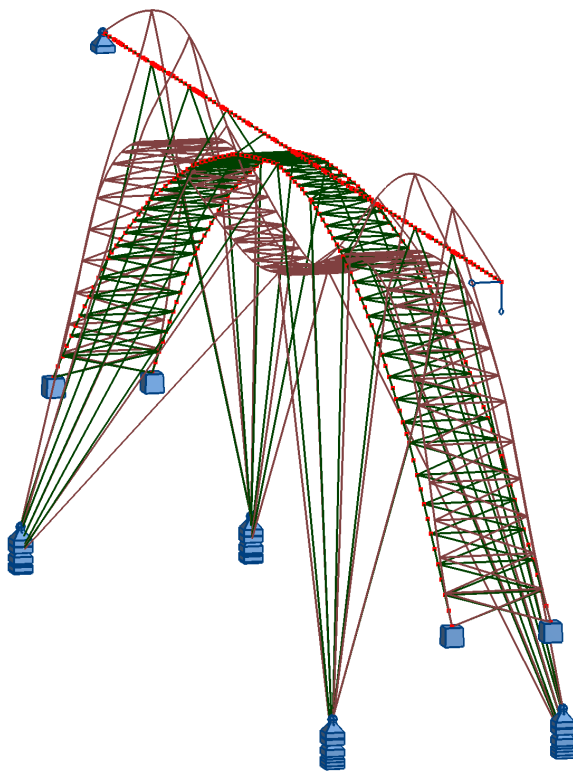


Figura 30 - 3º Modo de vibração.

4.4. Análise sob efeito de cargas dinâmicas

A equação (11) traduz o equilíbrio dinâmico da estrutura, incorporando as seguintes componentes:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + ku = F(t) \quad (11)$$

Em que:

Forças de massa

- $M\ddot{u}$, em que M é a matriz de massa e \ddot{u} vetor de aceleração;

Forças de amortecimento

- $C\dot{u}$, em que C é a matriz de amortecimento e \dot{u} vetor de velocidade;

Forças elásticas

- Ku , em que K é a matriz de rigidez e u valor de deslocamentos;

Forças exteriores

- $F(t)$ é o vetor das forças exteriores.

Para se resolver a equação de equilíbrio dinâmico é frequente a utilização do método de Newmark [21]. O método de Newmark, criado em 1958 é um método implícito. Considera-se a equação de equilíbrio dinâmico com os respetivos coeficientes de aceleração, velocidade e posição. Este método foi utilizado no programa de calculo robot para a análise dinâmica da ponte, conforme a descrição na secção que vem a seguir.

4.4.1. Modelos de carga

A EN:1991-2(2003) define dois tipos de modelos de carga para comboios de alta velocidade em função do vão da ponte. Dado que a ponte tem um vão com mais de 7 metros, segundo o EN:1991-2 (2003) o modelo a utilizar é o HSML-A. Dentro do modelo HSML-A existem diversas formas de dispor as cargas e diferentes valores de cargas, conforme se ilustra pela Tabela 19 e Figura 31. Nesta análise dinâmica escolheu-se o tipo de comboio A 10.

Tipo de comboio	Número de carruagens [N]	Dimensão da carruagem D [m]	Espaçamento entre eixos d [m]	Força pontual [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190

A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Tabela 19 - Modelos de carga HSML-A, (adaptado de [12]).

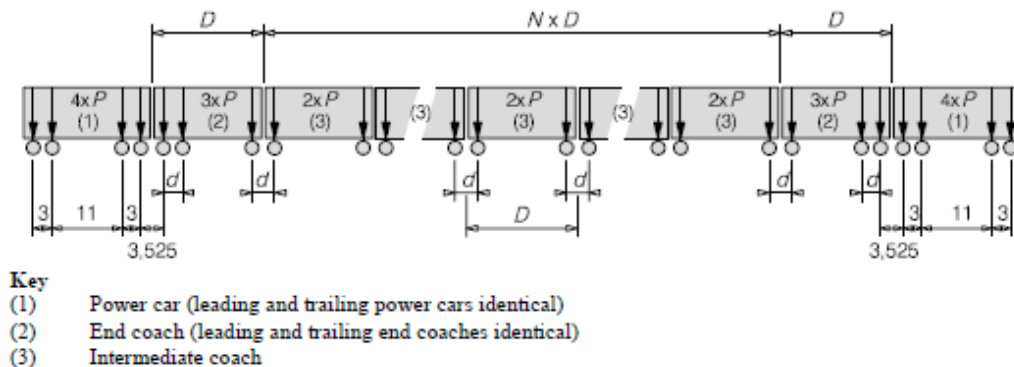


Figura 31 - Aplicação do modelo HSML-A, (adaptado de [12]).

4.4.2. Modelação das cargas dinâmicas

A modelação das cargas dinâmicas seguiu a metodologia proposta em [22], que, de forma indireta, torna possível uma análise dinâmica com variação posicional das cargas. Note-se que, o programa de cálculo de estruturas utilizado, Robot Structural 2019, embora permita análise estrutural com variação posicional das cargas, não possibilita que a mesma seja do tipo dinâmico. Assim, a cada nó do tabuleiro são associadas funções de carga temporal, determinadas em função das diferentes cargas e posições dos modelos de carga HSML. A metodologia proposta em [22] implica executar os seguintes passos:

- Atribuir a cada nó do tabuleiro uma função temporal;
- Definir a posição da força nodal no instante inicial;
- A posição de cada carga, $x_k(t)$, é obtida somando a posição inicial $x_k(t_0)$ com o espaço percorrido pelo comboio, dado pela multiplicação entre a velocidade e o tempo

$$x_k(t) = x_k(t_0) + v \cdot t \quad (12)$$

- Conhecida a posição de cada carga num dado instante t , é possível convertê-la em forças nodais equivalentes, por intermédio da expressão:

$$P_i = P_k N_i(x_k) \quad (13)$$

em que $N_i(x_k)$ é uma função de forma definida para o nó i da estrutura dada por:

$$N_i(x) = \begin{cases} \frac{x_k - x_{i-1}}{L_{i-1,i}} \leftarrow x_{i-1} \leq x_k \leq x_i \\ 1 - \frac{x_k - x_i}{L_{i,i+1}} \leftarrow x_i \leq x_k \leq x_{i+1} \end{cases} \quad (14)$$

Sendo $L_{i-1,i}$ e $L_{i,i+1}$, as distâncias entre os nós $i-1$ e i e os nós i e $i+1$, respetivamente.

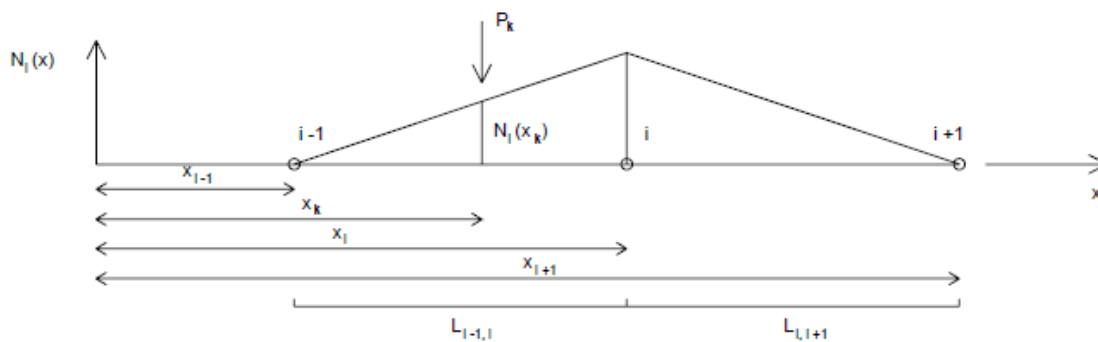


Figura 32 - Variação da força nodal devido a passagem da rolante P_k , adaptado de [23].

4.4.3. Modelação estrutural

No caso da estrutura em análise tornou-se necessário determinar 90 funções temporais de carga associadas a cada um dos nós do tabuleiro, com a posterior definição no modelo de cálculo do programa utilizado. Tal procedimento só é possível através de programação de rotinas de cálculo automático que tenham a possibilidade de "manipular" o modelo de cálculo, através da API.

As rotinas de cálculo foram programadas em Visual basic através da plataforma do Microsoft Excel, utilizando a biblioteca de funções incorporadas e que permitem operar, alterar e obter resultados de modo externo ao programa de cálculo estrutural Robot Structural 2019. As rotinas de cálculo utilizadas foram criadas de propósito para o efeito e surgem no Anexo I. Em resumo, o procedimento contempla três fases:

- i) Determinação das funções de cargas temporais;
- ii) Geração dos casos de carga no Robot Structural 2019, um para cada nó do tabuleiro (associado a uma função de carga temporal);
- iii) Criação do caso de carga "Time History Analysis" com atribuição das funções temporais e definição dos parâmetros de análise (Figura 33).

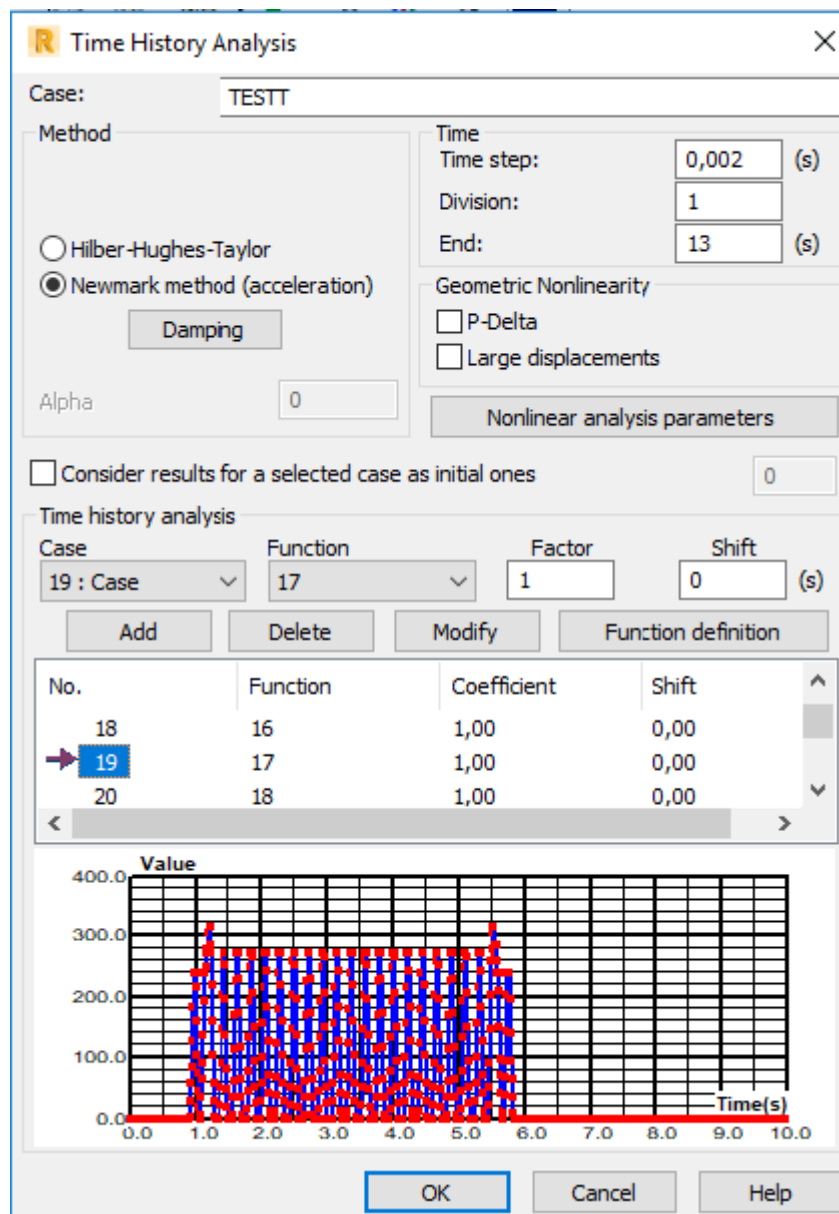


Figura 33 - Parâmetros escolhidos para a Time History Analysis.

4.5. Resultados

A Figura 36 até à Figura 38 apresentam as acelerações em função do tempo para as diferentes velocidades consideradas para os comboios. Na Figura 37 consta a variação da aceleração vertical em função da velocidade do comboio. A aceleração máxima determinada foi de aproximadamente $0,4 \text{ m/s}^2$ para uma velocidade de 420 km/h.

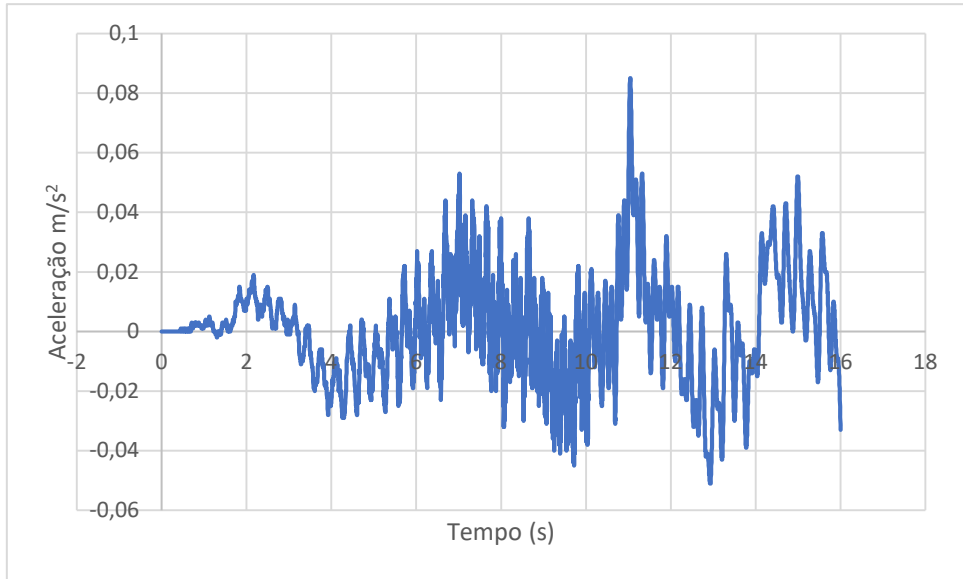


Figura 34 - Aceleração vertical, velocidade de 200 km/h.

