



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR  
Engenharia

**Ponte sobre o Rio Zambeze em Moçambique**  
**Aplicação da Solução de Edgar Cardoso para um vão de 360 m**

**Filipe Marques Ferraz**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil - Estruturas e Construção**  
(ciclo de estudos integrado)

Orientador: Prof. Doutor João António Saraiva Pires da Fonseca

**Covilhã, Outubro de 2013**



Aos meus pais e irmão

À Patrícia



# Agradecimentos

O autor agradece ao Professor João Fonseca, orientador do presente trabalho, pela disponibilidade, encorajamento e por todo o conhecimento e orientação transmitidos ao longo deste trabalho.

Aos professores de um modo geral pelos conhecimentos transmitidos ao longo dos anos.

Agradece ainda aos amigos que ajudaram de algum modo a chegar a esta fase final.



# Resumo

O presente trabalho diz respeito ao projecto de uma ponte sobre o rio Zambeze baseada na concepção utilizada por Edgar Cardoso na construção da actualmente designada Ponte Samora Machel em Tete, Moçambique. Foi analisado em detalhe o projecto original e elaborado um modelo digital geométrico tridimensional de toda a estrutura, tendo em vista a compreensão de várias soluções originais pouco divulgadas, que terão sido utilizadas com sucesso na execução da ponte. Com o objectivo de potenciar um sistema construtivo ainda pouco utilizado em todo o mundo para a estrutura de pontes suspensas, foram efectuados cálculos e estudos paramétricos com recurso a modelos estruturais complexos, para de uma forma coerente, poder usar o mesmo sistema para uma ponte com vãos de maior desenvolvimento. A existência de cabos de rigidez pré-esforçados ao nível do tabuleiro, associados aos pendurais inclinados formando triangulação e aos cabos funiculares constitui um sistema do tipo “viga em treliça” com continuidade sobre os apoios intermédios. O sistema de cabos com as características adequadas mostra-se suficientemente rígido para dispensar qualquer outra viga de rigidez adicional. A distância que existe entre o vértice do cabo funicular e o cabo de rigidez é o parâmetro mais influente na redução dos deslocamentos verticais sob a acção das sobrecargas rodoviárias. Independentemente da flecha utilizada para o cabo funicular, os deslocamentos provocados pelas sobrecargas variáveis são menores à medida que é aumentada a altura da viga a meio vão. Quanto maior for o vão da ponte, maior terá de ser a altura da viga para que existam deslocamentos admissíveis. Como resultado global do presente trabalho, confirma-se a viabilidade de execução de uma ponte com um vão central de 360 m, considerando-se que se trata de um sistema económico e de fácil execução.

## Palavras-chave

Pontes suspensas, viga articulada contínua, vão de 360 m, Pontes em Moçambique.



# Abstract

This thesis concerns the design of a suspension bridge based on the design concept used by Edgar Cardoso in the construction of the actually currently designated "Samora Machel Bridge" in Tete, Mozambique. The original design was analyzed in detail and a three-dimensional geometric digital model of the all structure was elaborated, in order to understand several original solutions, that have been successfully used in the construction of the bridge. The aim of this project is promoting a constructive system rarely used worldwide for the structure of suspension bridges. Structural analysis and parametric studies on complex models of the structure were performed in order to use the same system for a bridge with greater spans. The existence of prestressed stiffening cables at the level of the bridge deck, with inclined hangers forming triangles and funicular cables create a "truss-girder" with bending continuity over the intermediate supports. The cable system with the appropriate characteristics is sufficiently rigid to dispense any additional stiffness-girder. The distance between the vertex of the funicular cable and the horizontal stiffness cable is the most important parameter in reducing vertical displacements due to the traffic loads. Independently of the sag used for the funicular cable, the displacements caused by vehicle loads variables are smaller the height of the girder increases. The higher the span of the bridge, the greater must be the height of the girder, so that acceptable displacements are obtained. It was demonstrated that the structural concept used by Edgar Cardoso in the construction of the Samora Machel Bridge in Tete, Mozambique, is viable for a main span of 360 m, with economy and simple construction methods.

## Keywords

Suspension bridges, continuous truss girder, 360 m long span, Bridges in Mozambique.



# Índice

1. Introdução .....	1
1.1 Enquadramento do tema .....	1
1.2 Recolha bibliográfica .....	2
2. Descrição geral da ponte .....	3
2.1 Elementos do projecto .....	3
2.2 Características gerais e pormenores construtivos .....	3
3. Objectivos .....	17
3.1 Formulação do problema .....	17
3.2 Hipótese .....	17
4. Análise numérica - Vãos de 180 m .....	19
4.1 Programas de cálculo automático .....	19
4.2 Dados .....	19
4.2.1 Geometria .....	19
4.2.2 Solicitações .....	20
4.3 Modelos .....	21
4.3.1 Análise não linear .....	21
4.3.2 Metodologia .....	24
4.4 Apresentação de resultados .....	26
4.4.1 Três casos de carga aplicados à estrutura original .....	26
4.4.2 Caso de carga 1 .....	28
4.4.3 Caso de carga 2 .....	34
4.4.4 Diferentes secções nos cabos e pilares .....	36
4.4.5 Linhas de influência .....	38
4.4.5.1 Meio do vão central .....	39
4.4.5.2 Meio do vão 2 .....	41
4.5 Síntese .....	43
5 Análise numérica - Vão de 360 m .....	45
5.1 Metodologia .....	45
5.2 Diferentes afastamentos das carlingas .....	45
5.3 Linhas de influência .....	46
5.4 Caso de carga para máximo esforço de tracção no cabo de rigidez .....	49

5.5 Síntese .....	52
6. Avaliação dos deslocamentos e esforços da estrutura variante .....	53
6.1 Características geométricas adoptadas.....	53
6.2 Metodologia .....	54
6.3 Apresentação de resultados.....	55
6.3.1 Cargas permanentes.....	55
6.3.2 Sobrecargas variáveis .....	56
6.3.3 Verificação da estabilidade .....	57
7. Conclusão .....	59
Referências bibliográficas .....	60
ANEXOS .....	61

# Lista de Figuras

Figura 1. Fotografias dos modelos reduzidos á escala 1/50 que serviram de base ao projecto original [1]. .....	1
Figura 2. Vista lateral do modelo virtual 3D. ....	4
Figura 3. Pormenor da ligação das carlingas aos pendurais e aos cabos de rigidez. ....	4
Figura 4. Corte transversal do tabuleiro onde é possível ver a faixa de rodagem de 7,2 m separadas dos passeios laterais de 1,85 m. ....	5
Figura 5. Dispositivo de amarração dos cabos de rigidez às carlingas.....	6
Figura 6. Dispositivo de ligação dos pendurais aos cabos funiculares, $\alpha$ e $\beta$ variáveis.....	7
Figura 7. Dispositivo de ligação dos pendurais aos cabos funiculares junto aos encontros. ....	7
Figura 8. Dispositivo de amarração dos cabos de rigidez aos encontros. ....	8
Figura 9. Ligação dos cabos funiculares ao encontro. ....	8
Figura 10. Dispositivo que serve de apoio à passagem dos cabos funiculares no topo das torres. ....	9
Figura 11. Carlinga, alçado, planta, corte e perspectiva. ....	10
Figura 12. Longarina, vista lateral corte e perspectiva. ....	10
Figura 13. Montagem de 9 longarinas sobre as carlingas antes da betonagem que as une. ....	11
Figura 14. Vista inferior do tabuleiro onde são visíveis as carlingas espaçadas de 10 m com as longarinas simplesmente apoiadas nas mesmas. ....	12
Figura 15. Apoio fixo com rótula de eixo vertical. ....	12
Figura 16. Torre nº 3. ....	13
Figura 17. Apoio lateral das carlingas na torre, com livre dilatação vertical e longitudinal em relação à ponte. ....	14
Figura 18. Encontro da ponte onde são ancorados os cabos funiculares e de rigidez. ....	16
Figura 19. Geometria da estrutura de cabos no vão central e parâmetros seleccionados para análise comparativa de soluções alternativas. ....	20
Figura 20. Estrutura com AB = BC = barra de aço $\varnothing 50$ [mm] e E=200 [GPa] .....	22
Figura 21. Distribuição inicial das sobrecargas. Casos de carga 1, 2 e 3 respectivamente.....	25
Figura 22. Viga continua apoiada ao nível do cabo funicular sobre os pilares. ....	25

Figura 23. F25H5 - Ilustração da distribuição de esforços ao longo da estrutura de cabos até aos pilares. ....	31
Figura 24. F2H28 – Ilustração da distribuição de esforços ao longo da estrutura de cabos até aos pilares. ....	32
Figura 25. Legenda dos troços calculados pelo método dos nós. ....	55

# Lista de Tabelas

Tabela 1. Propriedades de todos os elementos construtivos utilizados nos modelos. ....	20
Tabela 2. Deslocamentos e esforços, máximos e a meio dos vãos para os 3 casos de carga.....	27
Tabela 3. Lista de modelos realizados para cada caso de carga. ....	28
Tabela 4. Áreas e inercias utilizadas nos modelos seguintes.....	37
Tabela 5. Características que são alteradas nos modelos com diferentes espaçamentos entre carlingas. ....	45
Tabela 6. Deslocamentos e esforços para os diferentes modelos.....	46
Tabela 7. Modelos efectuados. ....	47
Tabela 8. Estimativa dos esforços para cada troço calculados pelo método dos nós. ....	56
Tabela 9. Verificação da resistência ao estado limite último. ....	58



# Lista de Gráficos

Gráfico 1. Esforços nas barras AB e BC para diferentes $h$ da figura 20. ....	23
Gráfico 2. Deslocamentos relativos do ponto B para diferentes $h$ da figura 20. ....	23
Gráfico 3. Esforços N no cabo funicular para os 3 diferentes casos de carga. ....	26
Gráfico 4. Esforços N no cabo de rigidez para os 3 diferentes casos de carga. ....	26
Gráfico 5. Esforços N nos pendurais para os 3 diferentes casos de carga.....	27
Gráfico 6. Deslocamentos $\Delta$ do cabo de rigidez para os diferentes casos de carga.....	27
Gráfico 7. Esforço N no cabo funicular a meio do vão central, para o caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H. ....	29
Gráfico 8. Esforço N no cabo de rigidez a meio do vão central, para o caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H. ....	29
Gráfico 9. Deslocamento $\Delta$ a meio do vão central, para o caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.....	30
Gráfico 10. Momentos M a meio do vão central, para o caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.....	30
Gráfico 11. Deslocamento $\Delta$ a meio do vão central, em função dos parâmetros F e H, com $F + H = 30$ m. ....	33
Gráfico 12. Esforço N no cabo funicular a meio do vão central, em função dos parâmetros F e H, com $F + H = 30$ m. ....	33
Gráfico 13. Esforço N no cabo de rigidez a meio do vão central, em função dos parâmetros F e H, com $F + H = 30$ m. ....	33
Gráfico 14. Momento M a meio do vão central, em função dos parâmetros F e H, com $F + H = 30$ m. ....	33
Gráfico 15. Esforço N no cabo funicular a meio do vão central, para o caso de carga 2, em função dos parâmetros F e H. ....	34
Gráfico 16. Esforço N no cabo de rigidez a meio do vão central, para o caso de carga 2, em função dos parâmetros F e H. ....	35
Gráfico 17. Deslocamento $\Delta$ a meio do vão central, para o caso de carga 2, em função dos parâmetros F e H.....	35
Gráfico 18. Momento M a meio do vão central, para o caso de carga 2, em função dos parâmetros F e H.....	36

Gráfico 19. Deslocamento $\Delta$ a meio do vão central quando se fazem variar as secções. ....	37
Gráfico 20. Esforço N no cabo funicular a meio do vão central quando se fazem variar as secções .....	37
Gráfico 21. Esforço N no cabo de rigidez a meio do vão central quando se fazem variar as secções. ....	37
Gráfico 22. Momento a meio do vão central quando se fazem variar as secções.....	38
Gráfico 23. Linhas de influência para máximo esforço de tracção no cabo de rigidez a meio do vão central.....	39
Gráfico 24. Linhas de influencia para o máximo esforço de compressão do cabo funicular a meio do vão central.....	39
Gráfico 25. Somatório dos deslocamentos $\Sigma\Delta$ de todos os nós, que maximiza o esforço de tracção no cabo de rigidez, em função dos parâmetros F e H.....	40
Gráfico 26. Somatório dos deslocamentos $\Sigma\Delta$ de todos os nós, que maximiza o esforço de compressão no cabo funicular, em função dos parâmetros F e H.....	40
Gráfico 27. Somatório dos deslocamentos $\Sigma\Delta$ de todos os nós, que maximiza o esforço de tracção no cabo funicular, em função dos parâmetros F e H. ....	41
Gráfico 28. Linhas de influência para máximo esforço de tracção no cabo de rigidez a meio do vão 2. ....	42
Gráfico 29. Linhas de influência para máximo esforço de compressão do cabo funicular a meio do vão 2. ....	42
Gráfico 30. Somatório dos deslocamentos $\Sigma\Delta$ de todos os nós que maximiza o esforço de tracção no cabo de rigidez. ....	43
Gráfico 31. Somatório dos deslocamentos $\Sigma\Delta$ de todos os nós, que maximiza o esforço de tracção no cabo funicular, em função dos parâmetros F e H. ....	47
Gráfico 32. Somatório dos deslocamentos $\Sigma\Delta$ de todos os nós, que maximiza o esforço de compressão no cabo funicular, em função dos parâmetros F e H.....	48
Gráfico 33. Somatório dos deslocamentos $\Sigma\Delta$ de todos os nós, que maximiza o esforço de tracção no cabo de rigidez, em função dos parâmetros H e F.....	48
Gráfico 34. Somatório dos deslocamentos $\Sigma\Delta$ de todos os nós, que maximiza o esforço de compressão no cabo de rigidez, em função dos parâmetros F e H. ....	49
Gráfico 35. Esforço N no cabo funicular a meio do vão central, em função dos parâmetros F e H. ....	50

Gráfico 36. Esforço N no cabo funicular a meio do vão central, em função dos parâmetros F e H. ....	50
Gráfico 37. Momentos M na secção meio do vão central, em função dos parâmetros F e H....	51
Gráfico 38. Deslocamentos $\Delta$ na secção a meio do vão central, em função dos parâmetros F e H. ....	51



# Lista de Acrónimos

EC1	Eurocódigo 1
UBI	Universidade da Beira Interior
IAPD	Instituto de Apoio ao Desenvolvimento



# 1.Introdução

## 1.1 Enquadramento do tema

Construir grandes pontes é sempre sinónimo de elevados investimentos. A necessidade de evoluir e encontrar alternativas viáveis é constante. Porém, estão construídas soluções que nos podem ajudar a seguir esse caminho.

Existem em Moçambique duas pontes, projectadas por Edgar Cardoso na década de 60 do século XX, com uma estrutura especial e rara em todo o mundo. São pontes suspensas, pré-esforçadas, de cabos funiculares, que não têm as convencionais vigas de rigidez. Destacam-se pelo sistema construtivo de fácil execução e economicamente competitivo. Segundo [1] o sistema “É de custo incomparavelmente inferior ao das soluções convencionais de análogos vãos”.

Aquando da elaboração do projecto destas estruturas não era possível calculá-las com alguma segurança pela via analítica. Tais dificuldades de cálculo não foram impeditivas para que se realizassem semelhantes estruturas. Foi imprescindível recorrer a modelos reduzidos (Fig.1), que juntamente com a resolução analítica permitiram a execução destas obras de arte.

Segundo [1] “O engenheiro projectista desde que tenha um método mais simples e mais rigoroso de resolver o seu problema concreto tem obrigação de o adoptar. Não vai assim perder tempo e dinheiro com cálculos puramente algébricos se por via experimental, com emprego de modelos reduzidos elasticimétricos consegue obter com maior precisão o verdadeiro estado de tensão e de deformação de todos os pontos ou barras da estrutura”.



Figura 1. Fotografias dos modelos reduzidos á escala 1/50 que serviram de base ao projecto original [1].

O cálculo deste tipo de estruturas está actualmente facilitado pela tecnologia existente. Pode considerar-se um desafio e um dever para os técnicos actuais aproveitar a genialidade empregue nestas obras e estudar o seu funcionamento.

## 1.2 Recolha bibliográfica

As pontes sobre o rio Save e Zambeze foram projectadas na década de 1960 e existem arquivos onde são bem descritos todos os cálculos e processos de construção [1][2][3]. Os documentos do projecto encontram-se arquivados no IPAD - Instituto Português de Apoio ao Desenvolvimento, lamentavelmente em relativo mau estado de conservação. Foi no entanto possível retirar destes toda a informação necessária para a presente análise das estruturas.

Numa visita ao IPAD, foram fotografados os desenhos e pormenores das pontes, assim como grande parte das memórias descritivas, onde existe informação muito detalhada e de interesse na compreensão destas obras. Foi também considerada uma parte da recolha bibliográfica realizada em [4] por Mirovaldo Nazaré quando efectuou o estudo destas mesmas pontes tendo em vista a verificação da sua segurança.

Em [5] pode ser encontrada informação detalhada sobre estruturas de pontes suspensas. Nomeadamente no que diz respeito ao comportamento não linear de estruturas de cabos, podem ser comparados os resultados de cálculos analíticos com os obtidos com o programa de cálculo automático. No entanto não consta em [5] qualquer referência ao sistema adoptado por Edgar Cardoso nas pontes sobre os rios Save e Zambeze.

## **2. Descrição geral da ponte**

### **2.1 Elementos do projecto**

As duas pontes construídas sobre os rios Save e Zambeze são estruturalmente muito semelhantes, diferindo apenas na grandeza de vãos, sistemas de fundação das torres e largura dos passeios. Este estudo incide principalmente na ponte sobre o rio Zambeze em Tete, na estrada 103, em Moçambique. Apesar de ser das duas a que tem menores vãos principais, era sobre ela que estavam disponíveis os melhores desenhos e pormenores.

Pela análise efectuada das memórias descritivas existentes é perceptível que todos os detalhes foram pensados para a estrutura exactamente como ela é. Alterar um detalhe estrutural pode alterar o comportamento geral da estrutura ou provocar anomalias locais.

Na sequência do estudo do projecto da ponte existente, foi elaborado um modelo virtual tridimensional da estrutura, com recurso a um programa de desenho técnico profissional [6] a partir do qual foram elaboradas as ilustrações presentes neste capítulo. Este modelo virtual 3D, com elevado detalhe, obrigou a uma análise detalhada dos desenhos e memórias descritivas existentes [1][2], permitindo assim perceber com precisão todos os elementos constituintes da ponte bem como o seu funcionamento.

Os desenhos existentes estavam disponíveis em fotografias totais e parciais retiradas dos desenhos de Edgar Cardoso. As fotografias gerais dos desenhos não tinham qualidade suficiente para poder retirar delas todos os pormenores. As fotografias parciais tinham qualidade suficiente mas estavam dispersas e com diferentes perspectivas, pelo que foi necessário recorrer a um programa de tratamento de imagem [7] para poder retirar delas todo o detalhe necessário. Uma vez tratadas, as imagens foram montadas num programa de desenho [6] em formato digital como se exemplifica no anexo.

### **2.2 Características gerais e pormenores construtivos**

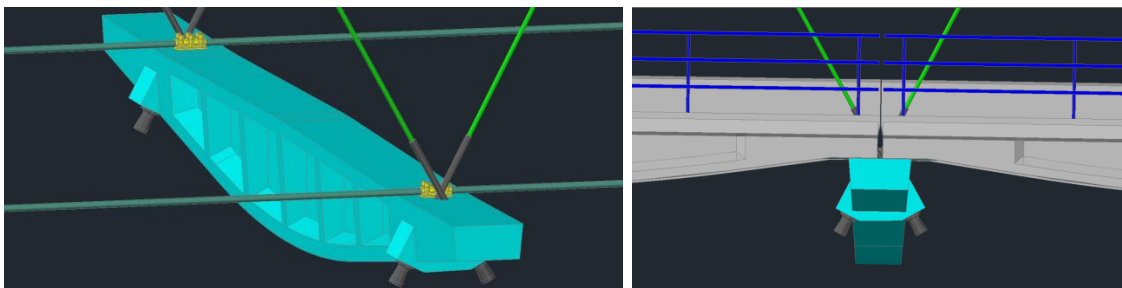
A actual ponte Samora Machel sobre o Rio Zambeze é do tipo suspensa pré-esforçada, de cabos funiculares contínuos entre maciços de amarração, sem as convencionais vigas de rigidez. Tem a particularidade de ter os pendurais inclinados e a existência de cabos de rigidez ao nível do tabuleiro, formando duas “vigas em treliça” longitudinais contínuas (Fig.2).



**Figura 2. Vista lateral do modelo virtual 3D.**

A ponte é constituída por 3 vãos interiores de 180 m e 2 vãos extremos de 90 m perfazendo com os encontros um total de 762 m. Possui uma faixa de rodagem de 7,20 m separada por muros de betão armado dos seus passeios laterais de 1,85 m de largura.

A rasante ao tabuleiro é parabólica, de equação  $y = 0,0000416667x^2$ , referida ao centro da ponte (vértice), correspondente a uma flecha de 5,4 m na corda de 720 m, a fim de dar maior altura ao gabarito de navegação na parte central do rio sem ter que elevar demasiadamente os encontros, os maciços de amarração e os acessos.



**Figura 3. Pormenor da ligação das carlingas aos pendurais e aos cabos de rigidez.**

A reduzida deformabilidade da obra é garantida pelos cabos horizontais de rigidez pré-esforçados e que se situam ao nível do tabuleiro (Fig.3), os quais formam com os cabos funiculares, pendurais inclinados, sistemas de malhas triangulares, aptos para suportar as acções permanentes e as sobrecargas rodoviárias [2].

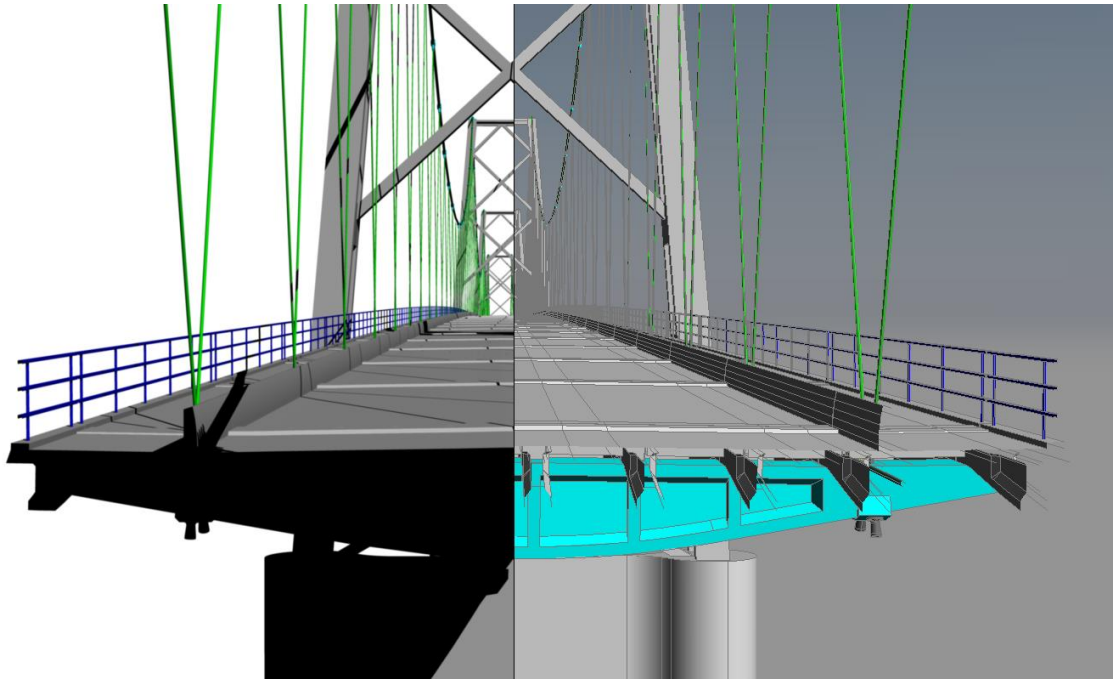
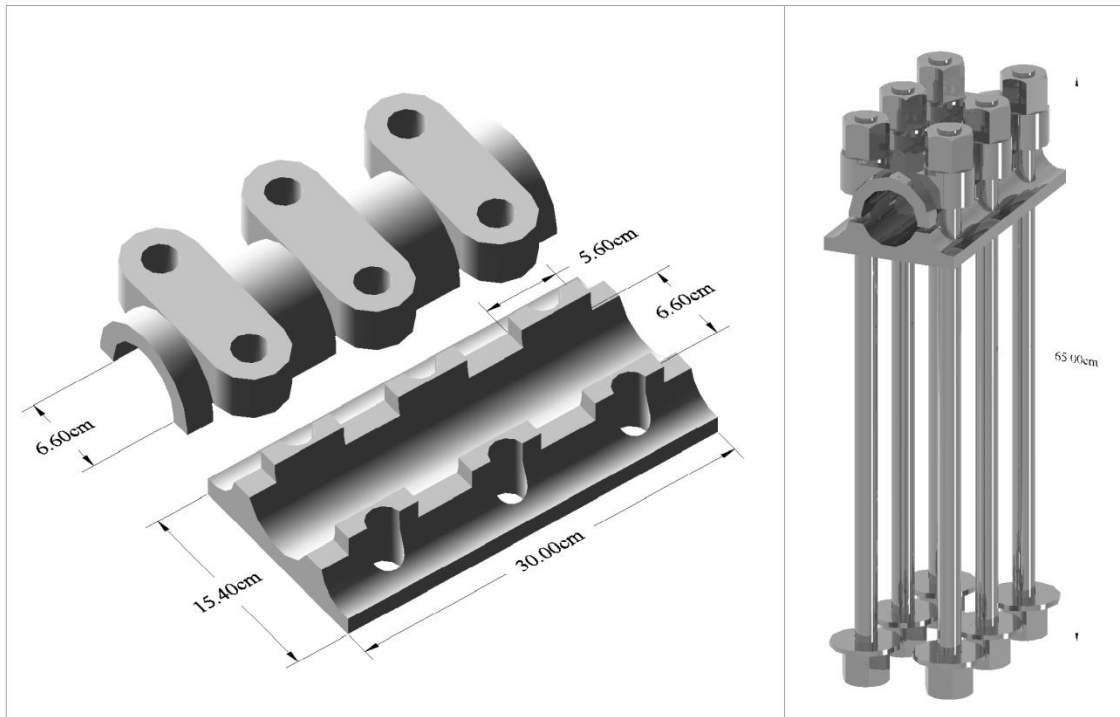


Figura 4. Corte transversal do tabuleiro onde é possível ver a faixa de rodagem de 7,2 m separadas dos passeios laterais de 1,85 m.