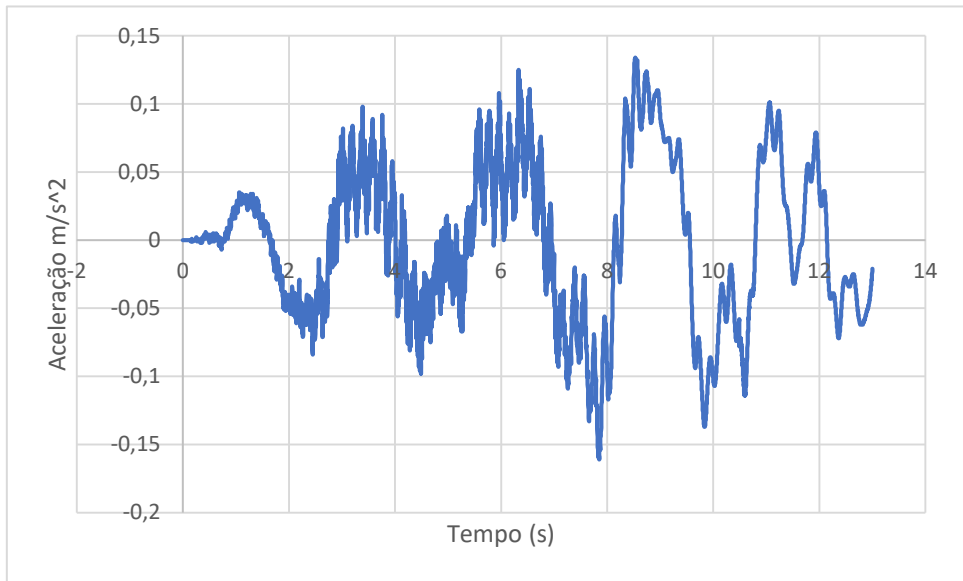


Figura 35 - Aceleração vertical, velocidade de 300 km/h.

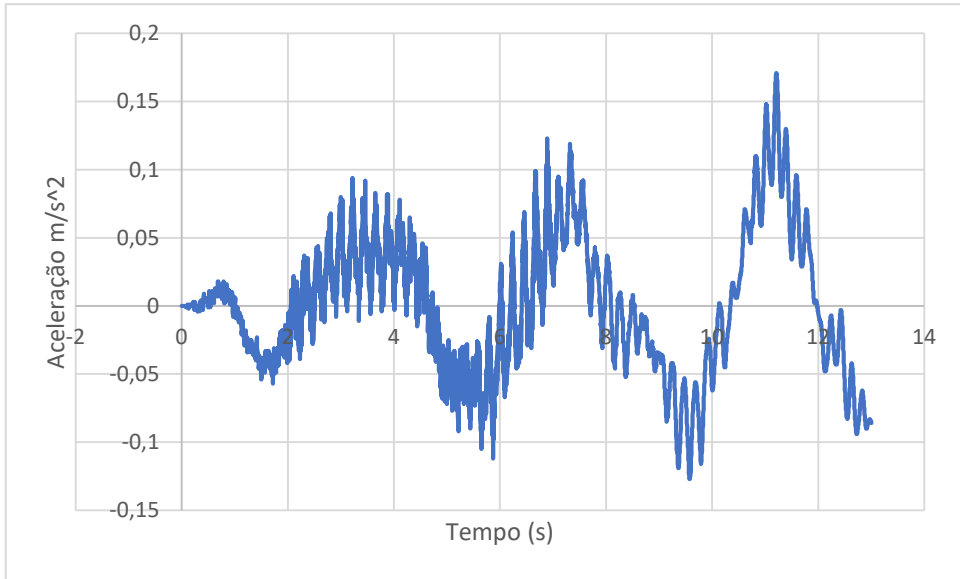


Figura 36 - Aceleração vertical, velocidade de 350 km/h.

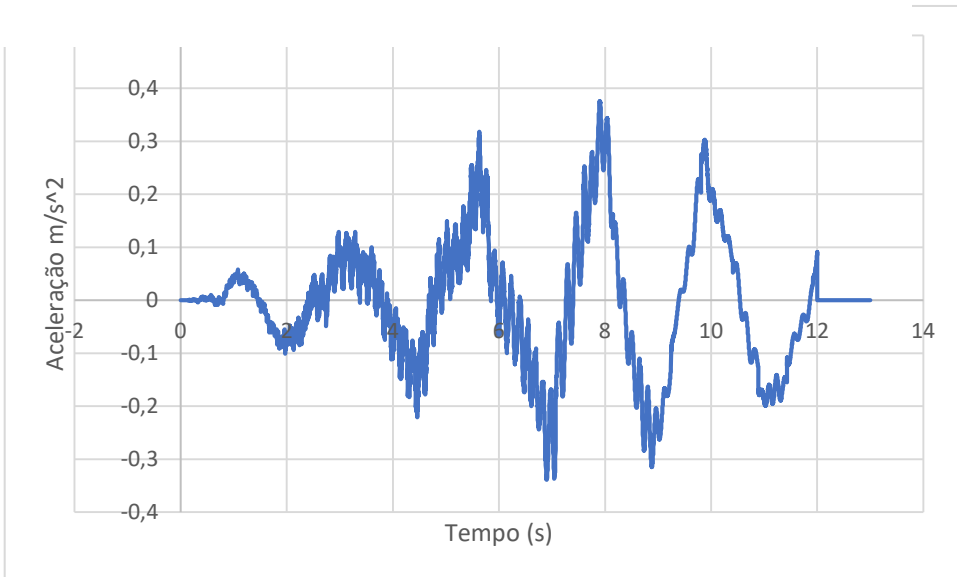


Figura 37 - Aceleração vertical, velocidade de 420 km/h.

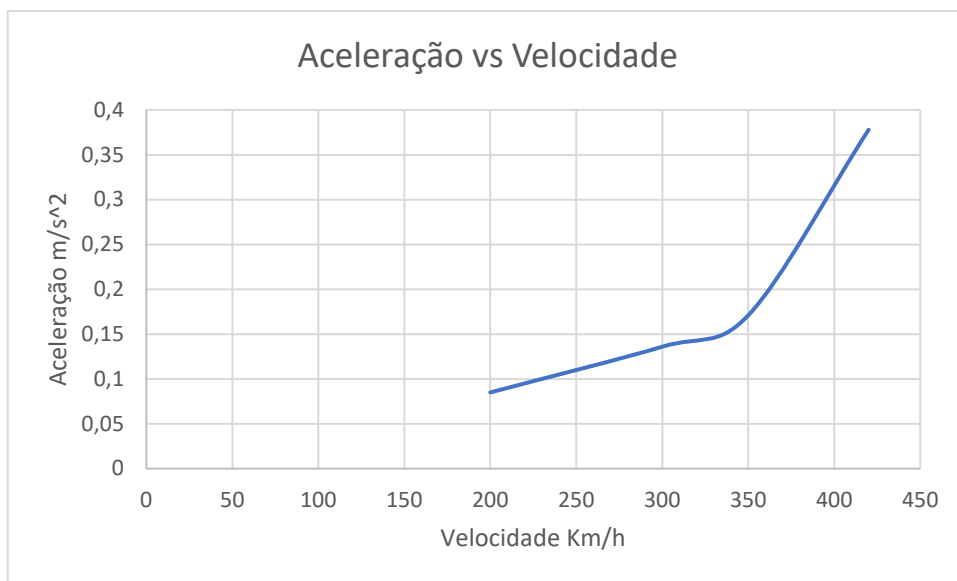


Figura 38 - Aceleração vertical máxima do tabuleiro em função da velocidade do comboio.

4.6. Discussão de resultados

Os resultados da análise dinâmica demonstram a flexibilidade da estrutura expectável, tendo em conta, o vão e o tipo de sistema. As características dinâmicas da solução proposta são, por exemplo, similares às da Yachi Bridge [23], cujas frequências constam na tabela abaixo.

Modo de vibração	Frequência transversal [HZ]
1º Modo transversal	0,25770
2º Modo transversal	0,42592
3º Modo transversal	0,59105

Tabela 20 - Frequências naturais transversais da ponte Yachi(China), (adaptado de [24]).

Note-se por exemplo, que a frequência associada ao modo de vibração transversal é muito inferior ao valor definido na EN 1991-2 (2003) de 1,2 Hz. No entanto, o exemplo da ponte Yachi,

já construída e em funcionamento, mostra que esse valor parece não ser condicionante em pontes do tipo em análise.

As acelerações obtidas demonstram que são satisfeitos os critérios de conforto dos passageiros e de estabilidade do balastro, para o funcionamento sob ação de comboios de alta velocidade. Tal facto é também comprovado pelos resultados da análise estática simplificada, tendo em conta os deslocamentos obtidos. Além disso pode-se considerar como pouco provável a ocorrência de ressonância para as velocidades e os comboios considerados.

Capítulo 5 - Análise paramétrica

5.1. Enquadramento

Para o tipo de solução proposta, ponte flexível com tirantes, foi realizada uma análise paramétrica, considerando-se diferentes configurações dos tirantes e o efeito da sua área de secção transversal. O objetivo é avaliar como é que esses parâmetros têm influência no comportamento estrutural deste tipo de pontes. Pretendendo-se contribuir com indicações para a conceção deste tipo de estruturas, de modo a aumentar a eficiência dos tirantes adicionados, o que permite reduzir o consumo de material tanto no arco como no tabuleiro.

5.2. Configuração dos tirantes

Em função das condições orográficas do local de construção da ponte é possível ter diferentes configurações para os tirantes, nomeadamente em termos de inclinação. A inclinação dos tirantes influencia a sua rigidez, sendo maior com maior verticalidade, por diminuir o desvio do caminho de forças verticais em relação a essa direção. Neste subcapítulo analisa-se a configuração dos tirantes na forma 1 (Figura 39). Adicionalmente, considera-se uma variante com outras inclinações (forma 2, Figura 40) e uma variante com os cabos dispostos na direção vertical (forma 3, Figura 41). A tabela 21 apresenta a inclinação das três variantes.

	Forma 1 (Graus)	Forma 2 (Graus)	Forma 3 (Graus)
Tirante 1	12,18	21,37	0
Tirante 2	28,77	5,12	0
Tirante 3	37,82	21,91	0
Tirante 4	44,07	33,32	0
Tirante 5	49,02	41,96	0
Tirante 6	47,55	38,8	0
Tirante 7	40,81	27,65	0
Tirante 8	31,26	12,53	0
Tirante 9	17,91	6,69	0
Tirante 10	3,47	31,15	0

Tabela 21 - Inclinação dos tirantes, análise paramétrica.

O efeito da inclinação dos tirantes é analisado em conjunto com o efeito da área de secção transversal e das forças de pré-esforço. Desse modo, é possível verificar em que medida a configuração geométrica dos tirantes pode tornar mais ou menos eficiente a utilização de material e as forças de pré-esforço. Em termos de força de pré-esforço foram considerados dois valores, 7000 e 10000 kN.

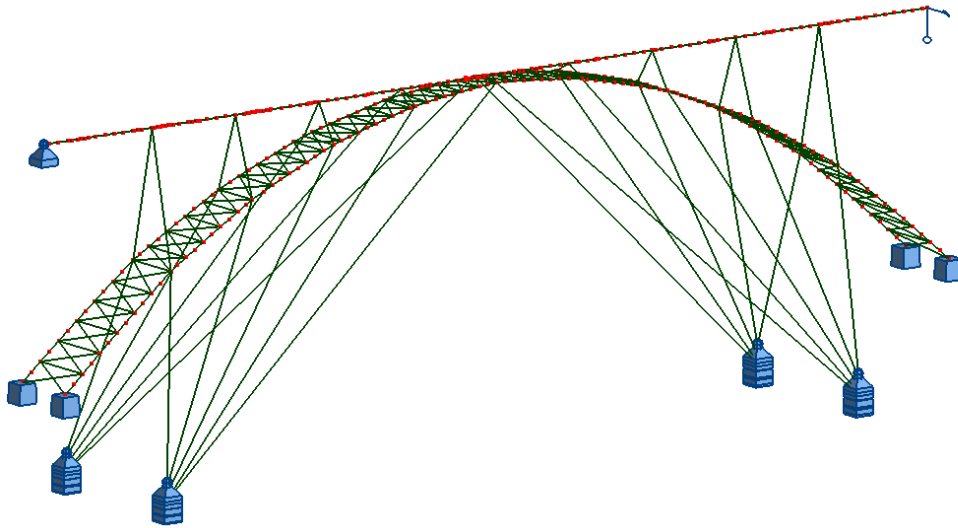


Figura 39 - Solução proposta ponte flexível com tirantes, forma 1.

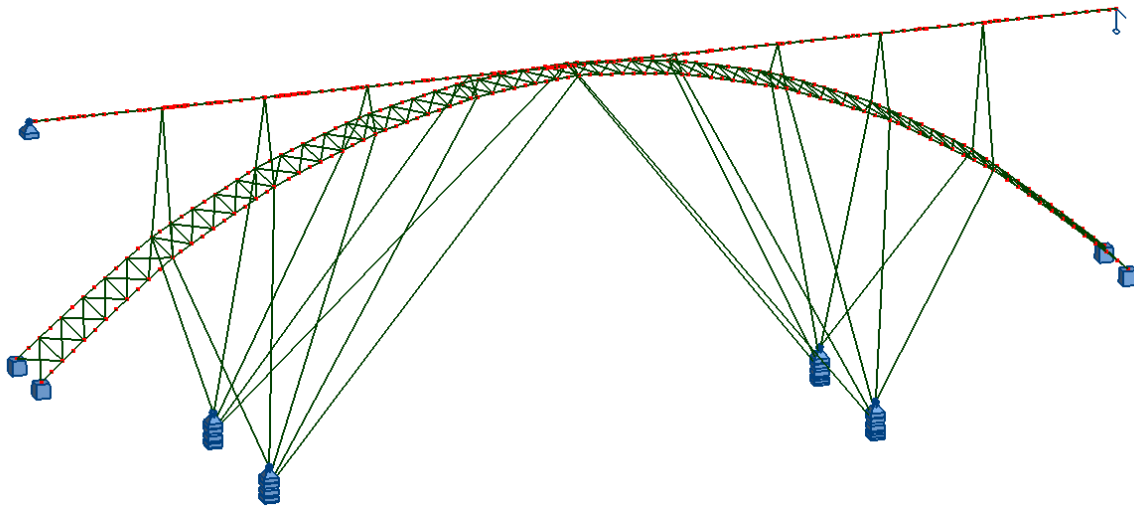


Figura 40 - Tirantes adiantados forma 2.