Os cabos funiculares formam em cada vão, uma poligonal inscrita numa parábola 180 m de corda e 19,8 m de flecha, situando-se em dois planos verticais paralelos afastados de 8,40 m. Cada um é constituído por 7 cabos elementares, cada um de 146 fios paralelos de aço duro galvanizado de diâmetro 5 mm e tensão de rotura mínima de 1800 MPa, com um total por cabo, de 1022 fios, com diâmetro aparente de 170 mm [2].

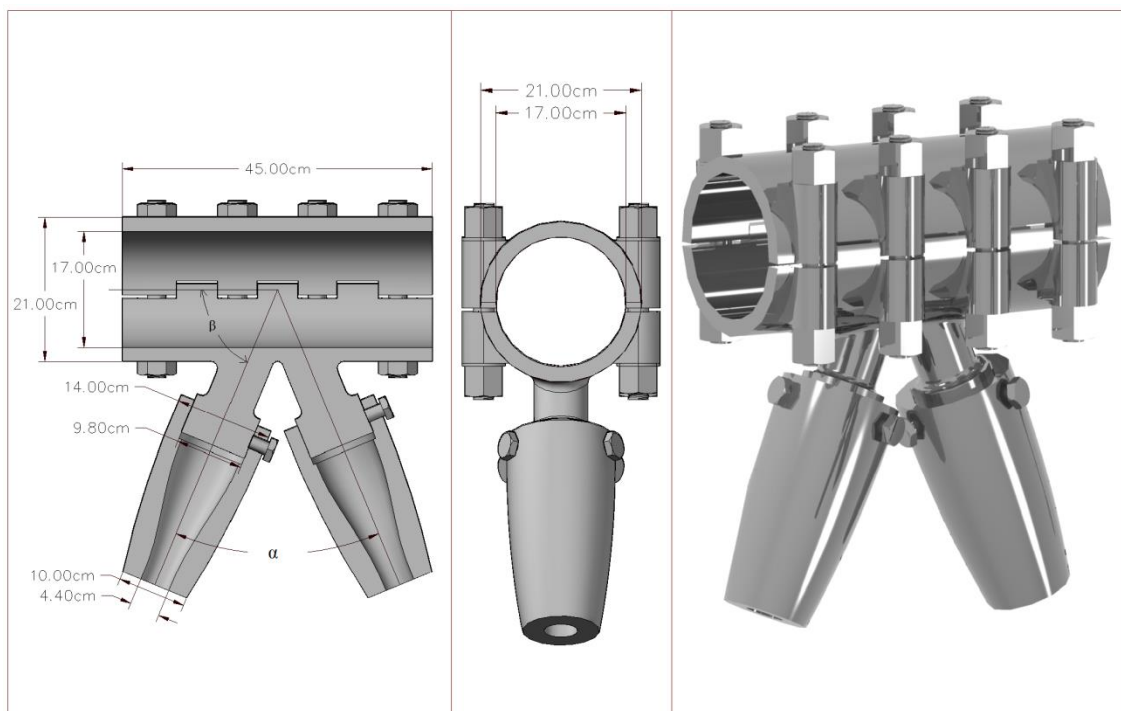
Os cabos de rigidez são parabólicos, paralelos à rasante e situam-se ao nível superior das carlingas (Fig.3). O seu afastamento relativo é de 8,04 m e são constituídos, cada um, por 146 fios de aço análogos aos dos cabos funiculares, inicialmente pré-esforçados a cerca de 1150 kN para poderem suportar as compressões resultantes da acção das sobrecargas nas zonas das torres e acções do vento, sem risco de afrouxamento. O seu diâmetro aparente é de 66 mm e uma vez traccionados são amarrados todos os 10 m, às carlingas por intermédio de peças especiais de fixação, de aço vazado, associados a barras de aço embebidas no betão (Fig.5).



**Figura 5. Dispositivo de amarração dos cabos de rigidez às carlingas.**

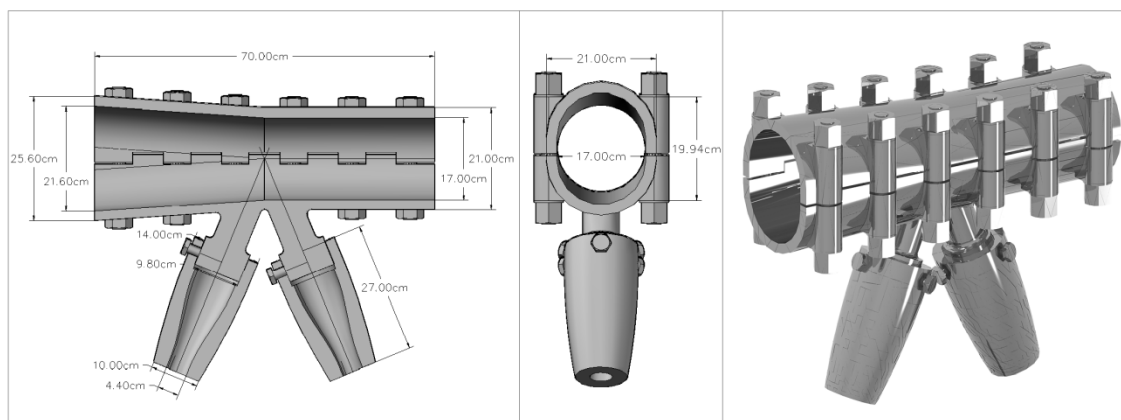
A ligar os cabos funiculares aos cabos de rigidez existem, todos os 10 m em projecção horizontal, os pendurais oblíquos, constituindo no conjunto duas “paredes” trianguladas resistentes que suportam os tramos apoiados do tabuleiro por intermédio de carlingas (Fig.3), estabelecendo estas a união das duas “paredes” de suspensão. Cada pendural é formado por 63 fios paralelos de aço duro galvanizado de tensão de rotura 1800 MPa. Os pendurais tem diâmetro aparente de 44 mm

A ligação entre os pendurais e os cabos funiculares são em aço vazado e a sua geometria é variável ao longo da obra, existindo dois elementos simétricos em cada tramo. (Fig.6).



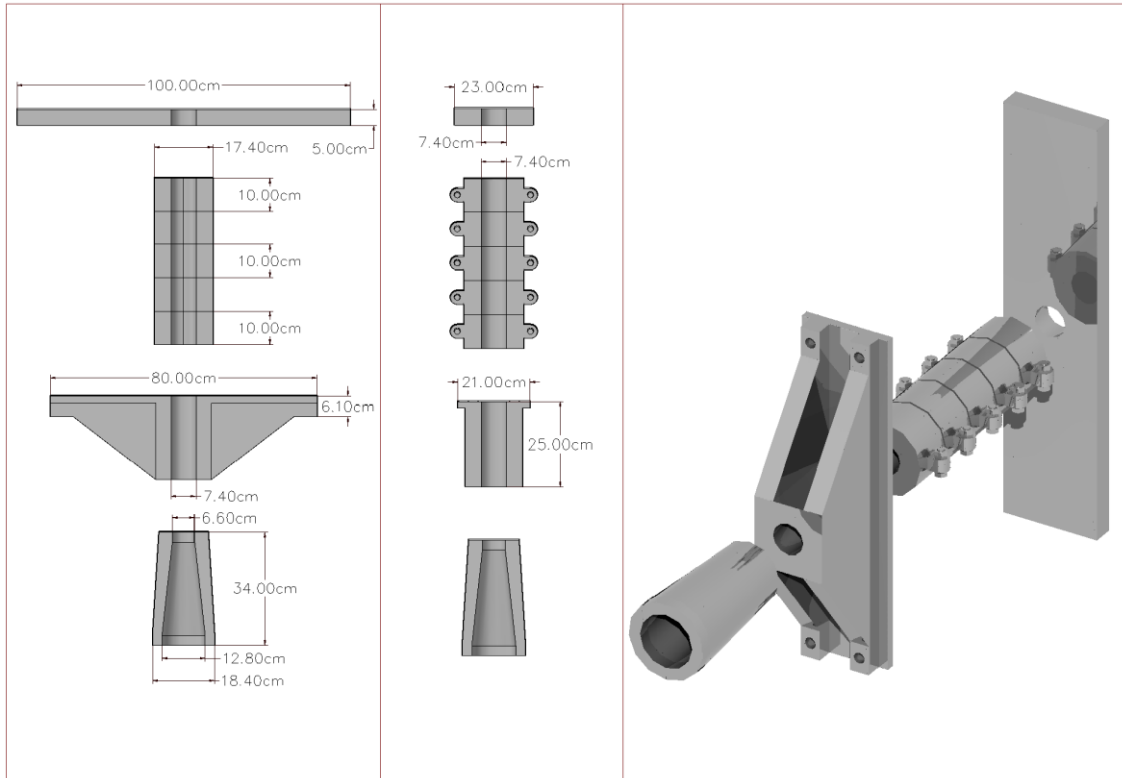
**Figura 6. Dispositivo de ligação dos pendurais aos cabos funiculares,  $\alpha$  e  $\beta$  variáveis.**

Junto aos encontros, o dispositivo de ligação é mais alongado (Fig.7) e a sua geometria permite que o cabo funicular se comece a subdividir em cabos elementares na direcção do encontro.

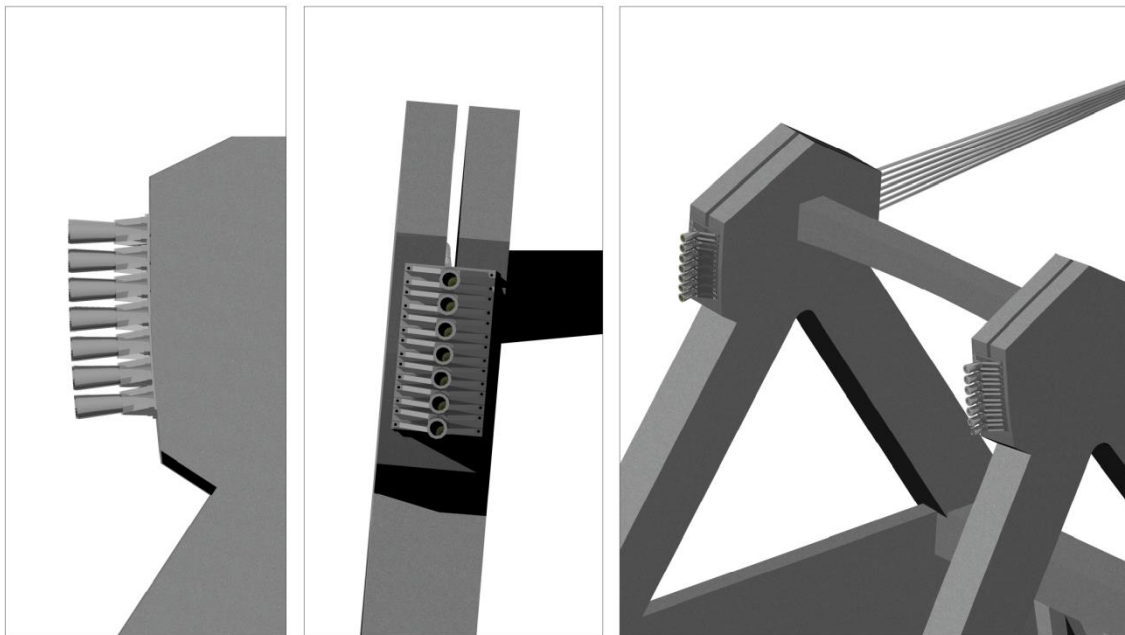


**Figura 7. Dispositivo de ligação dos pendurais aos cabos funiculares junto aos encontros.**

Os dispositivos que fazem as amarrações dos cabos funiculares e dos cabos de rigidez aos encontros são de aço vazado referido no projecto com a designação tipo AC60 e diferem apenas no que diz respeito às braçadeiras terminais. No cabo de rigidez, por ser pré-esforçado, serão aplicadas braçadeiras de 10 cm para manter o seu alongamento depois de aplicado o pré-esforço (Fig.8). Os cabos funiculares junto aos encontros são divididos em 7 cabos elementares de 146 fios, ficando as suas amarrações em leque (Fig.9).

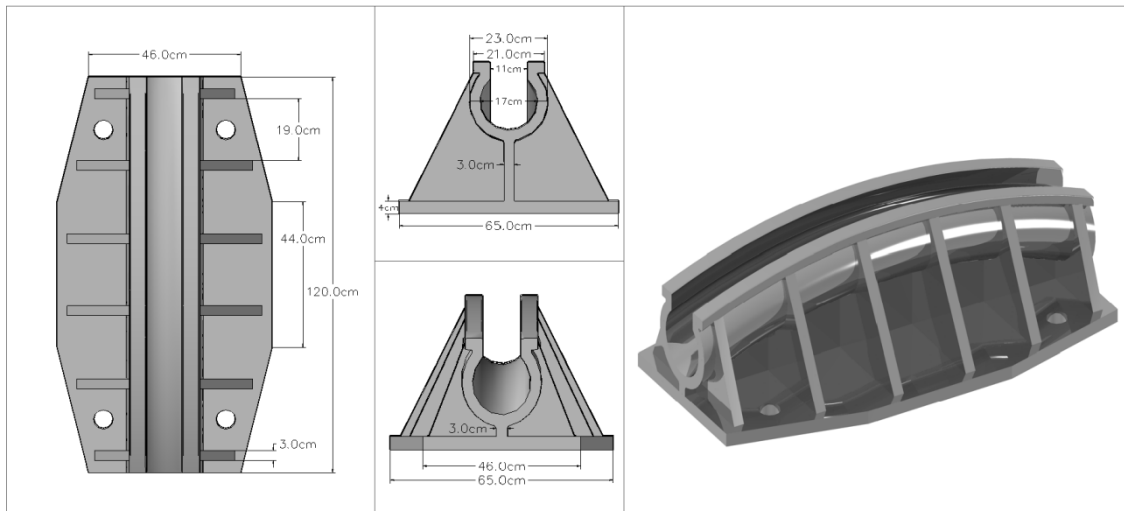


**Figura 8. Dispositivo de amarração dos cabos de rigidez aos encontros.**



**Figura 9. Ligação dos cabos funiculares ao encontro.**

Os apoios “de passagem e atrito” dos cabos funiculares nos topos das torres são também em aço vazado AC60 (Fig.10).



**Figura 10. Dispositivo que serve de apoio à passagem dos cabos funiculares no topo das torres.**

Todos os cabos são devidamente protegidos da corrosão, independentemente da galvanização dos fios. Consiste essa protecção no embebitamento dos cabos com betume a que se segue o enrolamento de arame de aço macio galvanizado de diâmetro 3 mm dos cabos funiculares e 2 mm dos cabos de rigidez e dos pendurais, enrolamentos que receberam por seu turno, uma pintura metálica a 3 demãos e que se estenderá às peças de aço vazado.

As carlingas que estabelecem a citada ligação entre as duas paredes principais de suspensão são vigas pré-fabricadas de betão pré-esforçado, de inercia variável, com a sua face superior alargada de 70 cm para formar uma mesa de apoio/estribo pra as longarinas do tabuleiro (Fig.11). A sua altura varia de 1,2 m a meio vão até 0,344 m nos extremos. São de secção I de banzos desiguais, com reforços de alma na prumada dos apoios das vigas do tabuleiro. O pré-esforço parcial das carlingas é de 1600 kN após as perdas.

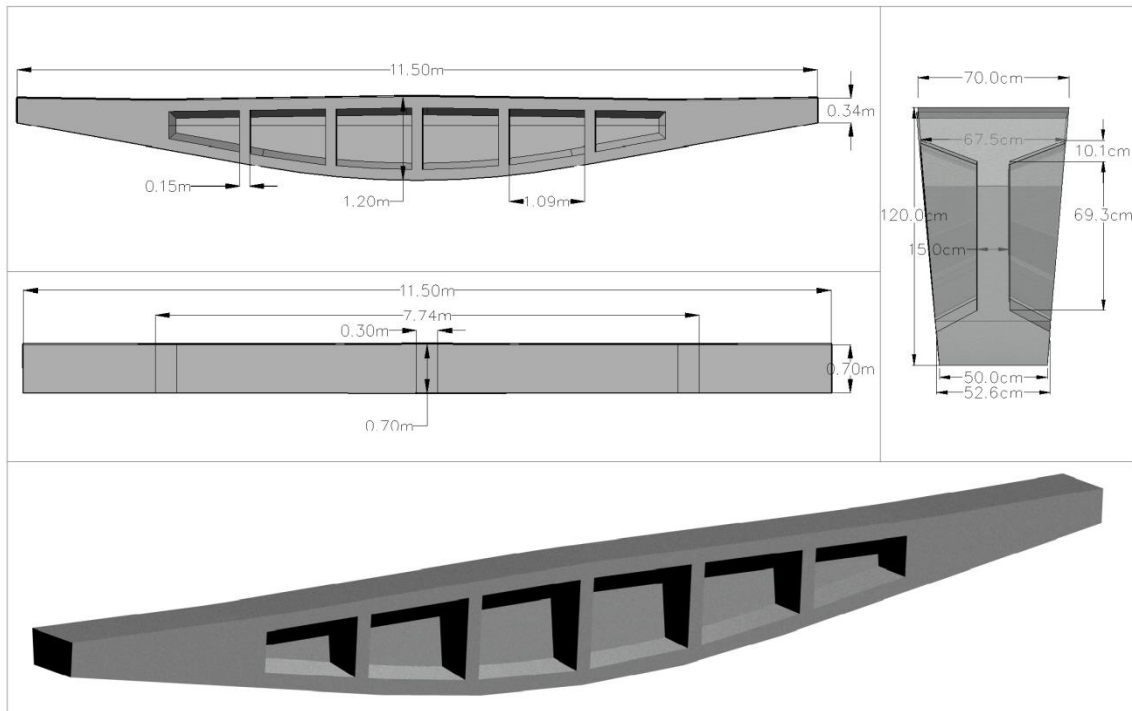


Figura 11. Carlinga, alçado, planta, corte e perspectiva.

Longitudinalmente o tabuleiro é formado por tramos simplesmente apoiados de vãos entre eixos de carlingas de 10 m, cada um constituído por 9 longarinas de betão pré-esforçado (Fig.13), pré-fabricadas, posteriormente ligadas *in situ* pelo banzo superior - a laje - e por 4 travessas, sendo duas flutuantes e as outras duas sobre os apoios. Transversalmente os tabuleiros são de betão armado, laje e travessas. As vigas longitudinais, ou longarinas, são também de igual resistência, de secção I e comportam um pré-esforço final de 570 kN (Fig.12)[2].

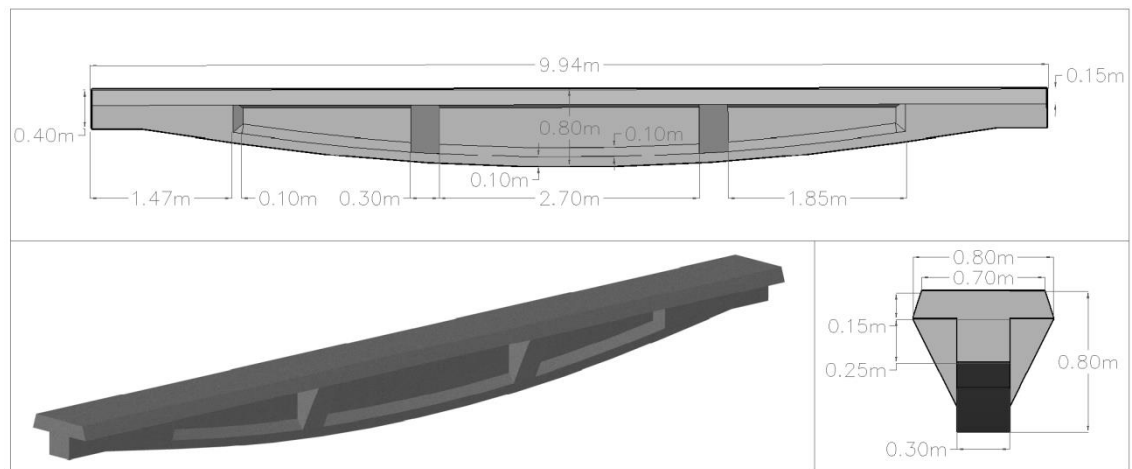
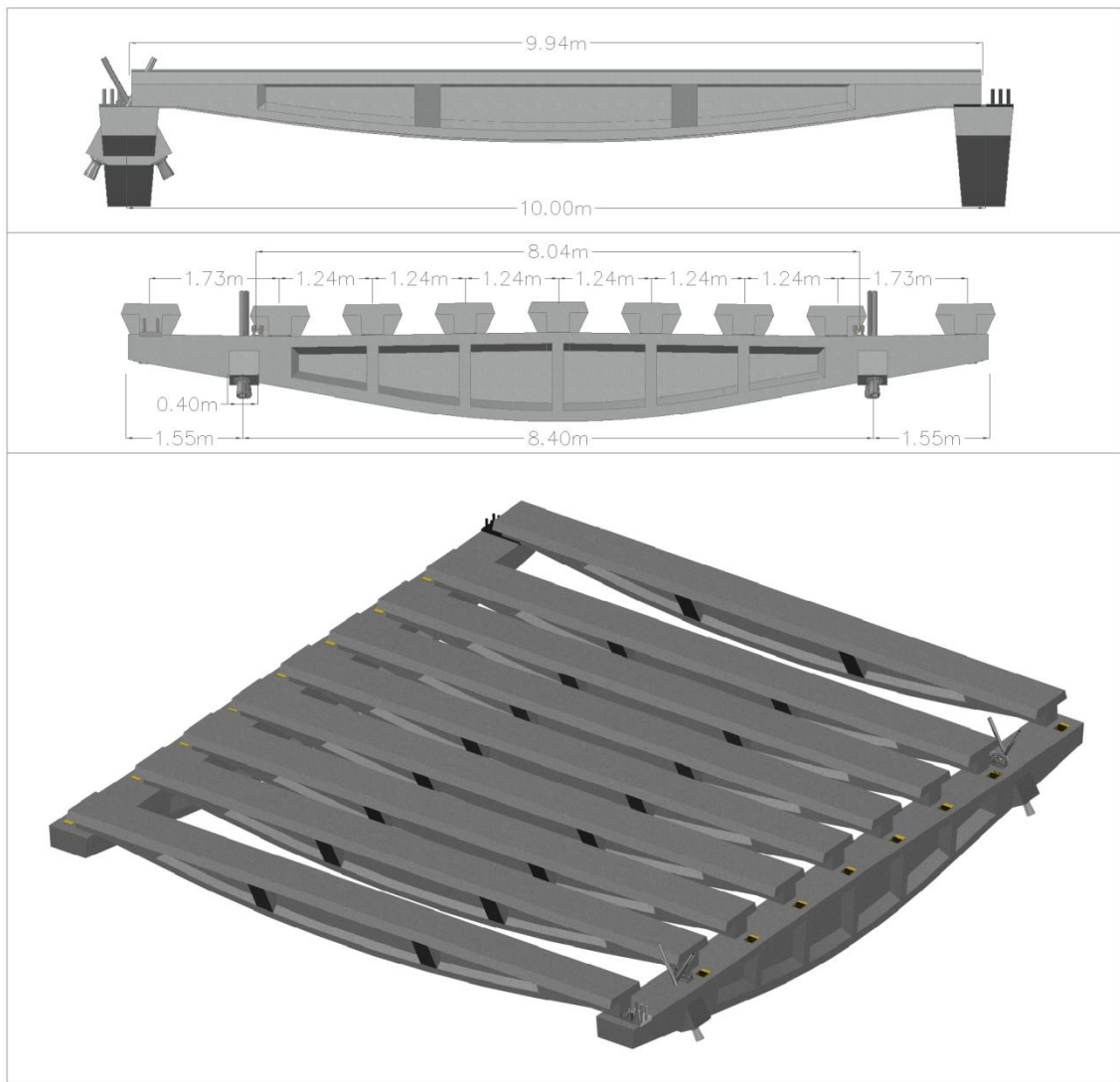
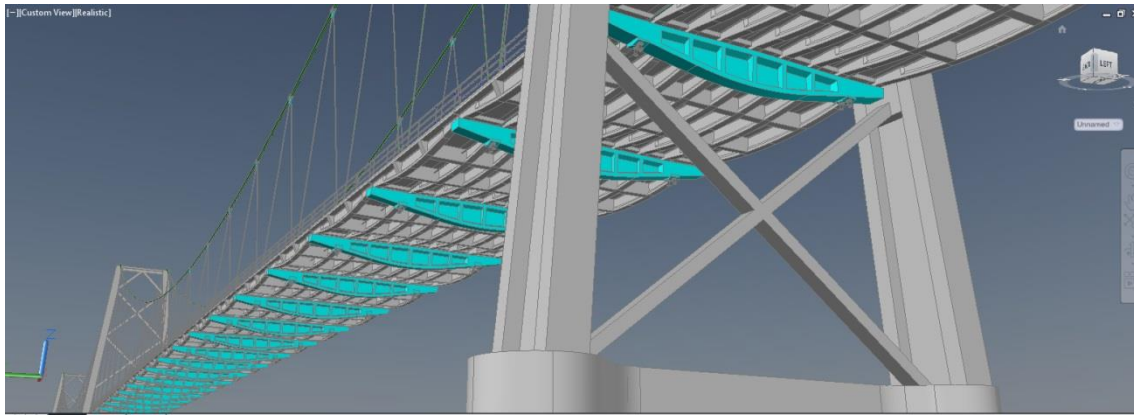


Figura 12. Longarina, vista lateral corte e perspectiva.