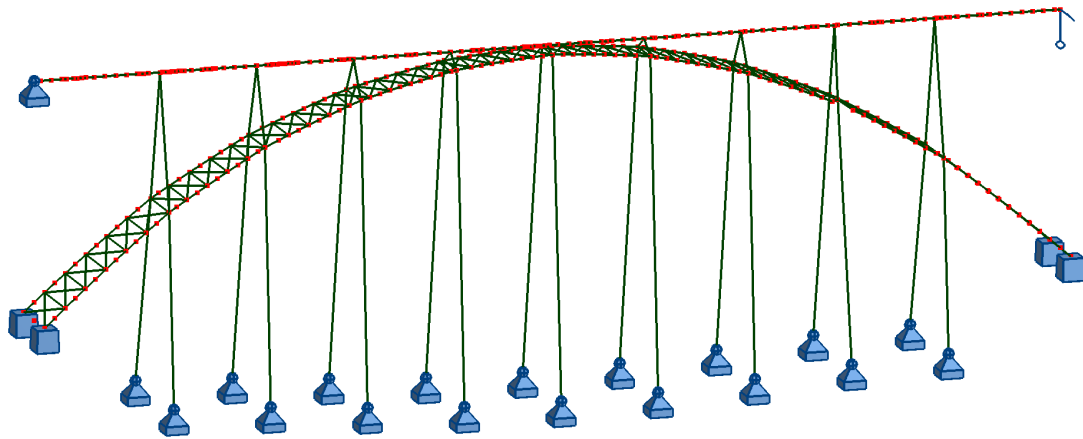


Figura 41 - Tirantes verticais, forma 3.

Foram testadas seis áreas transversais para os tirantes, respetivamente:

Área (m ²)
0,01
0,02
0,03
0,04
0,05
0,06

Tabela 21 - Áreas secções transversais tirantes.

5.2.1. Resultados em termos de esforços

Os gráficos da Figura 42 e 43, mostram a variação dos momentos fletores máximos no arco em função da área de secção transversal dos tirantes, para as três configurações em análise. A combinação de ações consideradas na análise foi a ULS 1.

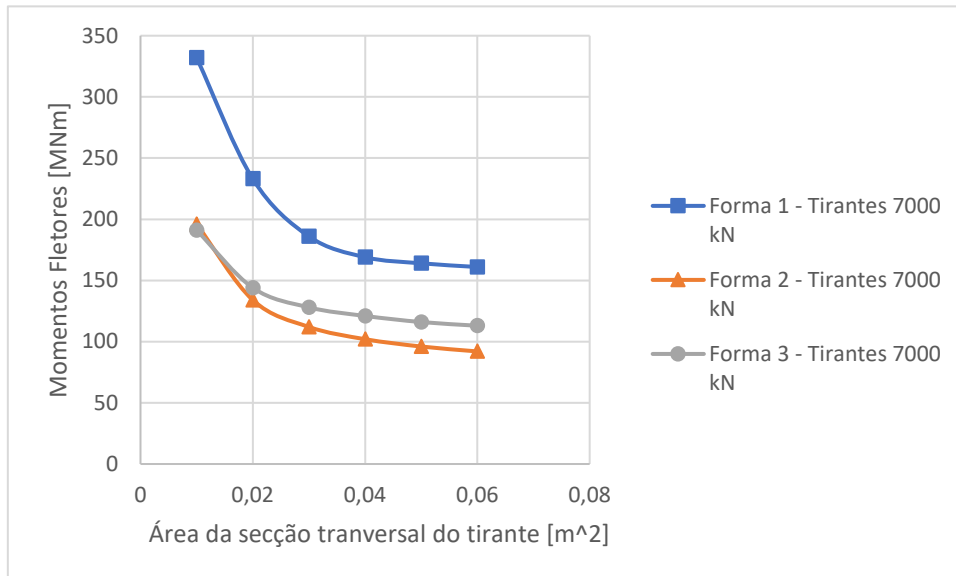


Figura 42 - Variação dos esforços de flexão no arco em função da área de secção dos tirantes para as três configurações - 7000 kN.

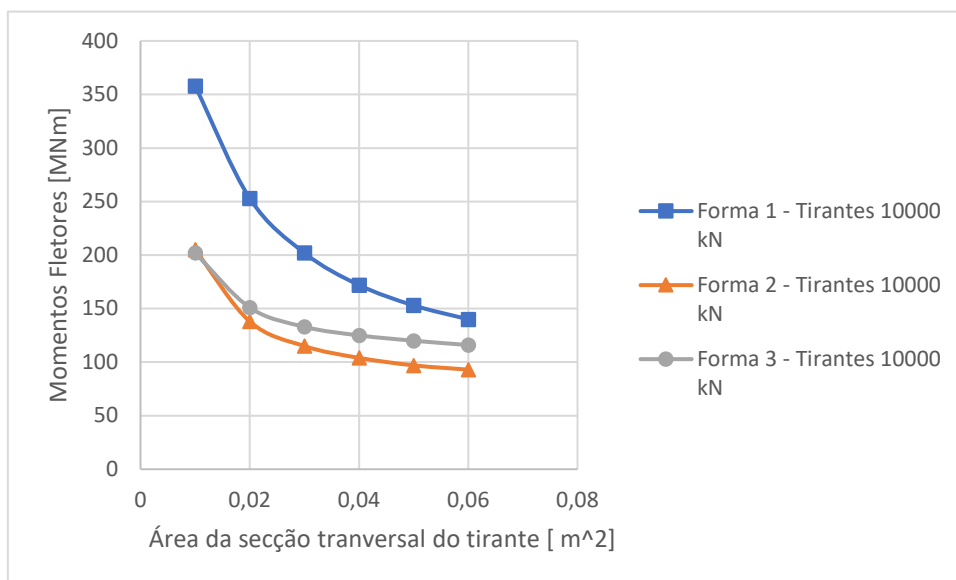


Figura 43 - Variação dos esforços de flexão no arco em função da área de secção dos tirantes para as três configurações - 10000 kN.

A área da secção transversal tem um efeito preponderante na redução dos momentos fletores, sendo o efeito mais notório, até uma área de 0,03 m², independentemente da força de pré-

esforço aplicada. A comparação da forma 2 com a forma 3, mostra que os cabos inclinados podem ter um efeito favorável por contrariarem deslocamentos do arco na direção longitudinal sob efeito das cargas assimétricas, o que não acontece com os cabos posicionados na vertical. Com o aumento da área de secção transversal, existe uma redução do esforço axial no arco, conforme se constata pelas Figuras 44 e 45, pelo facto de ser maior a quantidade de carga transferida pelo sistema de tirantes. Essa redução é tanto maior quando mais flexível for o arco. O aumento da força de pré-esforço tem um efeito reduzido na rigidez, contribuindo no entanto, para o aumento da compressão no arco, o que pode ter efeitos favoráveis sem soluções empregando betão armado.

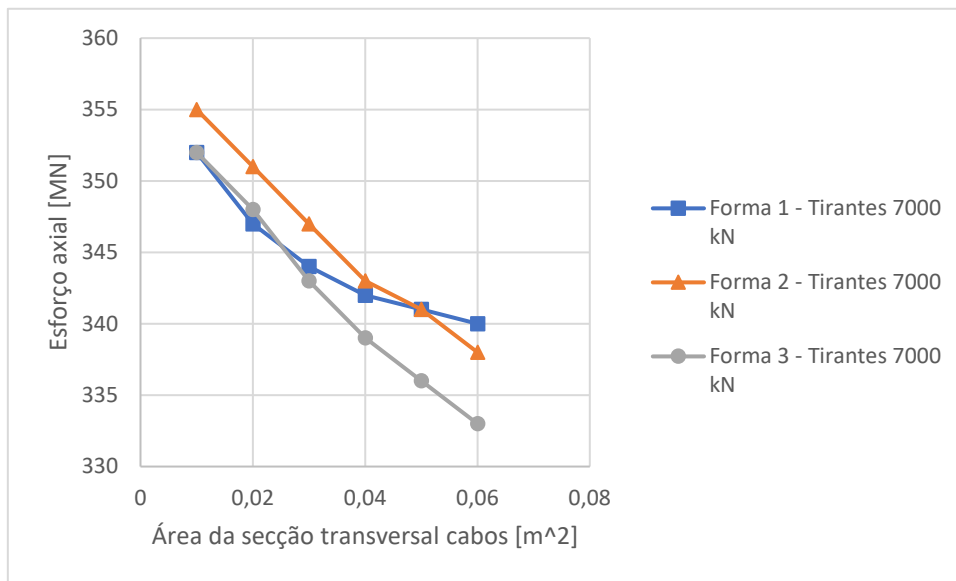


Figura 44 - Variação dos esforços axiais no arco em função da área de secção dos tirantes para as três configurações - 7000 kN.

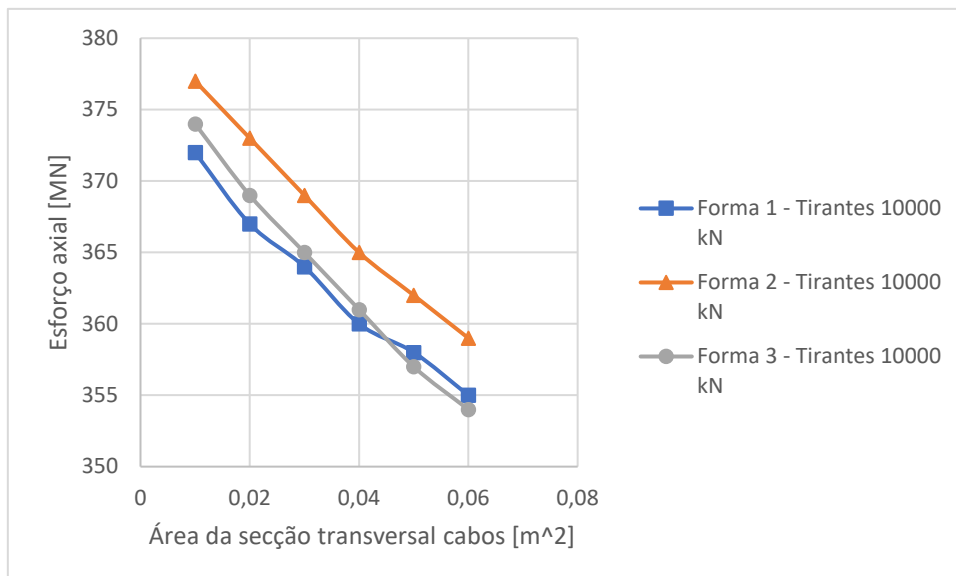


Figura 45 - Variação dos esforços axiais no arco em função da área de secção dos tirantes para as três configurações - 10000 kN.

5.3. Deformações verticais

A combinação utilizada para analisar as deformações verticais máximas foi a mesma utilizada no 0 (subcapítulo 2.4.1). A inclinação dos cabos pode ter significativa influência na deformabilidade da ponte, permitindo menores deformações com a mesma quantidade de material. Conforme as Tabela 22 e Tabela 23, a alteração da forma 1 para a forma 2 permite uma redução de cerca 50% nos deslocamentos devidos às sobrecargas do comboio.

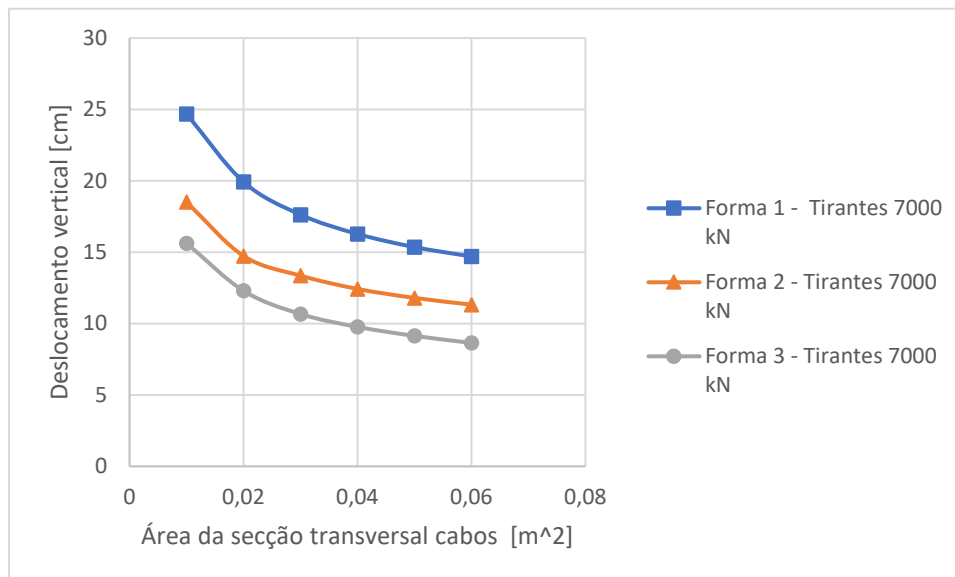


Figura 46 - Deslocamentos verticais em função da área dos tirantes para as três formas - 7000 kN.