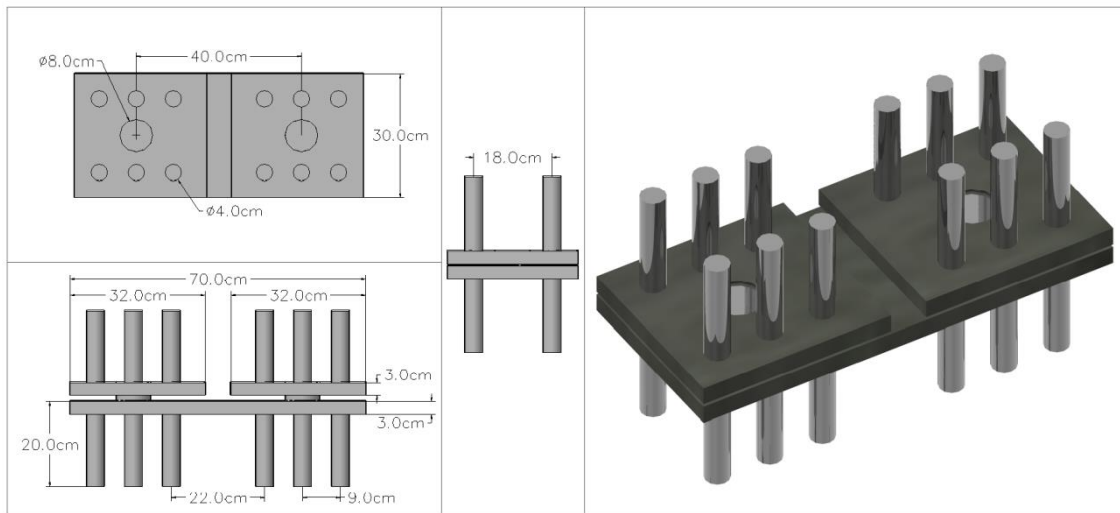
**Figura 13. Montagem de 9 longarinas sobre as carlingas antes da betonagem que as une.**

Uma vez ligadas as diferentes longarinas pela laje do tabuleiro e pelas travessas obtêm-se tabuleiros monolíticos de largura total 11,6 m e de vão teórico 9,68 m que apoiam de forma muito especial nas carlingas.



**Figura 14. Vista inferior do tabuleiro onde são visíveis as carlingas espaçadas de 10 m com as longarinas simplesmente apoiadas nas mesmas.**

Consiste esse sistema em haver um apoio fixo de rótula de eixo vertical (Fig.15), de aço vazado, numa das longarinas junto dos cabos de rigidez e um outro na longarina simétrica mas na extremidade oposta (Fig.13). Todos os outros apoios são de livre dilatação horizontal em apoios de fricção de bronze. Com essa disposição dos apoios, o tabuleiro é fixado às carlingas segundo uma diagonal, pelo que funciona de autêntica “barra diagonal”, traccionada ou comprimida, da viga horizontal em que os banzos são os cabos de rigidez e os montantes as carlingas, viga que fica assim apta a suportar as acções transversais horizontais particularmente do vento, permitindo simultaneamente a livre dilatação dos tramos.



**Figura 15. Apoio fixo com rótula de eixo vertical.**

Deve ainda dizer-se, desde já, a respeito destes apoios, que as chapas, quer de aço quer de bronze são suficientemente compridas para que os tramos sejam estáveis sobre as carlingas. Assim, quando um vão é carregado o apoio das vigas desse vão passa a fazer-se, devido à tendência de rotação da carlinga, mais para o centro desta e o apoio do tramo descarregado

contíguo mais para o bordo de modo a equilibrar-se os momentos a um e outro lado dos pendurais. Ora como os aparelhos de apoio são planos, tal equilíbrio dá-se sem haver qualquer rotação visível das carlingas em torno do eixo horizontal transversal passando pelo ponto de cruzamento dos pendurais oblíquos.

As torres em número de 4, são de constituição inteiramente análoga só diferindo no comprimento dos cilindros de fundação e na altura (a largura no coroamento é a mesma em todas a torres, sendo variável na junção das colunas com o embasamento e deste com os cilindros consoante a maior ou menor altura das colunas. As torres 1 e 4, marginais tem a mesma altura total, ou seja 48,82 m; as torres 2 e 3, centrais, também por sua via iguais, têm 50,5 m. Nas extensões indicadas incluem-se 11 m referentes ao embasamento que tem alturas iguais em todas as torres (Fig.16).

São totalmente de betão armado, formadas por duas colunas, de secção I, ligeiramente convergentes para o coroamento. As colunas são ligadas entre si por um contraventamento romboidal vertical e por uma viga superior situada ao nível dos aparelhos de passagem dos cabos funiculares.

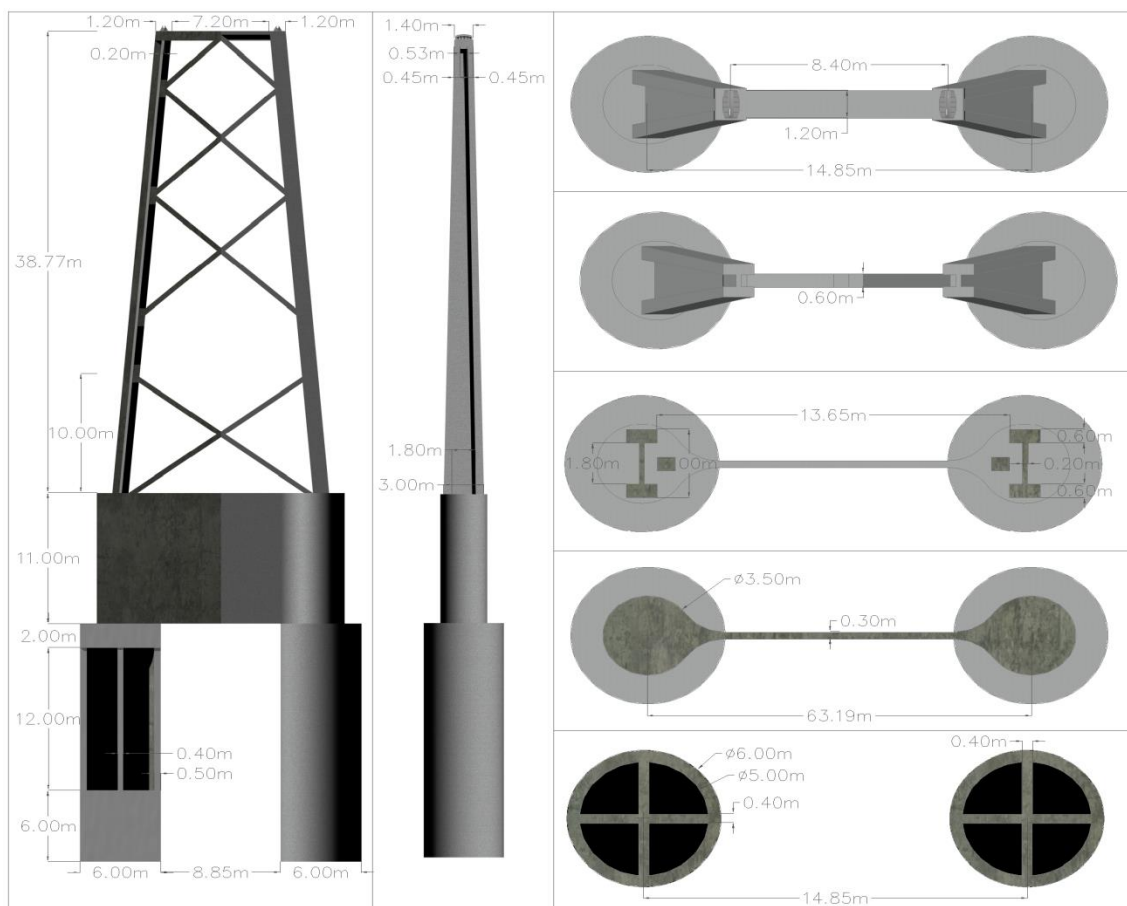
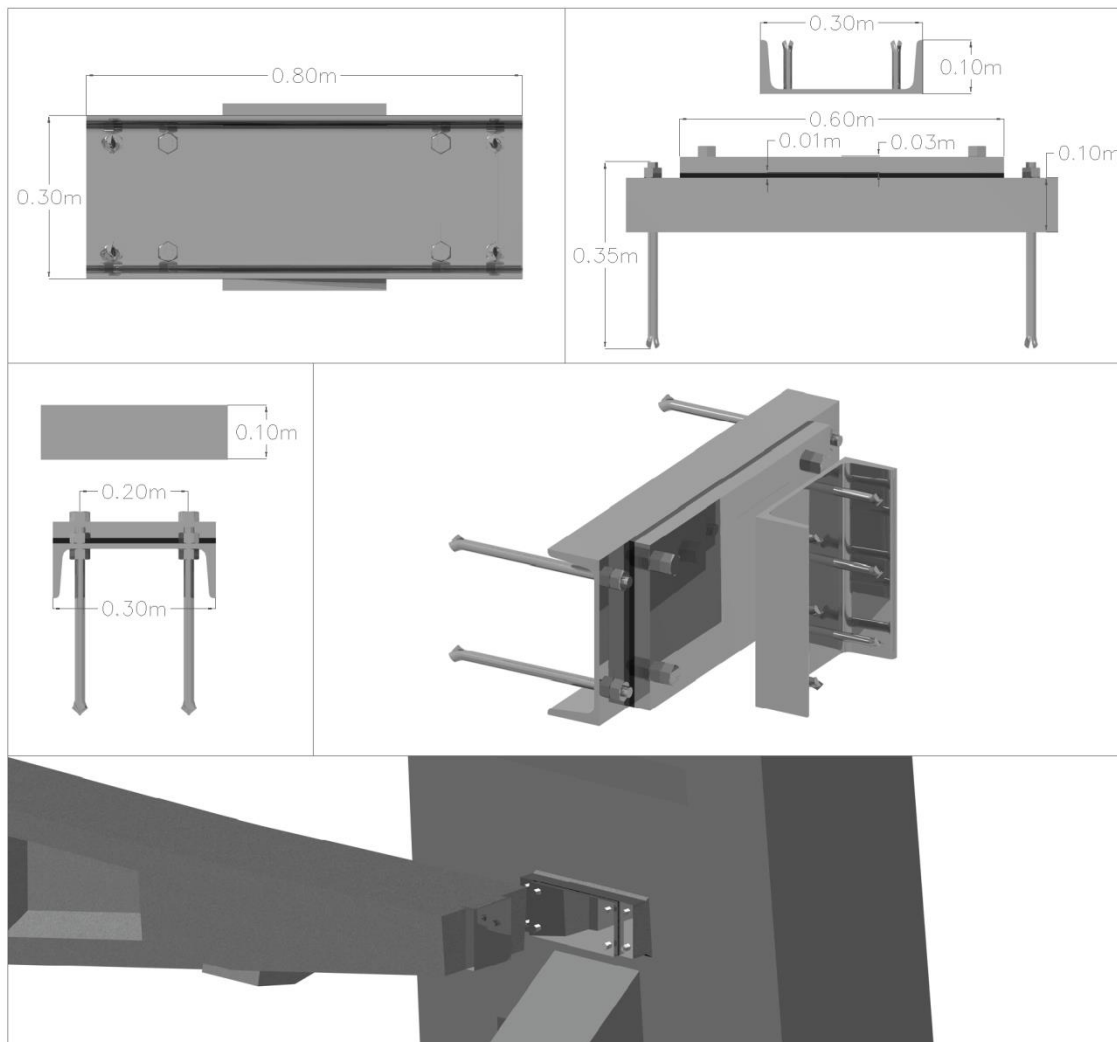


Figura 16. Torre nº 3.

No plano vertical médio das torres conter-se-á sempre uma carlinga do tabuleiro; esta carlinga tem livre movimento vertical e horizontal longitudinal e só apoia lateralmente nas colunas da torre, para as acções horizontais transversais, como as produzidas pelo vento. Os apoios laterais são materializados por placas de neopreno interpostas em perfis U metálicos de protecção do betão (Fig.17).



**Figura 17. Apoio lateral das carlingas na torre, com livre dilatação vertical e longitudinal em relação à ponte.**

Inferiormente a esta carlinga interpõe-se ainda de duas barras de contraventamentos e formando triângulos indeformáveis resistentes às acções transversais do tabuleiro.

Os nós de ligação de todas as barras de contraventamento com as colunas são dotados de travessas que asseguram o bom funcionamento do conjunto.

As colunas são encastradas no embasamento das torres, embasamento que é constituído por dois cilindros ligados por uma parede-septo, de betão armado, em que os cilindros formam os talha-mares (Fig.16).

O embasamento das torres sobrepõe-se aos cilindros de fundação, unindo-se a eles monoliticamente pelos seus talha-mares cilíndricos. Estabelecem ainda a ligação dos dois cilindros de cada torre por junção monolítica à laje tampa de encabeçamento de cada um dos cilindros (Fig.16).

Os encontros (Fig.18) ancoram os cabos funiculares e de rigidez. São em tudo iguais e tem uma geometria que lhe garante uma boa aderência ao solo. Têm uma base com 30 m de comprimento e 13,3 m de largura, desenvolvendo numa altura de 10 m muros de betão armado para contenção de pedra arrumada. No interior do “caixote” em betão armado existe ainda uma estrutura espacial em treliça, com vigas de betão armado  $40 \times 40 \text{ cm}$ , que garantem que todo o peso aplicado na base seja transmitido à estrutura que suporta os cabos.

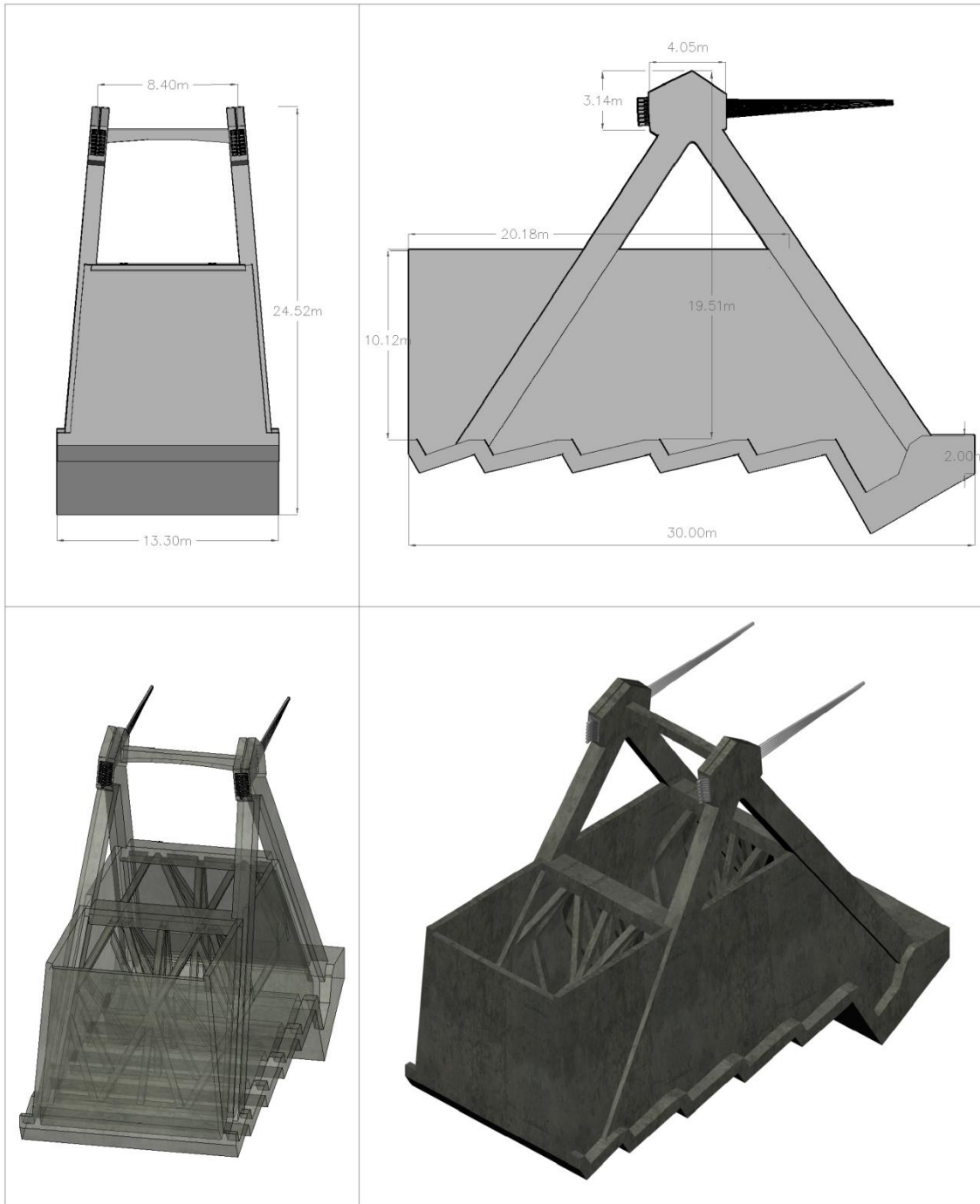


Figura 18. Encontro da ponte onde são ancorados os cabos funiculares e de rigidez.

## 3. Objectivos

### 3.1 Formulação do problema

A estrutura de cabos é o principal ponto de interesse das pontes analisadas no presente estudo. Em particular, interessa estudar o comportamento das referidas estruturas de cabos sob a acção de sobrecargas variáveis, tendo em conta limites admissíveis para as deformações da ponte.

Serão exploradas as características geométricas do traçado dos cabos, bem como da secção transversal dos mesmos, de forma a perceber a influência de cada um dos parâmetros definidos, no comportamento da estrutura.

O trabalho desenvolvido concentra-se posteriormente na procura de uma solução, variante, baseada no sistema original, com menos torres intermédias, um único vão central de 360 m e dois vãos laterais de 180 m.

### 3.2 Hipótese

O sistema utilizado por Edgar Cardoso para uma ponte com 3 vãos interiores de 180 m e 2 vãos extremos de 90 m, é económico, viável e de fácil execução.

O presente estudo pretende averiguar se o mesmo sistema, aplicado a uma ponte de um só vão central de 360 m e dois laterais de 180 m, é uma alternativa viável para a construção económica de pontes suspensas, tendo em conta a segurança relativa a estados limite últimos de resistência e critérios habituais de limitação dos deslocamentos a meio vão.



## **4. Análise numérica - Vãos de 180 m**

### **4.1 Programas de cálculo automático**

Com o objectivo de calcular uma ponte de sistema construtivo semelhante às executadas, mas com os vãos maiores, foram efectuados cálculos e estudos paramétricos com diferentes características a fim de encontrar uma solução ideal.

Foi estudada ao pormenor a ponte sobre o rio Zambeze em Tete e para o mesmo local, foi desenvolvida uma solução com os vãos dobrados. A ponte existente tem 3 vãos centrais de 180 m e 2 vãos laterais de 90 m. A nova solução foi estudada com apenas um vão central de 360 m e 2 vãos laterais de 180 m.

Para a modelação e cálculo de todos os modelos com as diferentes características, foi utilizado o programa de cálculo [8], e os resultados trabalhados com recurso a uma folha de cálculo.

### **4.2 Dados**

#### **4.2.1 Geometria**

Na figura seguinte é representado o modelo base da estrutura de cabos. Estão marcadas as variáveis/parâmetros seleccionados como mais relevantes para os objectivos do presente trabalho,  $H$  (altura da viga treliçada na secção de meio vão) e  $F$  (flecha do cabo funicular). Neste estudo fazem-se variar a flecha e altura para perceber o funcionamento global da estrutura e o seu comportamento como viga.

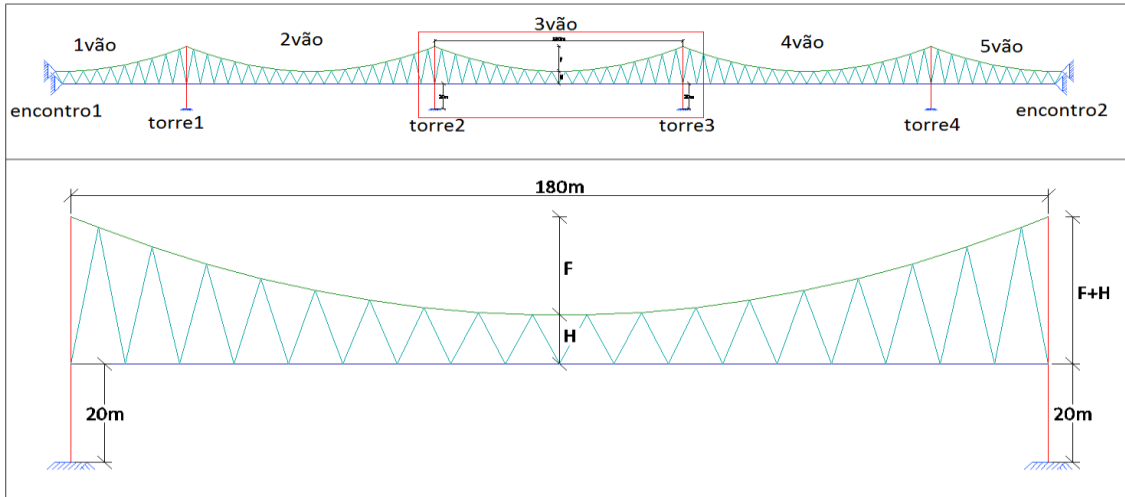


Figura 19. Geometria da estrutura de cabos no vão central e parâmetros seleccionados para análise comparativa de soluções alternativas.

O traçado do cabo funicular é apenas função da flecha e do vão em que está inscrito. A equação da parábola do cabo funicular com origem no seu vértice é:

$$y = \frac{\text{Flecha}}{(\text{vão}/2)^2} \times x^2 \quad (2)$$

Na tabela seguinte apresentam-se as características relevantes para os modelos estruturais da ponte. Estas características apenas são alteradas quando se estudar o comportamento da estrutura com as secções dos elementos construtivos a variar.

Tabela 1. Propriedades de todos os elementos construtivos utilizados nos modelos.

Elemento	Área total		Inércia total	
Cabo funicular	401,34	cm <sup>2</sup>	0	cm <sup>4</sup>
Cabo de rigidez	57,33	cm <sup>2</sup>	0	cm <sup>4</sup>
Pendurais	25,53	cm <sup>2</sup>	0	cm <sup>4</sup>
Torres	3,25	m <sup>2</sup>	2,80	m <sup>4</sup>

#### 4.2.2 Solicitações

As pontes têm actualmente cerca de 50 anos e todos os parâmetros têm em atenção a legislação existente na altura em que foram dimensionadas. As sobrecargas de cálculo eram relativamente menores e a sua disposição diferente da actual. Para a análise da estrutura existente, partimos da hipótese que as sobrecargas utilizadas por Edgar Cardoso são as mais

indicadas para perceber o porquê de todo o conjunto de características que as pontes apresentam.

Para o dimensionamento da ponte original foi utilizado o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes, estendido ao Ultramar pela Portaria Ministerial nº19053 [1].

A carga permanente foi considerada de acordo com as fases construtivas da obra, a partir dos volumes dos materiais constitutivos, com os pesos específicos regulamentares ou, quando omissos, com pesos específicos médios correntes.

As sobrecargas, tal como regulamentarmente se estabeleceu, foram as seguintes:

a)- sobrecarga aplicada à faixa de rodagem, constituída por veículo de 3 eixos equidistantes, cada um de duas rodas de  $75\text{ kN}$  correspondente à classe B, com o total de  $450\text{ kN}$ , afectado do coeficiente dinâmico 1,2, colocado longitudinalmente e transversalmente nas posições mais desfavoráveis para a secção ou elemento em estudo;

b)- sobrecarga constituída por uma carga uniforme de  $3\text{ kN/m}^2$ , aplicada à faixa de rodagem e aos passeios e uma carga linear uniforme transversal de  $50\text{ kN/m}$  aplicada apenas à faixa de rodagem em uma única secção, também cobrindo as zonas transversais e longitudinais mais desfavoráveis.

## 4.3 Modelos

### 4.3.1 Análise não linear

Para o cálculo de estruturas do tipo suspensas (estruturas de cabos relativamente flexível) é sempre necessário recorrer a uma análise não linear. Esta análise permite retirar da estrutura os esforços numa posição deformada da mesma. Esforços reais que apenas são possíveis de retirar quando a estrutura encontra o equilíbrio.

A análise não linear tem em conta não só a deformabilidade dos materiais mas também a geometria das estruturas. Em situações de estruturas muito deformáveis, pequenos ajustes na geometria podem levar a estrutura a encontrar o equilíbrio muito mais rápido, com menos esforços e menores deslocamentos.

Exemplo:

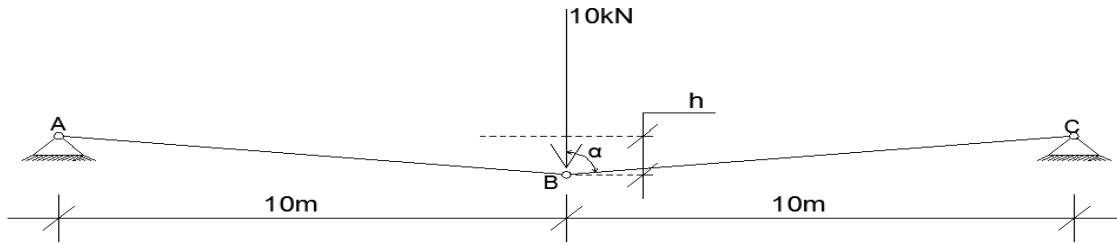


Figura 20. Estrutura com  $AB = BC =$  barra de aço  $\varnothing 50$  [mm] e  $E=200$  [GPa]

Na estrutura apresentada na figura 20, considerando  $h = 0,1$  m, e fazendo uma análise de primeira ordem, podemos retirar o esforço nos cabos com um simples somatório de forças no nó B. Ficamos com:

$$\alpha = \arctg\left(\frac{10\text{ m}}{0,1\text{ m}}\right) \Leftrightarrow \alpha = 89,4^\circ$$

$$N_{AB} = N_{BC} = \frac{10\text{ kN}}{\cos(\alpha)}/2 \Leftrightarrow N = \frac{10\text{ kN}}{\cos(89,4^\circ)}/2 \Leftrightarrow N = 500\text{ kN} \quad (1)$$

Numa análise de segunda ordem, é necessário efectuar algumas iterações para encontrar o equilíbrio da estrutura e os verdadeiros esforços nas barras de aço. Para esse cálculo recorreu-se ao programa de cálculo [8].