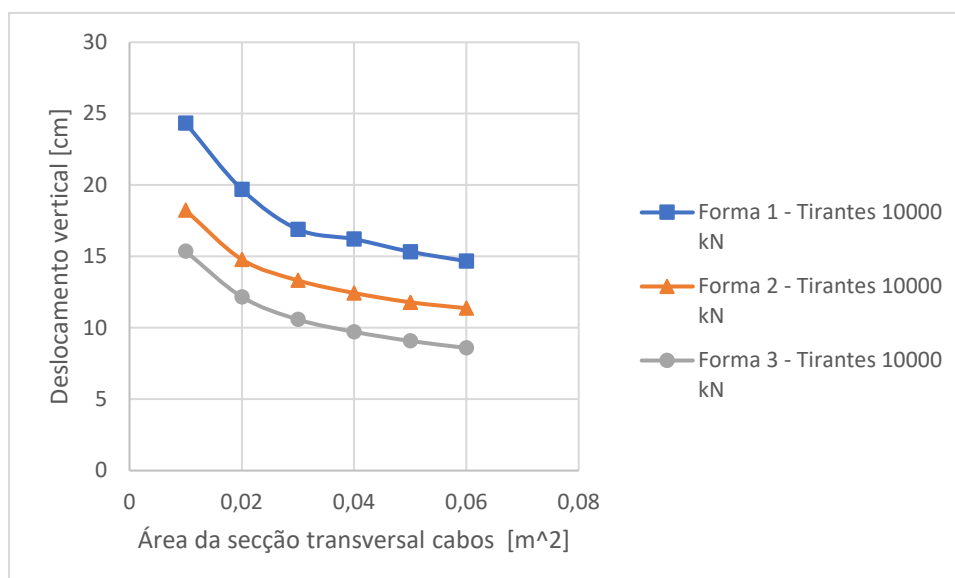


Figura 47 - Deslocamentos verticais em função da área dos tirantes para as três formas - 10000 kN.

7000 kN	Lm-71 [cm]	Temperatura [cm]	$0,5\Delta Q_k$ "+" $0,6T_k$ [cm]	L/ δ
Forma 1 - Tirantes 0,03 m ²	15,7	16,1	17,51	1270
Forma 1 - Tirantes 0,06 m ²	9,9	16,2	14,67	1517
Forma 2 - Tirantes 0,03 m ²	8,4	15,2	13,32	1670
Forma 2 - Tirantes 0,06 m ²	5,1	14,7	11,37	1956
Forma 3 - Tirantes 0,03 m ²	6,1	12,4	10,49	2121
Forma 3 - Tirantes 0,06 m ²	3,6	11,2	8,52	2611

Tabela 22 - Deslocamentos verticais Forma 1, 7000 kN.

10000 kN	Lm-71 [cm]	Temperatura [cm]	$0,5\Delta Q_k$ "+" $0,6T_k$ [cm]	L/ δ
Forma 1 - Tirantes 0,03 m ²	16,3	15,8	17,63	1262
Forma 1 - Tirantes 0,06 m ²	9,6	16,5	14,7	1513
Forma 2 - Tirantes 0,03 m ²	8,6	15,5	13,6	1636
Forma 2 - Tirantes 0,06 m ²	4,9	14,8	11,33	1963
Forma 3 - Tirantes 0,03 m ²	6,1	12,7	10,67	2085
Forma 3 - Tirantes 0,06 m ²	3,5	11,5	8,65	2572

Tabela 23 - Deslocamentos verticais Forma 1, 10000 kN.

5.4. Análise de robustez

Neste subcapítulo estudou-se a hipótese, de em caso de acidente, alguns tirantes da solução proposta, ponte flexível com tirantes, ficarem inoperacionais perdendo o seu efeito. Testaram-se dois cenários para a ponte: Hipótese A, com quatro tirantes de um dos lados (Figura 48) e Hipótese B com dois tirantes de um dos lados (Figura 49). Os tirantes retirados eram os que tinham mais importância na ponte, simulando-se assim um cenário gravoso.

A força de pré-esforço aplicada é de cerca de 7000 kN sendo a área da seção transversal de 0,03 m².

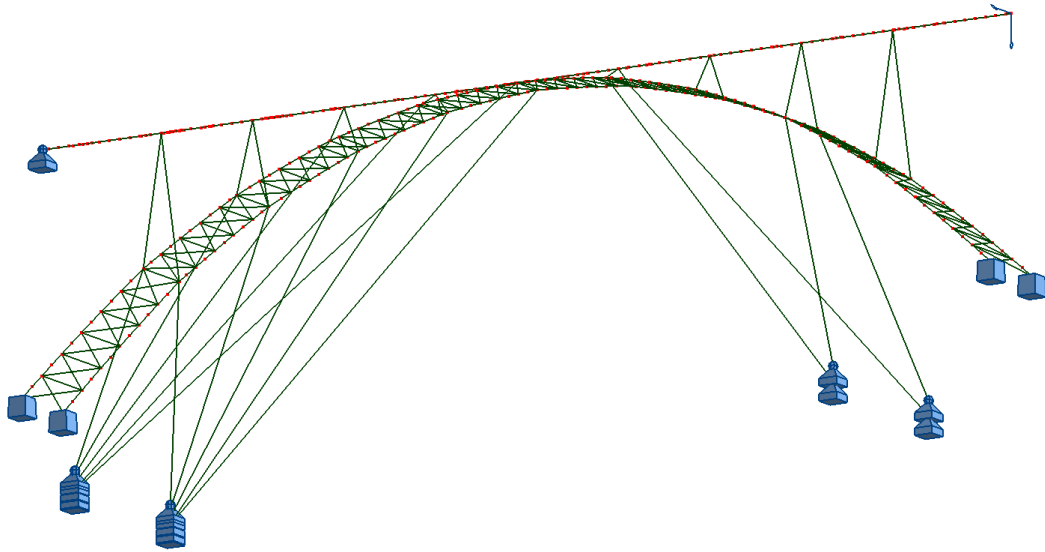


Figura 48 - Hipótese A, quatro cabos de um dos lados.

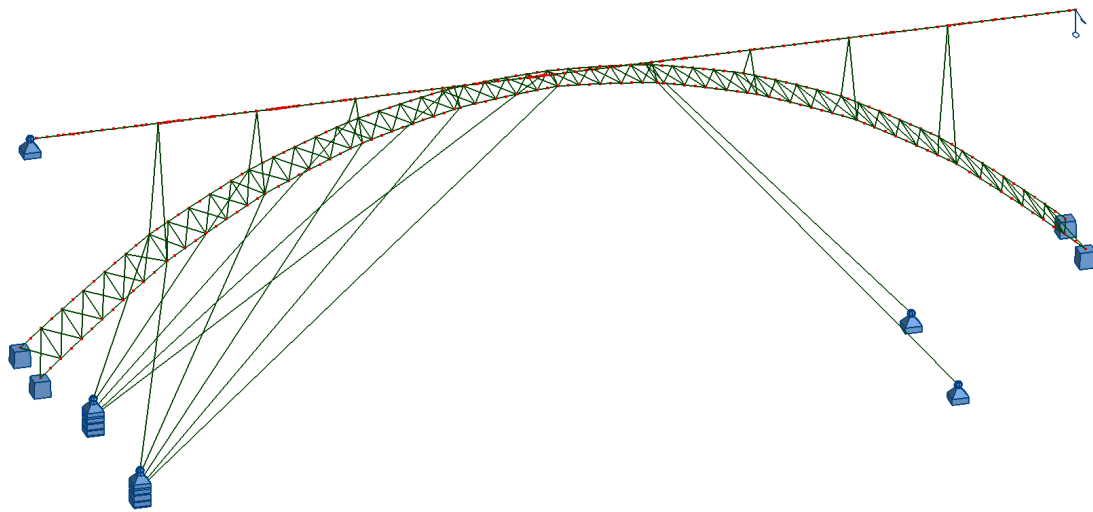


Figura 49 - Hipótese B, dois cabos de um dos lados.

As tabelas 24 e 25 contêm os valores de esforços na secção da base do arco para a hipótese A e B definidas acima. Na análise foi considerado o valor característico do modelo de carga LM-71 em duas vias juntamente com o peso próprio.

Caso	Peso Próprio [MNm]	Lm-71 [MNm]
Hipótese A	152	229
Hipótese B	257	357

Tabela 24 - Momentos fletores.

Caso	Peso Próprio [MN]	Lm-71 [MN]
Hipótese A	255	264
Hipótese B	253	258

Tabela 25 - Esforço axial.

A configuração deformada do tabuleiro para o modelo de carga LM-71 e para o peso próprio constam na Figura 50 e na Figura 51. Na Tabela 26 constam os deslocamentos verticais máximos e a relação destes com o vão condicionante. Neste caso, não parece fazer sentido considerar os níveis de deformação associados ao conforto dos passageiros, dado o carácter excepcional do cenário considerado e relativo às hipóteses A e B.

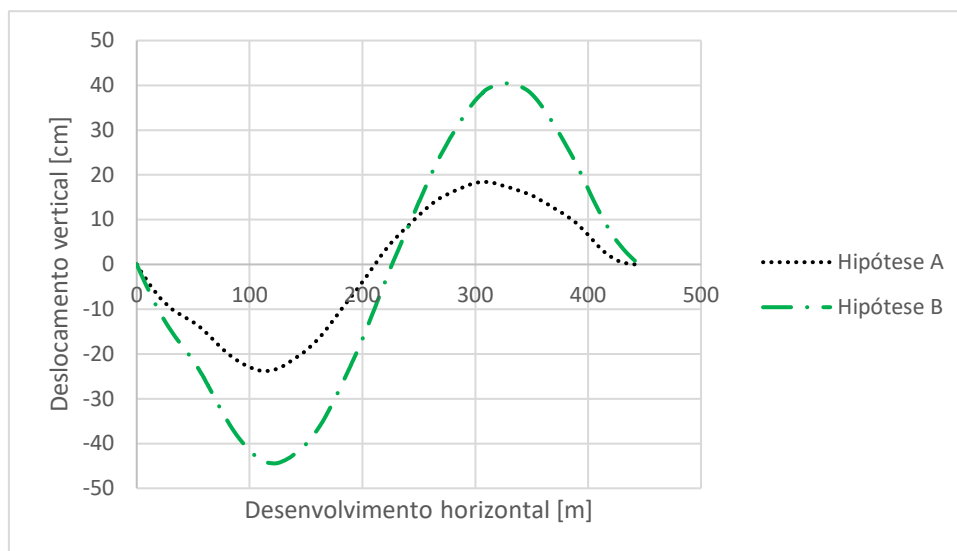


Figura 50 - Deformação vertical, considerando o Peso próprio.

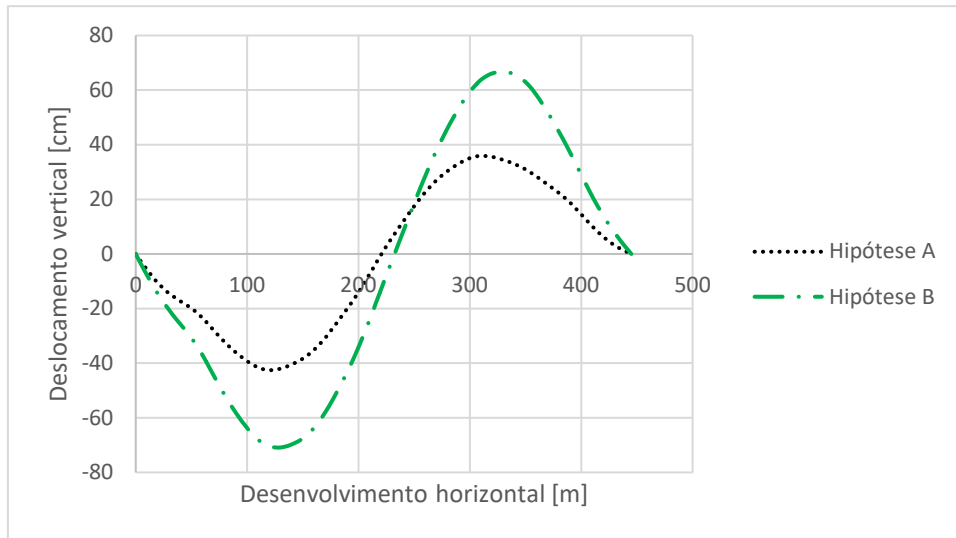


Figura 51 - Deformação vertical, utilizando o modelo de carga lm 71.

Caso	Lm-71	Peso próprio	Deformação L/ δ (Lm-71)	Deformação L/ δ (Peso próprio)
Hipótese A	42,5	23,8	524	934
Hipótese B	70,9	44,9	314	495

Tabela 26 - Deformações verticais.

5.5. Discussão de resultados

Verifica-se que não existe vantagem importante em aumentar as forças de pré-esforço, desde que seja garantido que os tirantes permanecem com esforços de tração para todos os cenários de carga.

O aumento da área de secção dos tirantes diminui os esforços de flexão e dos deslocamentos, especialmente até um determinado valor de área. No caso, até a área de 0,03 m² em cada tirante.

O aumento da inclinação dos cabos permite reduzir momentos fletores no arco e deformações no tabuleiro, tornando mais eficiente o material utilizado para conferir rigidez à estrutura. A utilização dos cabos verticais, com possíveis limitações na utilização do espaço por baixo da ponte é a forma mais eficiente de reduzir deformações com os tirantes pré-esforçados.

A comparação da forma 2 com a forma 3, mostra que em termos de esforços de flexão é favorável alguma inclinação dos cabos, uma vez que as componentes horizontais das suas forças contrariam deformações com componente longitudinal do arco, associadas ao carregamento assimétrico.

Apesar da análise simplificada do cenário de avaria com perda de tirantes, parece ser possível considerar que não ocorre o colapso da ponte, apesar de ser expectável a ocorrência de avarias significativas. Para tal facto pode contribuir a capacidade de deformação do arco flexível. Adicionalmente, os tirantes que permanecem em funcionamento têm uma reserva de resistência suficiente para o incremento de esforços verificado. Em condições normais os tirantes estão sujeitos a níveis reduzidos de tensão, cerca de 25% da resistência.

O tipo de avaria considerado, pode considerar-se como bastante gravoso, não diferindo do que ocorre com outros tipos de sistemas estruturais como é o caso de pontes suspensas ou de tirantes.

Capítulo 6 - Conclusões finais

O objetivo desta dissertação foi a concepção e análise estrutural de uma ponte com um arco esbelto e o tabuleiro fino, satisfazendo as condições regulamentares para utilização ferroviária de alta velocidade.

A análise estática e dinâmica demonstram que a adição de rigidez na forma de tirantes pré-esforçados, ligados ao arco e ancorados inferiormente a este possibilitam a construção com arcos em betão de cerca de 450 m de vão, sem necessidade de elevada rigidez tanto no arco como no tabuleiro. Em comparação com as soluções "convencionais" de arco, a solução proposta é mais deformável, verificando no entanto os limites de deformações e de acelerações regulamentares para um desempenho adequado.