A estrutura sofre uma deformação pela imposição da carga de  $10\text{ kN}$ . O ponto B desce  $0,201\text{ m}$  e as barras ficam traccionadas com esforço igual a  $165,92\text{ kN}$ . Através das equações anteriores e sabendo o deslocamento pode ser confirmado o equilíbrio das forças:

$$\alpha = \arctg\left(\frac{10\text{ m}}{(0,1+0,20)\text{ m}}\right) \Leftrightarrow \alpha = 88,2^\circ$$

$$N_{AB} = N_{BC} = \frac{10\text{ kN}}{\cos(\alpha)}/2 \Leftrightarrow N = \frac{10\text{ kN}}{\cos(88,2^\circ)}/2 \Leftrightarrow N = 165\text{ kN} \quad (1.1)$$

Como se constata o esforço nas barras de aço reduziu drasticamente de  $500\text{ kN}$  para  $165\text{ kN}$ . Para manter a estrutura indeformável após o carregamento dos  $10\text{ kN}$ , bastaria aplicar um pré-esforço nas barras de  $500\text{ kN}$  e assim as forças ficariam imediatamente equilibradas. Pode também utilizar-se diferentes valores de pré-esforço para obter um deslocamento do ponto B de interesse.

É também possível calcular a posição inicial do ponto B, para que este, depois de aplicada a carga, se mantenha com  $h + \text{deslocamento} = 10\text{ cm}$ . Basta retirar a carga de  $10\text{ kN}$  à estrutura pré-esforçada com os  $500\text{ kN}$  e ver onde esta encontra o equilíbrio. Observada essa posição de equilíbrio, poderá ser construída uma estrutura com essa configuração. À estrutura com a nova configuração, se aplicada uma carga de  $10\text{ kN}$ , esta encontra o equilíbrio na posição desejada de  $h + \text{deslocamento} = 10\text{ cm}$ .

Este efeito de segunda ordem, para além de ser influenciado pela deformabilidade das barras, é sensível à geometria da estrutura. Quanto mais alinhadas estiverem as barras AB e BC, mais iterações serão necessárias para encontrar o equilíbrio. Se por outro lado formos descendo o ponto B, a não-linearidade da estrutura ficará apenas associada à deformação das barras.

Nos gráficos seguintes estão representados os esforços e deslocamentos para diferentes  $h$ .

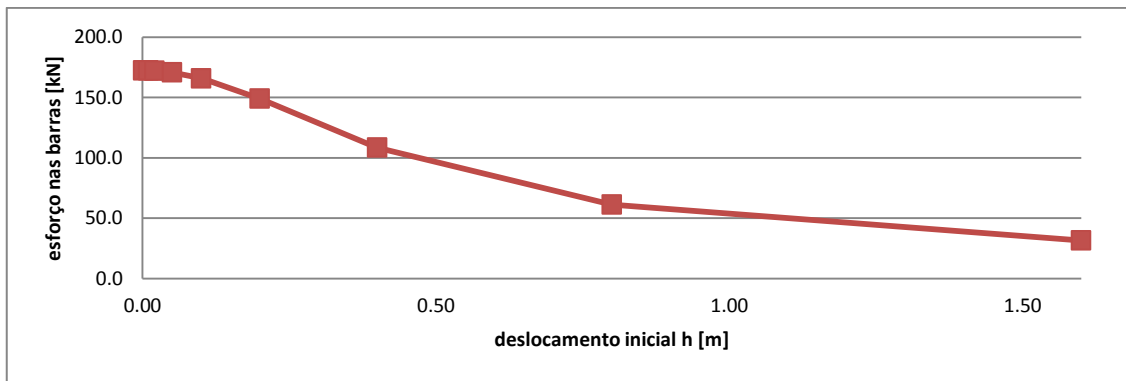


Gráfico 1. Esforços nas barras AB e BC para diferentes  $h$  da figura 20.

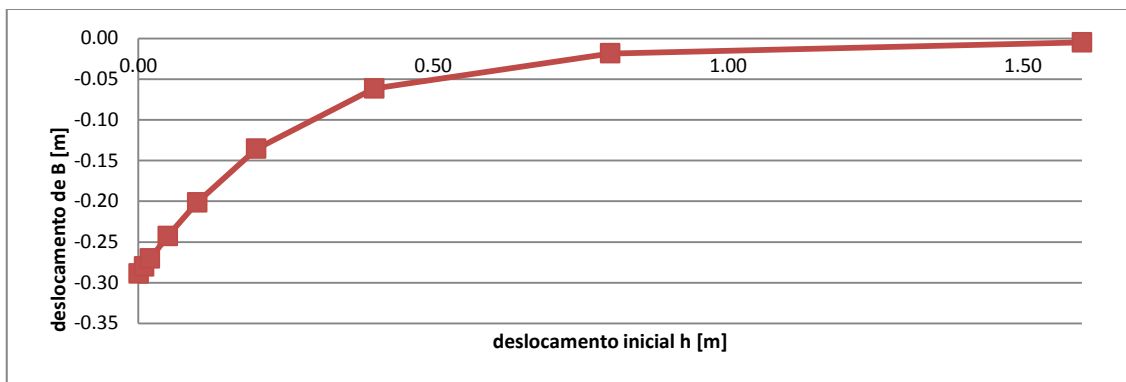


Gráfico 2. Deslocamentos relativos do ponto B para diferentes  $h$  da figura 20.

Da análise dos gráficos 1 e 2, observa-se que o deslocamento relativo do ponto B diminui de forma não linear à medida que se aumenta o  $h$  da estrutura ilustrada na figura 20. O esforço nos tirantes também diminui, mas menos significativamente.

### 4.3.2 Metodologia

Os modelos desenhados no programa LUSAS foram de alguma forma simplificados, não retirando a credibilidade dos resultados obtidos.

Nos cálculos efectuados, foi ignorado o facto de o tabuleiro ter uma disposição parabólica, uma vez que essa característica foi pensada para dar maior altura ao gabarito de navegação na parte central do tabuleiro. Utilizou-se o tabuleiro rectilíneo para todos os modelos efectuados.

Todos os pilares têm a mesma inercia e área de corte. Estão encastrados na base, todos à mesma cota, 20 m abaixo do tabuleiro. Apenas a sua altura varia de modelo para modelo em função dos diferentes H e F.

A ligação dos cabos funiculares e de rigidez aos encontros é também simplificado. Os encontros não são representados e a amarração dos cabos é feita através de um apoio duplo que não permite translações.

Apesar da grande importância das fundações numa obra deste tipo, o estudo concentrou-se na parte estrutura de cabos, partindo da hipótese de que todos os pilares estavam bem assentes à mesma cota. Esta simplificação permitiu efectuar com mais rapidez um maior número de modelos, para melhor interpretação da estrutura de cabos. Segundo [1], “a estrutura formada pelos cabos quer as torres fossem articuladas ou encastradas - a não ser para uma muito grande rigidez inadequada para as torres - as tensões resultantes e até as próprias flechas são bastante idênticas”.

Como o presente estudo tem como objectivo estudar o comportamento da estrutura apenas para as sobrecargas verticais, os modelos são efectuados no plano vertical XZ. Tendo em vista utilizar as cargas reais, juntaram-se as duas paredes de suspensão numa só. Sendo assim, as áreas dos cabos e inercia dos pilares são a soma das duas paredes de suspensão.

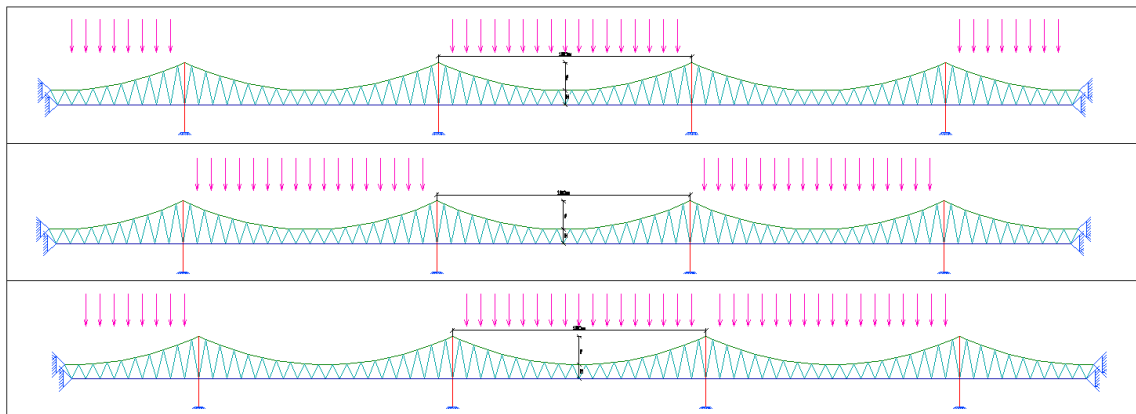
Uma vez que a superestrutura é constituída por cabos de aço esbeltos, que oferecem pouca resistência à torção e flexão, nos modelos apenas é utilizada a área real de todos os cabos. Parâmetros como resistência à torção e inercia não são contabilizados, deixando assim uma livre rotação nas ligações.

As coordenadas de todos os nós destes modelos são calculadas no programa EXCEL. Após o seu cálculo são inseridas no programa de cálculo LUSAS, onde serão aplicadas as devidas propriedades a todas as barras e onde é efectuada uma análise não linear. Os resultados obtidos no programa de cálculo, como deslocamentos e tensões nos cabos, são retirados e trabalhados no programa EXCEL.

A principal característica desta estrutura é o funcionamento da sua malha de cabos como uma viga, em que os cabos funiculares e de rigidez são os banzos superior e inferior. No entanto, esta malha triangular, só funciona como viga para as sobrecargas. Para as cargas permanentes, funciona como uma vulgar ponte suspensa. É previsto que o cabo de rigidez não sofra qualquer esforço proveniente do peso próprio da estrutura.

Os modelos efectuados têm em vista o comportamento da estrutura de cabos apenas para as sobrecargas. Por isso os modelos são elaborados com a geometria que a ponte apresenta depois das cargas permanentes actuarem. Nenhum dos cabos estará em esforço antes da actuação das sobrecargas.

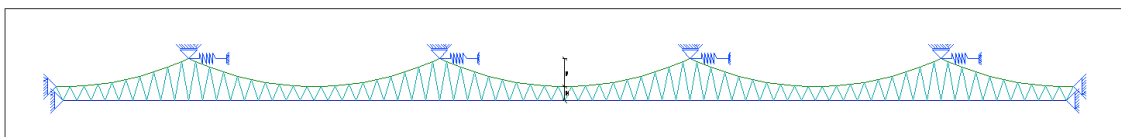
Inicialmente a distribuição das sobrecargas foi feita como se a ponte se tratasse de uma viga convencional continua assente sobre os pilares e nos encontros (Fig.21)



**Figura 21. Distribuição inicial das sobrecargas. Casos de carga 1, 2 e 3 respectivamente.**

Utilizar esta distribuição de sobrecargas permitiu uma primeira apreciação de resultados, mas da sua aplicação não resultavam os esforços e deslocamentos máximos.

Foi preciso perceber melhor o porquê desta distribuição não estar correcta. Na verdade o facto de as cargas estarem ao nível do tabuleiro e a viga estar assente apenas ao nível do cabo funicular (Fig.22) tem as suas implicações. O cabo funicular, devido à sua geometria, vai absorver mais esforços do que a “viga” em si, fazendo com que a estrutura, mesmo para as sobrecargas, funcione como um misto entre ponte suspensa e viga rígida.



**Figura 22. Viga continua apoiada ao nível do cabo funicular sobre os pilares.**

Sendo assim, a partir desse ponto foram efectuadas as linhas de influência para os diversos troços dos cabos de rigidez e funicular.

## 4.4 Apresentação de resultados

### 4.4.1 Três casos de carga aplicados à estrutura original

Inicialmente a estrutura foi modelada para 3 casos de carga. Nos gráficos que se seguem estão representados os esforços e deslocamentos para a estrutura de cabos. Os gráficos não têm eixo horizontal, cada ponto de dados é representativo de um troço da estrutura ilustrada como imagem de fundo dos gráficos.

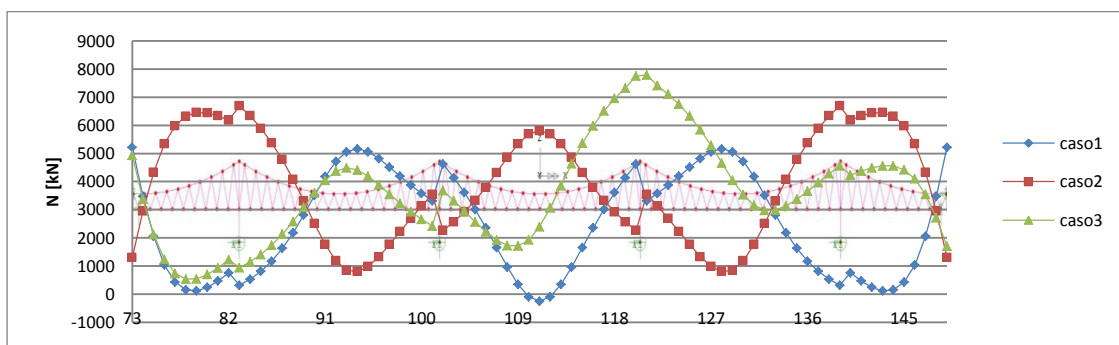


Gráfico 3. Esforços N no cabo funicular para os 3 diferentes casos de carga.