A redução do consumo de material no arco, que na solução desenvolvida foi de cerca de 50% em relação a uma ponte convencional de arco rígido, já construída e em funcionamento, demonstram que o tipo de solução proposto pode ter interesse na construção de pontes de vãos maiores. Conforme [24], perspectiva-se futuramente a construção de pontes em arco com vãos da ordem de 700 m, em que a adição de rigidez na forma de elementos leves pode ter um contributo importante.

Os desenvolvimentos futuros parecem apontar para a utilização do tipo de solução proposto com betões de muito alta resistência, assim como, o estudo da utilização eficiente de tubos de aço preenchidos com betão, tanto para a fase de construção da ponte como para o equilíbrio em funcionamento da ponte.

Parece ser apropriado estudos mais aprofundados para cenários de acidente com avarias ou rotura de tirantes.

Bibliografia

- [1] Pinto, C. (2015). Contribuição para a conceção e dimensionamento de Novas Estruturas em Granito de Alta Resistência. Covilhã: Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura da Universidade da Beira Interior.
- [2] Highestbridges, visitado a 7 de Janeiro de 2019, disponível em:
http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Beipanjiang_Railway_Bridge_Qinglong.
- [3] Bridge Info, visitado a 5 de novembro 2018, disponível em:
<https://www.bridgeinfo.net/bridge/index.php?ID=83>
- [4] Ordem dos Engenheiros região Norte(2005). Ponte Maria Pia a obra prima de Seyrig.
- [5] Highest bridges, visitado a 5 de Novembro de 2018, disponível em:
http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Yachi_Railway_Bridge
- [6] Highest bridges, visitado a 6 de Novembro de 2018, disponível em:
http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Nujiang_Railway_Bridge
- [7] Zheng, J. e Wang, J. (2018). Concrete-Filled Steel Tube Arch Bridges in China. *Engineering*, 4(1), pp.143-155.
- [8] Highestbridges, visitado a 20 de novembro de 2018, disponível em:
http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Nanpanjiang_Railway_Bridge_Qubei.
- [9] Zhe, Z., Bai, W., Lei, S.(2008). Development of cooperative system bridges. Dalian University of Technology, China.
- [10] Klein, P. e Yamount, M.(2003). Cable stayed arch bridge, Putrajaya, Kuala Lumpur, Malaysia. *Structural Engineering International*, 13(3), pp.196-199.
- [11] Hares, K.(2002). A critical analysis of the seri saujana bridge, Putrajaya, Malasia. University of Bath, United Kingdom
- [12] Pinterest, visitado a 18 de novembro 2018, disponível em:
<https://www.pinterest.pt/pin/526921225146726092/>
- [13] Structurae, visitado 20 de novembro 2018, disponível em:
<https://structurae.net/structures/fourth-xiangtan-bridge>
- [14] EN1991-2(2003) -“Actions on Structures - Part 2: General Actions - Traffic loads on Bridges” European committee for standardization (CEN), Brussels.
- [15] EN 1990 - Anexo 2 (2002) -“Basic of Structural Design, anexo 2: Applications for bridges (normative)”, European Committee for Standardization (CEN), Final PT Draft, Brussels.
- [16] EN 1991-1-4(2005)-“Actions on Structures - Part 4: General Actions - Wind actions”, European committee for standardization (CEN), Brussels.
- [17] Autodesk, visitado a 10 de Novembro de 2018, disponível em:
<https://www.autodesk.com/education/free-software/robot-structural-analysis-professional>

- [18] Billington D.(1979). Robert Maillart's Bridges, The Art of Engineering. Princeton University Press.
- [19] Interac, programa utilizado no DECA, na unidade curricular de Estruturas Especiais.
- [20] Cachim P.(2016). Estruturas de Betão Pré-Esforço. Lisboa: Publindústria.
- [21] Neves M.(2010). Comportamento Dinâmico de Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade: Efeito da via balastrada. Instituto Superior técnico, Lisboa.
- [22] Ribeiro D.(2004). Comportamento Dinâmico de Pontes sob Ação de Tráfego Ferroviário a Alta velocidade. Departamento de Engenharia Civil da faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [23] Liu, W., Zhu, B., Yu, Z. e Han, X. (2011). Seismic Response Analysis of Yachi River Super-large Bridge. Procedia Engineering, 12, pp.149-155.
- [24] Qin, S. e Gao, Z. (2017). Developments and Prospects of Long-Span High-Speed Railway Bridge Technologies in China. Engineering, 3(6), pp.787-794.

Anexos

Anexo A - Coordenadas do arco forma parabólica, Ponte Qinglong

Nó	x	y	21	89	64
1	0	0	22	93,45	66,36
2	4,45	3,96	23	97,9	68,64
3	8,9	7,84	24	102,35	70,84
4	13,35	11,64	25	106,8	72,96
5	17,8	15,36	26	111,25	75
6	22,25	19	27	115,7	76,96
7	26,7	22,56	28	120,15	78,84
8	31,15	26,04	29	124,6	80,64
9	35,6	29,44	30	129,05	82,36
10	40,05	32,76	31	133,5	84
11	44,5	36	32	137,95	85,56
12	48,95	39,16	33	142,4	87,04
13	53,4	42,24	34	146,85	88,44
14	57,85	45,24	35	151,3	89,76
15	62,3	48,16	36	155,75	91
16	66,75	51	37	160,2	92,16
17	71,2	53,76	38	164,65	93,24
18	75,65	56,44	39	169,1	94,24
19	80,1	59,04	40	173,55	95,16
20	84,55	61,56	41	178	96

42	182,45	96,76	64	280,35	93,24
43	186,9	97,44	65	284,8	92,16
44	191,35	98,04	66	289,25	91
45	195,8	98,56	67	293,7	89,76
46	200,25	99	68	298,15	88,44
47	204,7	99,36	69	302,6	87,04
48	209,15	99,64	70	307,05	85,56
49	213,6	99,84	71	311,5	84
50	218,05	99,96	72	315,95	82,36
51	222,5	100	73	320,4	80,64
52	226,95	99,96	74	324,85	78,84
53	231,4	99,84	75	329,3	76,96
54	235,85	99,64	76	333,75	75
55	240,3	99,36	77	338,2	72,96
56	244,75	99	78	342,65	70,84
57	249,2	98,56	79	347,1	68,64
58	253,65	98,04	80	351,55	66,36
59	258,1	97,44	81	356	64
60	262,55	96,76	82	360,45	61,56
61	267	96	83	364,9	59,04
62	271,45	95,16	84	369,35	56,44
63	275,9	94,24			

85	373,8	53,76
86	378,25	51
87	382,7	48,16
88	387,15	45,24
89	391,6	42,24
90	396,05	39,16
91	400,5	36
92	404,95	32,76
93	409,4	29,44
94	413,85	26,04
95	418,3	22,56
96	422,75	19
97	427,2	15,36
98	431,65	11,64
99	436,1	7,84
100	440,55	3,96
101	445	0

Anexo B - Coordenadas da forma do arco catenário

Nó	X	Y	21	89	64,67056
1	0	0	22	93,45	66,96549
2	4,45	4,139805	23	96,5	68,49001
3	8,9	8,17805	24	102,35	71,3047
4	13,35	12,11588	25	106,8	73,3502
5	17,8	15,95441	26	111,25	75,31374
6	22,25	19,69472	27	115,7	77,19589
7	26,7	23,33788	28	120,15	78,99717
8	31,15	26,88492	29	124,6	80,7181
9	35,6	30,33685	30	129,05	82,35916
10	40,05	33,69463	31	133,5	83,92082
11	44,5	36,95923	32	138,5	85,58131
12	48,95	40,13156	33	142,4	86,80768
13	54,5	43,96013	34	146,85	88,13369
14	57,85	46,203	35	151,3	89,38194
15	62,3	49,10383	36	155,75	90,55278
16	66,75	51,91584	37	160,2	91,64653
17	71,2	54,63983	38	164,65	92,66351
18	75,65	57,27655	39	169,1	93,60401
19	80,1	59,82677	40	173,55	94,46829
20	84,55	62,29121	41	178	95,2566

42	180,5	95,66623	64	280,35	92,6635
43	186,9	96,60618	65	284,8	91,64653
44	191,35	97,16783	66	289,25	90,55278
45	195,8	97,65426	67	293,7	89,38194
46	200,25	98,06563	68	298,15	88,13369
47	204,7	98,40205	69	302,6	86,80768
48	209,15	98,66361	70	306,5	85,58131
49	213,6	98,85038	71	311,5	83,92082
50	218,05	98,96243	72	315,95	82,35916
51	222,5	98,99977	73	320,4	80,7181
52	226,95	98,96243	74	324,85	78,99717
53	231,4	98,85038	75	329,3	77,19589
54	235,85	98,66361	76	333,75	75,31374
55	240,3	98,40205	77	338,2	73,3502
56	244,75	98,06563	78	342,65	71,3047
57	249,2	97,65426	79	347,1	69,17666
58	253,65	97,16783	80	351,55	66,96549
59	258,1	96,60618	81	356	64,67056
60	264,5	95,66623	82	360,45	62,29121
61	267	95,2566	83	364,9	59,82677
62	271,45	94,46829	84	369,35	57,27655
63	275,9	93,60401	85	373,8	54,63983

86	378,25	51,91584
87	382,7	49,10383
88	387,15	46,203
89	390,5	43,96013
90	396,05	40,13156
91	400,5	36,95923
92	404,95	33,69463
93	409,4	30,33685
94	413,85	26,88492
95	418,3	23,33788
96	422,75	19,69472
97	427,2	15,95441
98	431,65	12,11588
99	436,1	8,17805
100	440,55	4,139805
101	445	0

Anexo c - Características do arco anti funicular

Nó	X	y	20	84,55	64,99
1	0	0	21	89	67,37
2	4,45	4,34	22	93,45	69,7
3	8,9	8,58	23	96,5	71,24
4	13,35	12,73	24	102,35	73,78
5	17,8	16,8	25	106,8	75,63
6	22,25	20,77	26	111,25	77,42
7	26,7	24,66	27	115,7	79,15
8	31,15	28,47	28	120,15	80,83
9	35,6	32,19	29	124,6	82,44
10	40,05	35,83	30	129,05	83,99
11	44,5	39,39	31	133,5	85,5
12	48,95	42,88	32	138,5	87,1
13	54,5	47,09	33	142,4	88,14
14	57,85	49,26	34	146,85	89,25
15	62,3	52,05	35	151,3	90,31
16	66,75	54,78	36	155,75	91,32
17	71,2	57,44	37	160,2	92,28
18	75,65	60,02	38	164,65	93,18
19	80,1	62,54	39	169,1	94,03

40	173,55	94,82	62	271,45	94,82
41	178	95,57	63	275,9	94,03
42	180,5	95,96	64	280,35	93,18
43	186,9	96,69	65	284,8	92,28
44	191,35	97,11	66	289,25	91,32
45	195,8	97,5	67	293,7	90,31
46	200,25	97,83	68	298,15	89,25
47	204,7	98,12	69	302,6	88,14
48	209,15	98,36	70	306,5	87,1
49	213,6	98,55	71	311,5	85,5
50	218,05	98,7	72	315,95	83,99
51	222,5	98,79	73	320,4	82,44
52	226,95	98,7	74	324,85	80,83
53	231,4	98,55	75	329,3	79,15
54	235,85	98,36	76	333,75	77,42
55	240,3	98,12	77	338,2	75,63
56	244,75	97,83	78	342,65	73,78
57	249,2	97,5	79	348,5	71,24
58	253,65	97,11	80	351,55	69,7
59	258,1	96,68	81	356	67,37
60	264,5	95,96	82	360,45	64,99
61	267	95,57	83	364,9	62,54

84	369,35	60,02
85	373,8	57,44
86	378,25	54,78
87	382,7	52,05
88	387,15	49,26
89	390,5	47,09
90	396,05	42,88
91	400,5	39,39
92	404,95	35,83
93	409,4	32,19
94	413,85	28,47
95	418,3	24,66
96	422,75	20,77
97	427,2	16,8
98	431,65	12,73
99	436,1	8,58
100	440,55	4,34
101	445	0

Anexo D - Coordenadas do arco ponte rígida com tirantes

Nó	X	Y	21	89	68,02
1	0	0	22	93,45	70,39
2	4,45	4,35	23	96,5	71,97
3	8,9	8,59	24	102,35	74,56
4	13,35	12,76	25	106,8	76,45
5	17,8	16,84	26	111,25	78,29
6	22,25	20,83	27	115,7	80,06
7	26,7	24,75	28	120,15	81,78
8	31,15	28,58	29	124,6	83,44
9	35,6	32,34	30	129,05	85,05
10	40,05	36,02	31	133,5	86,6
11	44,5	39,62	32	138,5	88,27
12	48,95	43,15	33	142,4	89,33
13	54,5	47,43	3	146,85	90,49
14	57,85	49,62	35	151,3	91,59
15	62,3	52,44	36	155,75	92,64
16	66,75	55,2	37	160,2	93,64
17	71,2	57,9	38	164,65	94,59
18	75,65	60,52	39	169,1	95,48
19	80,1	63,09	40	173,55	96,33
20	84,55	65,38	41	178	97,12

42	180,5	97,55
43	186,9	98,31
44	191,35	98,77
45	195,8	99,19
46	200,25	99,56
47	204,7	99,88
48	209,15	100,15
49	213,6	100,38
50	218,05	100,57
51	222,5	100,7
52	226,95	100,58
53	231,4	100,41
54	235,85	100,2
55	240,3	99,95
56	244,75	99,64
57	249,2	99,29
58	253,65	98,89
59	258,1	98,44
60	264,5	97,71
61	267	97,29
62	271,45	96,51

63	275,9	95,67
64	280,35	94,79
65	284,8	93,86
66	289,25	92,87
67	293,7	91,83
68	298,15	90,74
69	302,6	89,6
70	306,5	88,55
71	311,5	86,89
72	315,95	85,34
73	320,4	83,75
74	324,85	82,09
75	329,3	80,38
76	333,75	78,61
77	338,2	76,78
78	342,65	74,9
80	351,55	70,73
81	356	68,36
82	360,45	65,92
83	364,9	63,42
84	369,35	60,86

85	373,8	58,23
86	378,25	55,53
87	382,7	52,76
88	387,15	49,93
89	390,5	47,75
90	396,05	43,44
91	400,5	39,88
92	404,95	36,26
93	409,4	32,56
94	413,85	28,78
95	418,3	24,92
96	422,75	20,98
97	427,2	16,95
98	431,65	12,85
99	436,1	8,65
100	440,55	4,38
101	445	0

Anexo E - Coordenadas Ponte de arco flexível

Nó	X	Y	Z
1	0	-15	0
2	4,45	-14,85	4,03
3	8,9	-14,7	8,01
4	13,35	-14,55	11,94
5	17,8	-14,4	15,81
6	22,25	-14,25	19,64
7	26,7	-14,1	23,4
8	31,15	-13,95	27,12
9	35,6	-13,8	30,79
10	40,05	-13,65	34,4
11	44,5	-13,5	37,95
12	48,95	-13,35	41,48
13	54,5	-13,16	45,76
14	57,85	-13,05	47,87
15	62,3	-12,9	50,58
16	66,75	-12,75	53,26
17	71,2	-12,6	55,89
18	75,65	-12,45	58,47
19	80,1	-12,3	61,01
20	84,55	-12,15	63,5
21	89	-12	65,95
22	93,45	-11,85	68,36
23	96,5	-11,75	69,96
24	102,35	-11,55	72,51
25	106,8	-11,4	74,36
26	111,25	-11,25	76,19
27	115,7	-11,1	77,98
28	120,15	-10,95	79,72
29	124,6	-10,8	81,42
30	129,05	-10,65	83,07
31	133,5	-10,5	84,69
32	138,5	-10,33	86,43
33	142,4	-10,2	87,49
34	146,85	-10,05	88,62
35	151,3	-9,9	89,72
36	155,75	-9,75	90,79
37	160,2	-9,6	91,8
38	164,65	-9,45	92,78
39	169,1	-9,3	93,72
40	173,55	-9,15	94,61

41	178	-9	95,48
42	180,5	-8,92	95,92
43	186,9	-8,7	96,66
44	191,35	-8,55	97,09
45	195,8	-8,4	97,5
46	200,25	-8,25	97,87
47	204,7	-8,1	98,19
48	209,15	-7,95	98,48
49	213,6	-7,8	98,72
50	218,05	-7,65	98,94
51	222,5	-7,5	99,09
52	226,95	-7,65	98,94
53	231,4	-7,8	98,73
54	235,85	-7,95	98,5
55	240,3	-8,1	98,22
56	244,75	-8,25	97,9
57	249,2	-8,4	97,54
58	253,65	-8,55	97,13
59	258,1	-8,7	96,7
60	264,5	-8,92	95,98
61	267	-9	95,53
62	271,45	-9,15	94,66
63	275,9	-9,3	93,76

64	280,35	-9,45	92,83
65	284,8	-9,6	91,85
66	289,25	-9,75	90,82
67	293,7	-9,9	89,76
68	298,15	-10,05	88,65
69	302,6	-10,2	87,52
70	306,5	-10,33	86,46
71	311,5	-10,5	84,72
72	315,95	-10,65	83,1
73	320,4	-10,8	81,45
74	324,85	-10,95	79,75
75	329,3	-11,1	78,01
76	333,75	-11,25	76,23
77	338,2	-11,4	74,4
78	342,65	-11,55	72,53
79	348,5	-11,75	70,02
80	351,55	-11,85	68,38
81	356	-12	65,99
82	360,45	-12,15	63,54
83	364,9	-12,3	61,05
84	369,35	-12,45	58,51
85	373,8	-12,6	55,93
86	378,25	-12,75	53,29

87	382,7	-12,9	50,61
88	387,15	-13,05	47,91
89	390,5	-13,16	45,79
90	396,05	-13,35	41,51
91	400,5	-13,5	37,98
92	404,95	-13,65	34,43
93	409,4	-13,8	30,81
94	413,85	-13,95	27,14
95	418,3	-14,1	23,42
96	422,75	-14,25	19,65
97	427,2	-14,4	15,83
98	431,65	-14,55	11,95
99	436,1	-14,7	8,02
100	440,55	-14,85	4,04
101	445	-15	0
102	0	15	0
103	4,45	14,85	4,03
104	8,9	14,7	8,01
105	13,35	14,55	11,94
106	17,8	14,4	15,82
107	22,25	14,25	19,64
108	26,7	14,1	23,41

109	31,15	13,95	27,12
110	35,6	13,8	30,79
111	40,05	13,65	34,4
112	44,5	13,5	37,95
113	48,95	13,35	41,48
114	54,5	13,16	45,76
115	57,85	13,05	47,87
116	62,3	12,9	50,58
117	66,75	12,75	53,26
118	71,2	12,6	55,89
119	75,65	12,45	58,48
120	80,1	12,3	61,01
121	84,55	12,15	63,5
122	89	12	65,95
123	93,45	11,85	68,36
124	96,5	11,75	69,96
125	102,35	11,55	72,51
126	106,8	11,4	74,36
127	111,25	11,25	76,2
128	115,7	11,1	77,98
129	120,15	10,95	79,72
130	124,6	10,8	81,42

131	129,05	10,65	83,07
132	133,5	10,5	84,7
133	138,5	10,33	86,43
134	142,4	10,2	87,49
135	146,85	10,05	88,62
136	151,3	9,9	89,73
137	155,75	9,75	90,79
138	160,2	9,6	91,81
139	164,65	9,45	92,78
140	169,1	9,3	93,72
141	173,55	9,15	94,61
142	178	9	95,48
143	180,5	8,92	95,92
144	186,9	8,7	96,66
145	191,35	8,55	97,09
146	195,8	8,4	97,5
147	200,25	8,25	97,87
148	204,7	8,1	98,2
149	209,15	7,95	98,48
150	213,6	7,8	98,72
151	218,05	7,65	98,94
152	222,5	7,5	99,09

153	226,95	7,65	98,94
154	231,4	7,8	98,73
155	235,86	7,95	98,5
156	240,3	8,1	98,22
157	244,75	8,25	97,9
158	249,2	8,4	97,53
159	253,65	8,55	97,13
160	258,1	8,7	96,7
161	264,5	8,92	95,97
162	267	9	95,53
163	271,45	9,15	94,66
164	275,9	9,3	93,76
165	280,35	9,45	92,82
166	284,8	9,6	91,84
167	289,25	9,75	90,82
168	293,7	9,9	89,76
169	298,15	10,05	88,65
170	302,6	10,2	87,52
171	306,5	10,33	86,46
172	311,5	10,5	84,72
173	315,95	10,65	83,09
174	320,4	10,8	81,43

175	324,85	10,95	79,73
176	329,3	11,1	77,99
177	333,75	11,25	76,2
178	338,2	11,4	74,37
179	342,65	11,55	72,51
180	348,5	11,75	69,96
181	351,55	11,85	68,36
182	356	12	65,95
183	360,45	12,15	63,51
184	364,9	12,3	61,02
185	369,35	12,45	58,49
186	373,8	12,6	55,91
187	378,25	12,75	53,28
188	382,7	12,9	50,61
189	387,15	13,05	47,91
190	390,5	13,16	45,8
191	396,05	13,35	41,52
192	400,5	13,5	37,99
193	404,95	13,65	34,43

194	409,4	13,8	30,82
195	413,85	13,95	27,15
196	418,3	14,1	23,43
197	422,75	14,25	19,66
198	427,2	14,4	15,84
199	431,65	14,55	11,96
200	436,1	14,7	8,02
201	440,55	14,85	4,06
202	445	15	0

Anexo F - Coordenadas Ponte de arco flexível com tirantes

1	0	-15	0	22	93,45	-11,85	67,41
2	4,45	-14,85	3,97	23	96,5	-11,75	69
3	8,9	-14,7	7,84	24	102,35	-11,55	71,59
4	13,35	-14,55	11,65	25	106,8	-11,4	73,46
5	17,8	-14,4	15,42	26	111,25	-11,25	75,32
6	22,25	-14,25	19,14	27	115,7	-11,1	77,13
7	26,7	-14,1	22,82	28	120,15	-10,95	78,91
8	31,15	-13,95	26,46	29	124,6	-10,8	80,65
9	35,6	-13,8	30,06	30	129,05	-10,65	82,36
10	40,05	-13,65	33,61	31	133,5	-10,5	84,04
11	44,5	-13,5	37,12	32	138,5	-10,33	85,83
12	48,95	-13,35	40,62	33	142,4	-10,2	86,96
13	54,5	-13,16	44,82	34	146,85	-10,05	88,15
14	57,85	-13,05	46,94	35	151,3	-9,9	89,32
15	62,3	-12,9	49,61	36	155,75	-9,75	90,46
16	66,75	-12,75	52,26	37	160,2	-9,6	91,56
17	71,2	-12,6	54,88	38	164,65	-9,45	92,62
18	75,65	-12,45	57,46	39	169,1	-9,3	93,64
19	80,1	-12,3	60	40	173,55	-9,15	94,63
20	84,55	-12,15	62,5	41	178	-9	95,58
21	89	-12	64,97				

42	180,5	-8,92	96,06
43	186,9	-8,7	96,9
44	191,35	-8,55	97,39
45	195,8	-8,4	97,86
46	200,25	-8,25	98,29
47	204,7	-8,1	98,69
48	209,15	-7,95	99,04
49	213,6	-7,8	99,37
50	218,05	-7,65	99,66
51	222,5	-7,5	99,84
52	226,95	-7,65	99,72
53	231,4	-7,8	99,48
54	235,85	-7,95	99,22
55	240,3	-8,1	98,91
56	244,75	-8,25	98,58
57	249,2	-8,4	98,2
58	253,65	-8,55	97,79
59	258,1	-8,7	97,36
60	264,5	-8,92	96,59
61	267	-9	96,14
62	271,45	-9,15	95,23
63	275,9	-9,3	94,27
64	280,35	-9,45	93,29
65	284,8	-9,6	92,26
66	289,25	-9,75	91,2
67	293,7	-9,9	90,11
68	298,15	-10,05	88,98
69	302,6	-10,2	87,82
70	306,5	-10,33	86,72
71	311,5	-10,5	84,96
72	315,95	-10,65	83,29
73	320,4	-10,8	81,6
74	324,85	-10,95	79,88
75	329,3	-11,1	78,12
76	333,75	-11,25	76,32
77	338,2	-11,4	74,48
78	342,65	-11,55	72,61
79	348,5	-11,75	70,1
80	351,55	-11,85	68,43
81	356	-12	65,99
82	360,45	-12,15	63,51
83	364,9	-12,3	60,99
84	369,35	-12,45	58,43

85	373,8	-12,6	55,83	106	17,8	14,4	15,42
86	378,25	-12,75	53,19	107	22,25	14,25	19,14
87	382,7	-12,9	50,51	108	26,7	14,1	22,82
88	387,15	-13,05	47,82	109	31,15	13,95	26,46
89	390,5	-13,16	45,68	110	35,6	13,8	30,06
90	396,05	-13,35	41,4	111	40,05	13,65	33,61
91	400,5	-13,5	37,83	112	44,5	13,5	37,12
92	404,95	-13,65	34,26	113	48,95	13,35	40,62
93	409,4	-13,8	30,64	114	54,5	13,16	44,82
94	413,85	-13,95	26,97	115	57,85	13,05	46,94
95	418,3	-14,1	23,26	116	62,3	12,9	49,61
96	422,75	-14,25	19,51	117	66,75	12,75	52,26
97	427,2	-14,4	15,71	118	71,2	12,6	54,88
98	431,65	-14,55	11,86	119	75,65	12,45	57,46
99	436,1	-14,7	7,97	120	80,1	12,3	60
100	440,55	-14,85	4,03	121	84,55	12,15	62,5
101	445	-15	0	122	89	12	64,97
102	0	15	0	123	93,45	11,85	67,41
103	4,45	14,85	3,97	124	96,5	11,75	69
104	8,9	14,7	7,84	125	102,35	11,55	71,59
105	13,55	14,55	11,65	126	106,8	11,4	73,46

127	111,25	11,25	75,32	148	204,7	8,1	98,69
128	115,7	11,1	77,13	149	209,15	7,95	99,05
129	120,15	10,95	78,91	150	213,6	7,8	99,37
130	124,6	10,8	80,65	151	218,05	7,65	99,66
131	129,05	10,65	82,36	152	222,5	7,5	99,84
132	133,5	10,5	84,04	153	226,95	7,65	99,72
133	138,5	10,33	85,83	154	231,4	7,8	99,48
134	142,4	10,2	86,96	155	235,85	7,95	99,22
135	146,85	10,05	88,16	156	240,3	8,1	98,91
136	151,3	9,9	89,32	157	244,75	8,25	98,58
137	155,75	9,75	90,46	158	249,2	8,4	98,2
138	160,2	9,6	91,56	159	253,65	8,55	97,79
139	164,65	9,45	92,62	160	258,1	8,7	97,36
140	169,1	9,3	93,64	161	264,5	8,92	96,59
141	173,55	9,15	94,63	162	267	9	96,14
142	178	9	95,58	163	271,45	9,15	95,23
143	180,5	8,92	96,06	164	275,9	9,3	94,28
144	186,9	8,7	96,9	165	280,35	9,45	93,29
145	191,35	8,55	97,39	166	284,8	9,6	92,27
146	195,8	8,4	97,86	167	289,25	9,75	91,21
147	200,25	8,25	98,29	168	293,7	9,9	90,11

169	298,15	10,05	88,98
170	302,6	10,2	87,82
171	306,5	10,33	86,72
172	311,5	10,5	84,96
173	315,95	10,65	83,29
174	320,4	10,8	81,6
175	324,85	10,95	79,87
176	329,3	11,1	78,11
177	333,75	11,25	76,3
178	338,2	11,4	74,46
179	342,65	11,55	72,6
180	348,5	11,75	70,02
181	351,55	11,85	68,42
182	356	12	65,97
183	360,45	12,15	63,49
184	364,9	12,3	60,98
185	369,35	12,45	58,42
186	373,8	12,6	55,82
187	378,25	12,75	53,18
188	382,7	12,9	50,51
189	387,15	13,05	47,82

190	390,5	13,16	45,68
191	396,05	13,35	41,4
192	400,5	13,5	37,84
193	404,95	13,65	34,26
194	409,4	13,8	30,64
195	413,85	13,95	26,98
196	418,3	14,1	23,27
197	422,75	14,25	19,51
198	427,2	14,4	15,71
199	431,65	14,55	11,87
200	436,1	14,7	7,97
201	440,55	14,85	4,05
202	445	15	0

Anexo F - Características da ponte Base Qinglong

	Área m ²	Comprimento [metros]	Peso betão [kN/m ³]	Peso total [kN]	Peso por metro [kN/m]	Inercia [ly-m ⁴]	Inercia [lz-m ⁴]
Tramo 1	57,367	4,450	25,000	6382,057	1434,170	684,802	4356,074
Tramo 2	57,023	4,450	25,000	6343,805	1425,574	680,206	4296,622
Tramo 3	56,679	4,450	25,000	6305,554	1416,978	675,610	4237,170
Tramo 4	56,335	4,450	25,000	6267,302	1408,383	671,014	4177,718
Tramo 5	55,991	4,450	25,000	6229,051	1399,787	666,418	4118,266
Tramo 6	55,648	4,450	25,000	6190,799	1391,191	661,822	4058,814
Tramo 7	55,304	4,450	25,000	6152,548	1382,595	657,226	3999,362
Tramo 8	54,960	4,450	25,000	6114,297	1373,999	652,630	3939,910
Tramo 9	54,616	4,450	25,000	6076,045	1365,403	648,034	3880,458
Tramo 10	54,272	4,450	25,000	6037,794	1356,808	643,438	3821,006
Tramo 11	53,928	4,450	25,000	5999,542	1348,212	638,842	3761,554
Tramo 12	53,585	4,450	25,000	5961,291	1339,616	634,246	3702,102
Tramo 13	53,241	4,450	25,000	5923,039	1331,020	629,650	3642,650
Tramo 14	52,897	4,450	25,000	5884,788	1322,424	625,054	3583,198
Tramo 15	52,553	4,450	25,000	5846,537	1313,828	620,458	3523,746
Tramo 16	52,209	4,450	25,000	5808,285	1305,233	615,862	3464,294

Tramo 17	51,865	4,450	25,000	5770,034	1296,637	611,266	3404,842
Tramo 18	51,522	4,450	25,000	5731,782	1288,041	606,670	3345,390
Tramo 19	51,178	4,450	25,000	5693,531	1279,445	602,074	3285,938
Tramo 20	50,834	4,450	25,000	5655,279	1270,849	597,478	3226,486
Tramo 21	50,490	4,450	25,000	5617,028	1262,254	592,882	3167,034
Tramo 22	50,146	4,450	25,000	5578,777	1253,658	588,286	3107,582
Tramo 23	49,802	4,450	25,000	5540,525	1245,062	583,690	3048,130
Tramo 24	49,459	4,450	25,000	5502,274	1236,466	579,094	2988,678
Tramo 25	49,115	4,450	25,000	5464,022	1227,870	574,498	2929,226
Tramo 26	48,771	4,450	25,000	5425,771	1219,274	569,902	2869,774
Tramo 27	48,427	4,450	25,000	5387,520	1210,679	565,306	2810,322
Tramo 28	48,083	4,450	25,000	5349,268	1202,083	560,710	2750,870
Tramo 29	47,739	4,450	25,000	5311,017	1193,487	556,114	2691,418
Tramo 30	47,396	4,450	25,000	5272,765	1184,891	551,518	2631,966
Tramo 31	47,052	4,450	25,000	5234,514	1176,295	546,922	2572,514
Tramo 32	46,708	4,450	25,000	5196,262	1167,699	542,326	2513,062
Tramo 33	46,364	4,450	25,000	5158,011	1159,104	537,730	2453,610
Tramo 34	46,020	4,450	25,000	5119,760	1150,508	533,134	2394,158
Tramo 35	45,676	4,450	25,000	5081,508	1141,912	528,538	2334,706

Tramo 36	45,333	4,450	25,000	5043,257	1133,316	523,942	2275,254
Tramo 37	44,989	4,450	25,000	5005,005	1124,720	519,346	2215,802
Tramo 38	44,645	4,450	25,000	4966,754	1116,124	514,750	2156,350
Tramo 39	44,301	4,450	25,000	4928,502	1107,529	510,154	2096,898
Tramo 40	43,957	4,450	25,000	4890,251	1098,933	505,558	2037,446
Tramo 41	43,613	4,450	25,000	4852,000	1090,337	500,962	1977,994
Tramo 42	43,270	4,450	25,000	4813,748	1081,741	496,366	1918,542
Tramo 43	42,926	4,450	25,000	4775,497	1073,145	491,770	1859,090
Tramo 44	42,582	4,450	25,000	4737,245	1064,550	487,174	1799,638
Tramo 45	42,238	4,450	25,000	4698,994	1055,954	482,578	1740,186
Tramo 46	41,894	4,450	25,000	4660,743	1047,358	477,982	1680,734
Tramo 47	41,550	4,450	25,000	4622,491	1038,762	473,386	1621,282
Tramo 48	41,207	4,450	25,000	4584,240	1030,166	468,790	1561,830
Tramo 49	40,863	4,450	25,000	4545,988	1021,570	464,194	1502,378
Tramo 50	40,519	4,450	25,000	4507,737	1013,000	459,598	1442,926

Anexo G - Código de obtenção da forma do arco

```
Sub INVERT_MARCH()
Set robapp = New RobotApplication
Dim FERES As RobotDisplacementData
Dim nod_col As IRobotCollection
Set nodal = robapp.Project.Structure.Nodes
Dim Steps As Integer
Steps = 1000
For J = 1 To Steps
Set nod_col = robapp.Project.Structure.Nodes.GetAll()
For N = 1 To 101
Dim RANode As IRobotNode
Dim nod As IRobotNode
Set nod = nod_col.Get(N)
Dim A As Integer
Dim cas_col As IRobotCaseCollection
Set cas_col = robapp.Project.Structure.Cases.GetAll()
Dim cas As IRobotCase
Set cas = cas_col.Get(1)
Dim res_fx As Double, res_fz As Double, res_my As Double
Set FERES = robapp.Project.Structure.Results.Nodes.Displacements.Value(nod.Number, 1)
res_fx = nod.Z + FERES.UZ * 5
res_fz = nod.X - FERES.UX * 0
res_my = nod.Y + FERES.UY * 0
nodal.Create nod.Number, res_fz, res_my, res_fx
Set cas = Nothing
Set cas_col = Nothing
Set nod = Nothing
Set cas = Nothing
Next
robapp.Project.CalcEngine.Calculate
Next
Set robapp = Nothing
Set RANode = Nothing
End Sub
```

Anexo H - Cálculo do vento

Parâmetros escolhidos

De acordo com o EN 1991-1-4 é necessário escolher alguns parâmetros, neste caso a zona, altura a que se encontra a estrutura e a rugosidade. Foi escolhida a Zona de referência A e a rugosidade do tipo 2 que tem a ver com a localização da ponte. Consequentemente levou a escolha da seguinte velocidade base do vento:

- Velocidade base do vento 27 m/s.

Relativamente a massa volúmica do ar, ρ , considerou-se 1,25 kg/ m³ enquanto que a altura de construção é 200 metros.

Tabuleiro

O Eurocódigo define a seguinte expressão para o cálculo da pressão do vento:

$$F_w = \frac{1}{2} * \rho * v_b^2 * C * A_{ref} \quad (1-A)$$

ρ é a massa volúmica do ar;

V_b velocidade base do vento;

C é o coeficiente de força do vento;

A_{ref} é área de referência;

Começando por calcular o fator C , visto que $Z_e > 50$ do EN 1991-1-4 dá a seguinte expressão de calculo:

$$C = C_e(Z_e) * C_{f,x} \quad (2-A)$$

Em que:

$C_e(Z_e)$ é o coeficiente de exposição;

$C_{f,x}$ coeficiente de forças para pontes;

O coeficiente de forças, $C_{f,x}$, é retirado através da figura seguinte:

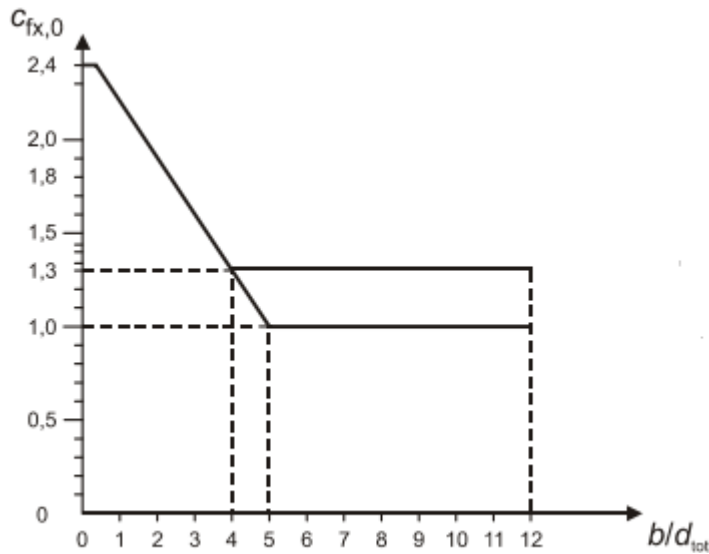


Figura A - Coeficiente de força para pontes, (adaptado de [14]).

Relativamente ao cálculo da razão B/d_{total} , começou-se por definir o valor d_{total} , que corresponde a altura do tabuleiro mais um fator que tem a ver com o formato do guarda-corpos, neste caso considerou-se o guarda corpos vazado dos dois lados, assim sendo:

$$d_{total} = d + 0,6 = 4 + 0,6 = 4,6 \text{ m} \quad (3-A)$$

b corresponde a largura do tabuleiro, obteve-se:

$$\frac{b}{d_{total}} = \frac{13,4}{4,6} = 2,91 \quad (4-A)$$

Analisando o gráfico obteve-se $C_{fx,0} = 1,6$.

Relativamente ao coeficiente de exposição $C_e(Z_e)$ é obtido através da seguinte fórmula:

$$C_e(Z) = \frac{Q_p(Z)}{q_b} \quad (5-A)$$

Em que:

Q_p é o valor da pressão dinâmica de pico;

Q_b é um valor básico de velocidade;

O valor de Q_p é determinado pela seguinte expressão:

$$Q_p(Z) = (1 + 7 * I_v(Z)) * \frac{1}{2} * \rho * V_m^2 \quad (6-A)$$

Em que:

$I_v(Z)$ é a intensidade da turbulência;

ρ é valor da densidade;

V_m é a velocidade media do vento a uma determinada altura;

Começando por calcular o fator $I_v(Z)$, temos:

$$I_v(Z) = \frac{K_t}{C_0(z) * \ln(\frac{Z}{Z_0})} \quad (7-A)$$

Em que:

K_t é um fator de turbulência;

C_0 é um coeficiente de orografia;

Z é a altura;

Z_0 é um fator de rugosidade;

K_t tem um valor recomendado de 1. O coeficiente de orografia visto a ponte estar situado num vale tem um o valor de 1. Em relação ao fator de rugosidade, Z_0 , de acordo a tabela 4.1 do Eurocódigo tem o valor de 0,05.

$$I_v(Z) = \frac{1}{1 * \ln(\frac{200}{0,05})} = 0,12 \quad (8-A)$$

V_m obtém-se através da seguinte expressão:

$$V_m(Z) = C_r(Z) * C_0(Z) * V_b \quad (9-A)$$

Em que:

$C_r(Z)$ é um fator de rigidez de acordo com a altura;

$C_0(Z)$ é um fator relacionado com a orografia;

O fator de rigidez, C_r , é definido pela seguinte expressão:

$$C_r(z) = K_r * \ln(\frac{Z}{Z_0}) \quad (10-A)$$

Em que:

Z é altura a que se encontra a construção;

Z_0 é um fator que tem em conta a rugosidade do terreno;

O fator K_r é um fator do terreno, sendo obtido por:

$$K_r = 0,19 * \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (11-A)$$

Em que:

Z_0 é um fator que tem em conta a rugosidade do terreno;

$Z_{0,II}$ tem a haver com a categoria do terreno;

Consultando o Eurocódigo, extrai-se que os valores de Z_0 e $Z_{0,II}$ é 0,05, substituindo na fórmula:

$$K_r = 0,19 * \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} = 0,19 \quad (12-A)$$

Substituindo na fórmula da rigidez, C_r , obtém-se:

$$C_r(Z) = 0,19 * \ln\left(\frac{200}{0,05}\right) = 1,58 \quad (13-A)$$

Substituindo na expressão média do vento, V_m , temos:

$$V_m = 1,58 * 1 * 27 = 42,66 \text{ m/s} \quad (14-A)$$

Por último substituindo os valores na expressão da pressão de pico:

$$Q_p(Z) = (1 + 7 * 0,12) * \frac{1}{2} * 1,25 * 42,66^2 = 2092,86 \text{ kN/m}^2 \quad (15-A)$$

Relativamente a expressão, q_b , é obtida pela seguinte expressão:

$$q_b = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 \quad (16-A)$$

Em que:

ρ é valor da densidade;

V_b é a velocidade base;

$$q_b = \frac{1}{2} * 1,25 * 27^2 = 455,6 \text{ kN/m}^2 \quad (17-A)$$

Substituindo os valores no parâmetro $C_e(z)$, temos:

$$C_e(Z) = \frac{2092,86}{455,6} = 4,59 \quad (18-A)$$

Por último a obtenção do parâmetro C:

$$C = 4,59 * 1,6 = 7,344 \quad (19-A)$$

A altura da área de referência considerou-se ter 4,6 metros, visto ser os 4 metros de altura mais 0,6 relativos ao guarda corpos, substituindo;

$$A_{ref} = 4,6 * 1 = 4,6 \text{ m}^2/\text{m} \quad (20-A)$$

Por último substituindo na fórmula da pressão de vento:

$$F_w = \frac{1}{2} * 1,25 * 27^2 * 7,344 * 4,6 = 15,39 \text{ kN/m} \quad (21-A)$$

Pilares

O cálculo da pressão do vento para os pilares, envolveu apenas o cálculo de um pilar, visto os pilares terem todos a mesma área de influência.

A força do vento para pilares é calculada pela seguinte expressão:

$$F_w = C_s C_d * \sum_{\text{superfície}} (C_f * Q_p(Z_e) * A_{ref}) \quad (22-A)$$

Em que

- $C_s C_d$ é o coeficiente estrutural;
- C_f é o coeficiente de força;
- $Q_p(Z_e)$ é a Pressão de pico;

Começou-se por calcular a pressão dinâmico de pico, através da seguinte formula:

$$Q_p(Z_e) = C_e(Z) * \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 \quad (23-A)$$

Em que:

C_e corresponde ao parâmetro da exposição do vento;

ρ é a massa volúmica do ar;

V_b é a velocidade base;

O parâmetro C_e é obtido através da seguinte fórmula:

$$C_e(Z_e) = \left(1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right)}\right) * \left(0,19 * \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right)\right)^2 \quad (24-A)$$

Em que:

- Z_e é altura de referência;
- Z_0 diz respeito a categoria do terreno escolhida;

$$C_e(Z_e) = \left(1 + \frac{7}{\ln\left(\frac{200}{0,05}\right)}\right) * \left(0,19 * \ln\left(\frac{200}{0,05}\right)\right)^2 = 4,57 \quad (25-A)$$

Substituindo:

$$Q_p = 4,57 * \frac{1}{2} * 1,25 * 27^2 = 2082 \frac{N}{m^2} = 2,082 \text{ kN/m}^2 \quad (26-A)$$

Posteriormente calculou-se o coeficiente de força, C_f , através da seguinte fórmula:

$$C_f = C_{f0} * \psi_r * \psi_\lambda \quad (27-A)$$

C_{f0} - Coeficiente de força para elementos de secção retangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades;

ψ_r - Coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados;

ψ_λ - Coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento.

O cálculo do coeficiente de força é retirado através da figura 7.23 do EC1, tendo que se calcular primeiro:

$$\frac{d}{b} = \frac{3}{3} = 1 \quad (28-A)$$

$$C_{f,0} \approx 2,1$$

No que diz respeito ao coeficiente de efeitos de extremidade para elemento, é calculado da seguinte maneira;

$$d = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (29-A)$$

Em que:

d é a distância entre a ponta do retângulo exterior e retângulo interior;

x e y são as distâncias;

$$d = \sqrt{0,7^2 + 0,7^2} = 0,99 \text{ m} \quad (30-A)$$

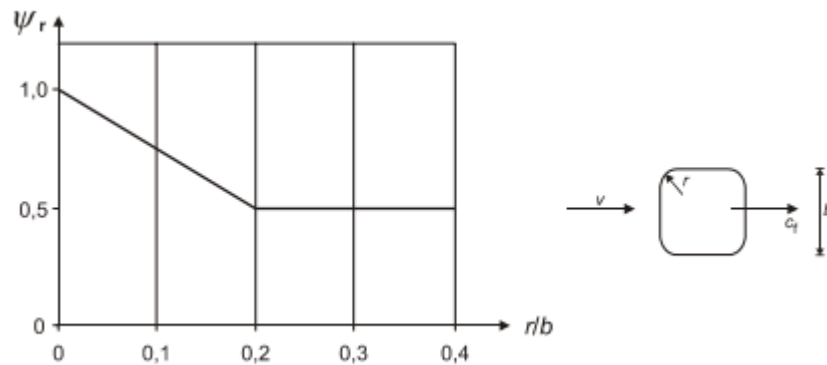


Figura B - Fator de redução, ψ_r , para seções quadradas com cantos arredondados, (adaptado de [14]).

$$r = 0,5 \Rightarrow \frac{r}{b} = \frac{0,5}{5} = 0,1 \quad (31-A)$$

Consultando a Figura B, retira-se:

$$\psi_r = 0,75$$

Relativamente ao fator consultando a tabela 7.16 do EC1, obtém-se $\psi_\lambda = 1$.

Substituindo:

$$C_f = C_{f,0} * \psi_r * \psi_\lambda = 2,1 * 0,75 * 1 = 1,575 \quad (32-A)$$

Relativamente a área de referência, calculou-se da seguinte forma:

$$A_{ref} = l * b \quad (33-A)$$

$$A_{ref} = 3 * 1 = 3 \text{ m}^2/\text{m}$$

Finalmente substituindo na expressão da força vento, obtém-se:

$$F_w = C_s C_d \cdot \sum(C_f \cdot q_p(Z_e) \cdot A_{ref}) = 1,575 * 2,082 * 3 = 9,83 \text{ kN/m} \quad (34-A)$$

Arco

O arco considerou-se como o tabuleiro, sendo o procedimento de cálculo igual ao do tabuleiro. A maior parte dos valores são iguais, então, apenas vão ser demonstrados os passos onde houve alterações.

Começou-se por calcular a razão entre b/d_{total} , não se considerando o valor que diz respeito ao formato do guarda corpos, visto o arco não ter guarda corpos. Obteve-se:

$$\frac{b}{d_{total}} = \frac{5}{5} = 1 \text{ m} \quad (35-A)$$

Consultando a figura A, retira-se:

$$C_{fx,0}=2,3 \quad (36-A)$$

Dado os restantes valores serem iguais ao descrito, ao tabuleiro, obteve-se:

$$C = 4,59 * 2,3 = 10,557 \quad (37-A)$$

Relativamente a área de referência, considerou-se:

$$A_{ref} = 5 * 1 = 5 \text{ m}^2 \quad (38-A)$$

Por último substituindo na expressão de força do vento:

$$F_w = \frac{1}{2} * 1,25 * 27^2 * 10,557 * 5 = 24,1 \text{ kN/m} \quad (39-A)$$

Em suma foram obtidas as seguintes forças:

Segmento	Força kN/m
Pilar	9,83
Tabuleiro	15,93
Arco	24,1

Anexo I - código para a modelação das cargas dinâmicas

O programa engloba três programas, devendo ser corrido pela seguinte ordem:

- 1 - Determinação das cargas temporais por nó;
- 2- Geração dos casos de carga temporais por nó;
- 3- Criação do caso de carga “Time History analysis”.

1 - Determinação das cargas temporais por nó

```
Sub WWRITERa()  
Dim num_nodes As Integer  
Dim i As Integer  
Set robappa = New RobotApplication  
Dim cas As IRobotSimpleCase  
Dim nod_col As IRobotCollection  
Set nod_col = robappa.Project.Structure.Nodes.GetAll()  
Dim mystring As String  
Dim B As Integer  
Dim recc As IRobotLoadRecord  
B = 1  
num_nodes = 90  
For i = 1 To num_nodes 'nod_col.Count  
Dim nod As IRobotNode  
Set nod = nod_col.Get(i)  
Set cas =  
robappa.Project.Structure.Cases.CreateSimple(robappa.Project.Structure.Cases.FreeNumber,  
"Case", I_CN_EXPLOATATION, I_CAT_STATIC_LINEAR)  
cas.Records.New I_LRT_NODE_FORCE  
Set recc = cas.Records.Get(1)  
mystring = B  
recc.Objects.FromText mystring  
recc.SetValue I_NFRV_FZ, -1000  
B = B + 1  
Next  
Set recc = Nothing  
Set cas = Nothing  
Set robappa = Nothing  
Set nod = Nothing  
End Sub
```

2 - Geração dos casos de carga temporais por nó

```
Sub preproc()
Dim n_t_cases As Integer
Dim tempo As Integer
Dim aux As Double
Dim no_inf As Integer
Dim no_sup As Integer
Dim a As Integer
Dim B As Integer
Dim bb As Double
Dim ti As Double
Dim e As Integer
Dim i As Integer
Dim j As Integer
Dim t As Double
Dim dt As Double
Dim ti_load As Double
Dim veloc As Double
Dim num_cargas As Integer
Dim num_nodes As Integer
Dim x_load As Double
Dim x_node_i As Double
Dim x_node_i_1 As Double
Dim x_node_i1 As Double
Dim k As Integer
Dim d As Integer
Dim ti_1 As Double
Dim ti1 As Double
Dim Pnode_i As Double
Dim Pnode_i_e As Double
Dim Pnode_i_d As Double
Dim x As Integer
Dim tt As Double
Dim w As Integer
Dim v As Integer
Dim caso As Integer
Dim c As Integer
num_cargas = 50
tempo = 1000
dt = 1 / 100
veloc = 300000 / 3600
```

```

num_nodes = 90
a = 1
B = 1
no_inf = 2
no_sup = 5
For i = 1 To num_cargas
For j = 1 To tempo
Next
Next
For i = 1 To num_cargas
t = 0
For j = 1 To tempo
Folha7.Cells(j, a) = Folha8.Cells(B, 2) + veloc * t
t = t + dt
Next
B = B + 1
a = a + 1
Next
a = 3
B = 4
c = 1
d = 1
ti = 0
For i = 1 To 1
x_node_i = 0 ' Folha1.Cells(1, 1)
x_node_i_1 = 0 ' Folha1.Cells(c - 1, 1)
x_node_i1 = 5 'Folha1.Cells(2, 1)
ti_1 = x_node_i_1 / veloc
ti = x_node_i / veloc
ti1 = x_node_i1 / veloc
For k = 1 To num_cargas
For j = 1 To tempo
x_load = Folha7.Cells(j, k)
If x_node_i_1 <= x_load Then
If x_node_i >= x_load Then
Pnode_i = (x_load - x_node_i_1) / (x_node_i1 - x_node_i)
Folha12.Cells(j, k) = Pnode_i
End If
End If
Next

```

```

Next
ti = 0
For j = 1 To tempo
aux = 0
For e = 1 To num_cargas
aux = aux + Folha12.Cells(j, e)
Folha9.Cells(j, 1) = aux
Folha12.Cells(j, e) = 0
Next
ti = ti + dt
Folha9.Cells(j, 2) = ti
Next
Next
c = 2
For i = 2 To num_nodes - 1
x_node_i = Folha1.Cells(c, 1)
x_node_i_1 = Folha1.Cells(c - 1, 1)
x_node_i1 = Folha1.Cells(c + 1, 1)
ti_1 = x_node_i_1 / veloc
ti = x_node_i / veloc
ti1 = x_node_i1 / veloc
aux = 0
For k = 1 To num_cargas
For j = 1 To tempo
x_load = Folha7.Cells(j, k)
If x_node_i_1 <= x_load Then
If x_node_i >= x_load Then
Pnode_i = (x_load - x_node_i_1) / (x_node_i - x_node_i_1)
Folha12.Cells(j, k) = Pnode_i
End If
End If
If x_node_i <= x_load Then
If x_node_i1 >= x_load Then
Pnode_i = 1 - (x_load - x_node_i) / (x_node_i1 - x_node_i)
Folha12.Cells(j, k) = Pnode_i
End If
End If
Next
Next
ti = 0

```

```

For j = 1 To tempo
aux = 0
For e = 1 To num_cargas
aux = aux + Folha12.Cells(j, e)
Folha9.Cells(j, a) = aux
Folha12.Cells(j, e) = 0
Next
ti = ti + dt
Folha9.Cells(j, B) = ti
Next
c = c + 1
a = a + 2
B = B + 2
Next
a = 1
B = 2
End Sub

```

3 - Criação do caso de carga “Time History analysis”

```

Sub Robot_model()
Dim n_t_cases As Integer
Dim sacc As RobotOM.RobotSimpleCase
Set sacc = RB.Project.Structure.Cases.CreateSimple(RB.Project.Structure.Cases.FreeNumber,
"TESTT", I_CN_EXPLOATATION, I_CAT_TIME_HISTORY)
Dim thfl As RobotOM.RobotTimeHistoryFunctionList
Set thfl = RB.Project.Structure.Cases.TimeHistoryFunctions
Dim path As String
Dim pathh As String
path = "C:\Users\Clemente\Desktop\FGA.thf"
Dim thpc As RobotOM.RobotTimeHistoryPointsCollection
Dim p As RobotOM.RobotTimeHistoryAnalysisParams
Dim mp As RobotOM.RobotTimeHistoryNewmarkAccelParams
Set p = sacc.GetAnalysisParams
p.Method = RobotOM.IRobotTimeHistoryAnalysisMethod.I_THAM_NEWMARK_ACCELERATION
Set thpc = thfl.Create()
Dim tempo As Integer
Dim aux As Double
Dim no_inf As Integer
Dim no_sup As Integer
Dim a As Integer

```

```
Dim B As Integer
Dim bb As Double
Dim ti As Double
Dim e As Integer
Dim i As Integer
Dim j As Integer
Dim t As Double
Dim dt As Double
Dim ti_load As Double
Dim veloc As Double
Dim num_cargas As Integer
Dim num_nodes As Integer
Dim x_load As Double
Dim x_node_i As Double
Dim x_node_i_1 As Double
Dim x_node_i1 As Double
Dim k As Integer
Dim d As Integer
Dim ti_1 As Double
Dim ti1 As Double
Dim Pnode_i As Double
Dim Pnode_i_e As Double
Dim Pnode_i_d As Double
Dim x As Integer
Dim tt As Double
Dim w As Integer
Dim v As Integer
Dim caso As Integer
Dim c As Integer
Dim auxx As Integer
Set p = sacc.GetAnalysisParams
p.Method = RobotOM.IRobotTimeHistoryAnalysisMethod.I_THAM_NEWMARK_ACCELERATION
caso = 3
num_cargas = 50
tempo = 1000
dt = 1 / 100
veloc = 300000 / 3600
num_nodes = 90
a = 1
B = 1
```

```

no_inf = 2
no_sup = 5
a = 3
B = 4
c = 1
d = 1
ti = 0
a = 1
B = 2
For i = 1 To num_nodes
For j = 1 To tempo
thpc.Add Folha9.Cells(j, B), Folha9.Cells(j, a) * 170
Next
a = a + 2
B = B + 2
pathh = i
thfl.Store pathh, thpc
p.Set caso, pathh, 1, 0
caso = caso + 1
thpc.SaveToFile path
thfl.SaveToFile path
thpc.Clear
Next
p.TimeStep = 0.002
p.Division = 1
p.End = 13
Set mp = p.MethodParams
mp.Alpha = 0.4
mp.Beta = 0.22
mp.Nonlinearity = True
mp.NonlinearParams.PDelta = True
mp.NonlinearParams.MatrixUpdateAfterEachIteration = True
mp.NonlinearParams.MatrixUpdateAfterEachSubdivision = True
mp.NonlinearParams.MaximumIterationNumberForOneIncrement = 4000
sacc.SetAnalysisParams p
Set sacc = Nothing
Set p = Nothing
Set mp = Nothing
auxx = 1
End Sub

```