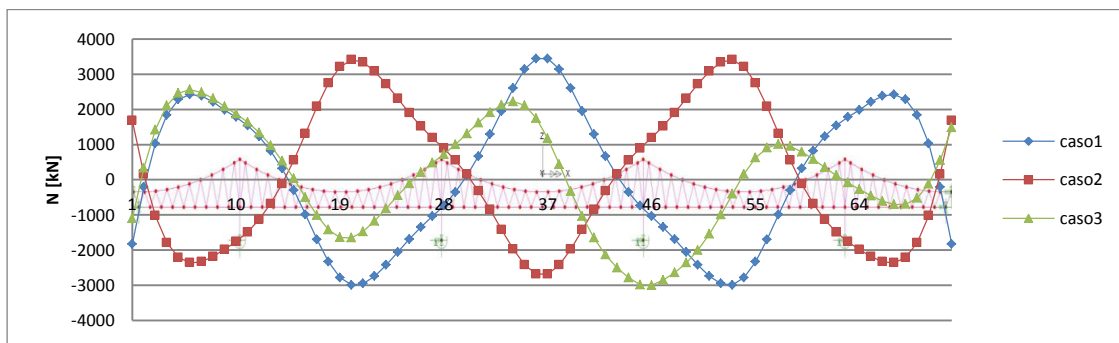
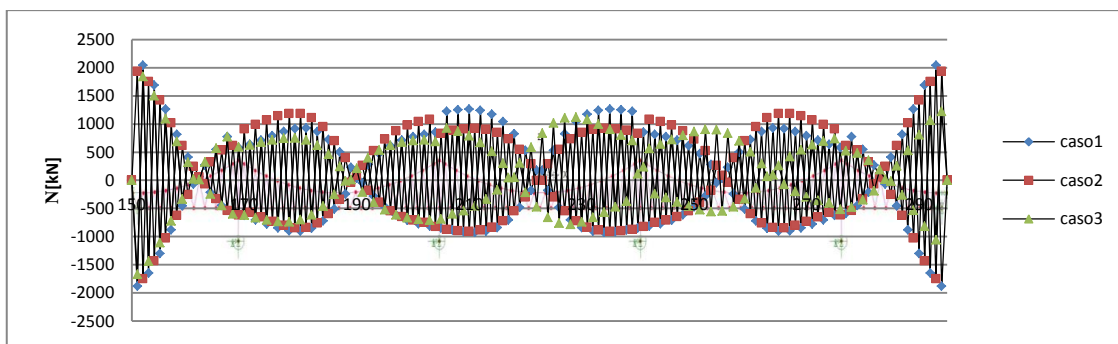
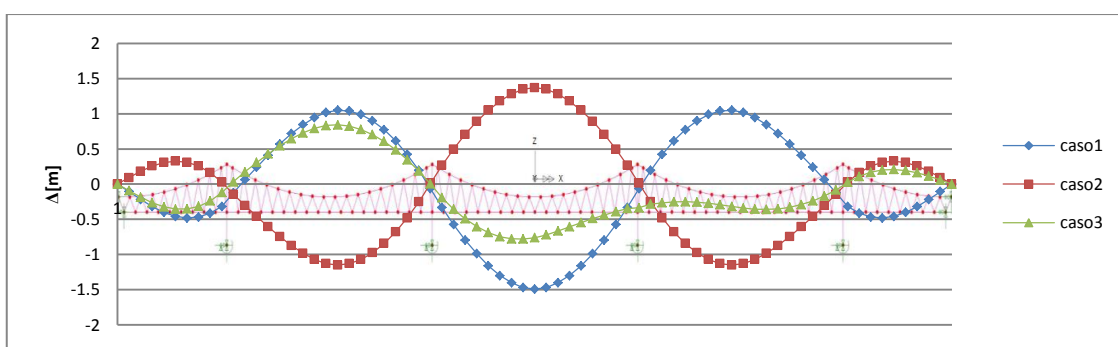


Gráfico 4. Esforços N no cabo de rigidez para os 3 diferentes casos de carga.



**Gráfico 5. Esforços N nos pendurais para os 3 diferentes casos de carga**



**Gráfico 6. Deslocamentos  $\Delta$  do cabo de rigidez para os diferentes casos de carga.**

O caso de carga 1 tem o maior deslocamento negativo ( $-1,49\text{ m}$ ), e é o único que apresenta compressões no cabo funicular ( $-250\text{ kN}$ ).

O caso de carga 2 provoca o maior deslocamento positivo ( $1,37\text{ m}$ ) e é o que tem maior esforço de tracção no cabo funicular a meio de um vão ( $5810\text{ kN}$ )

No caso de carga 3 encontramos junto à torre nº4 o maior esforço de tracção no cabo funicular ( $7790\text{ kN}$ ), e maior compressão no cabo de rigidez ( $-3000\text{ kN}$ ).

**Tabela 2. Deslocamentos e esforços, máximos e a meio dos vãos para os 3 casos de carga.**

	Deslocamento [m]			Esforços no cabo de rigidez [kN]			Esforços no cabo funicular [kN]			Esforços nos cabos pendurais [kN]		
	caso1	caso2	caso3	caso1	caso2	caso3	caso1	caso2	caso3	caso1	caso2	caso3
Maior	1,05	1,37	0,84	3440	3410	2560	5220	6690	7790	2040	1930	1840
Menor	-1,49	-1,15	-0,78	-2990	-2680	-3000	-250	804	535	-1880	-1750	-1670
Meio vão	1vão	1,02	-1,13	0,83	-2555	2980	-1530	4720	1190	4370		
	2vão	-1,49	1,37	-0,76	3440	-2680	1460	-250	5810	2400		
	3vão	1,02	-1,13	-0,34	-2555	2980	395	4720	1190	3530		

Em qualquer dos casos de carga, os pendurais são sempre mais esforçados junto aos encontros por se tratar de uma zona mais rígida da estrutura.

Cada um dos 3 casos de carga é condicionante de alguma forma. No entanto, para perceber o comportamento da estrutura como viga, concentramo-nos a meio dos vãos, por ser onde existem os maiores deslocamentos. Serão analisados os casos de carga 1 e 2, para perceber se existe um diferente comportamento da estrutura entre eles.

#### 4.4.2 Caso de carga 1

Por se tratar de um carregamento simétrico, serão apresentados os resultados apenas em 3 secções. A meio do vão central, no centro do segundo vão e junto ao encontro.

Os gráficos de momentos apresentados são calculados com origem no centro de massa da secção onde estão inseridos. Uma vez que o cabo funicular é 7 vezes o cabo de rigidez, o centro de massa fica por baixo do cabo funicular 12,5% de H, e por cima do cabo de rigidez 87,5% de H.

Nos primeiros modelos efectuados a altura da viga mostrou-se desde logo a mais condicionante. Para perceber melhor o seu efeito, foram efectuados mais modelos, utilizando mais medidas para H.

**Tabela 3. Lista de modelos realizados para cada caso de carga.**

F [m]	H [m]						
	2.5	5	7.5	10	12.5	15	17.5
10	F10H2.5	F10H5	F10H7.5	F10H10	F10H12.5	F10H15	F10H17.5
20	F20H2.5	F20H5	F20H7.5	F20H10	F20H12.5	F20H15	F20H17.5
30	F30H2.5	F30H5	F30H7.5	F30H10	F30H12.5	F30H15	F30H17.5

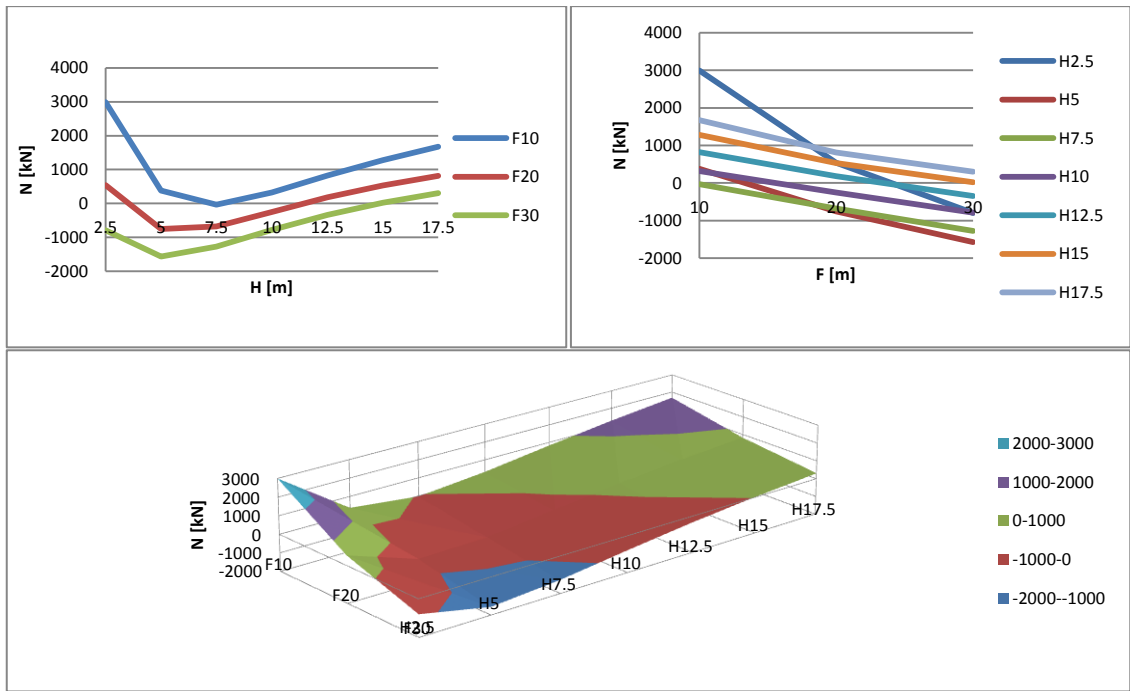


Gráfico 7. Esforço N no cabo funicular a meio do vão central, para o caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.

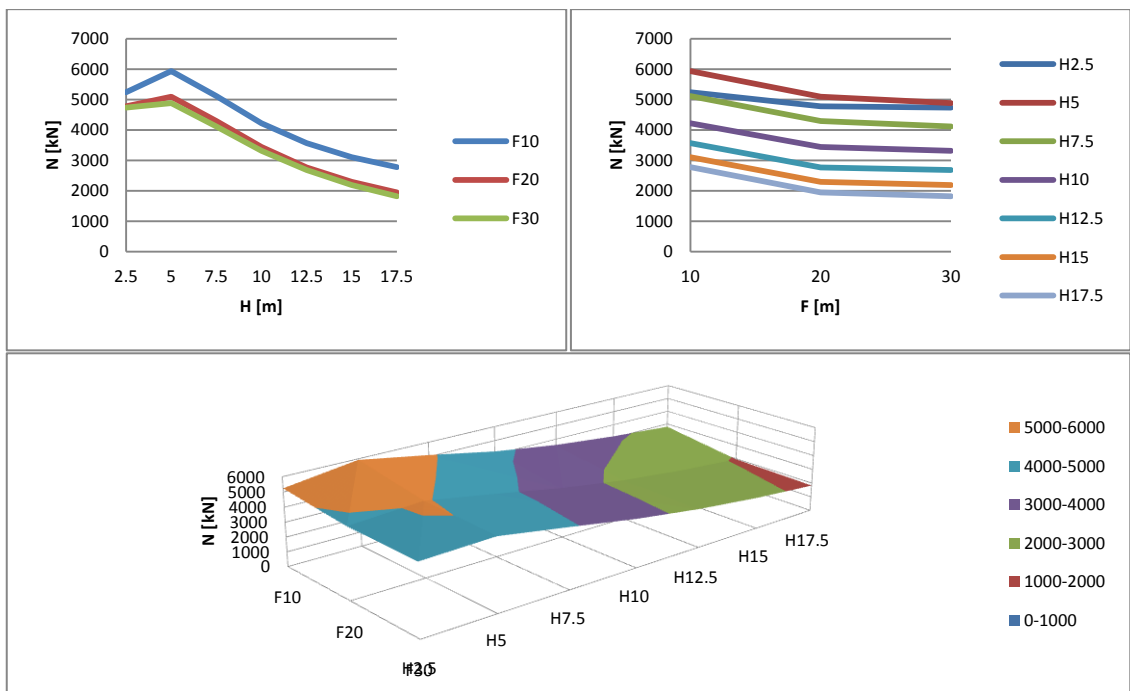


Gráfico 8. Esforço N no cabo de rigidez a meio do vão central, para o caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.

O efeito viga da estrutura é visível e a sua malha triangular mantém os principais esforços de tracção no cabo de rigidez. A altura H é a mais condicionante na variação de esforços do cabo de rigidez, reduzindo o seu esforço à medida que H aumenta.

O cabo funicular é nesta secção pouco solicitado e é influenciado pelo F e pelo H. Para  $H = 2.5\text{ m}$ , a estrutura perde rigidez a meio vão e a ponte aproxima-se de um sistema simplesmente suspenso.

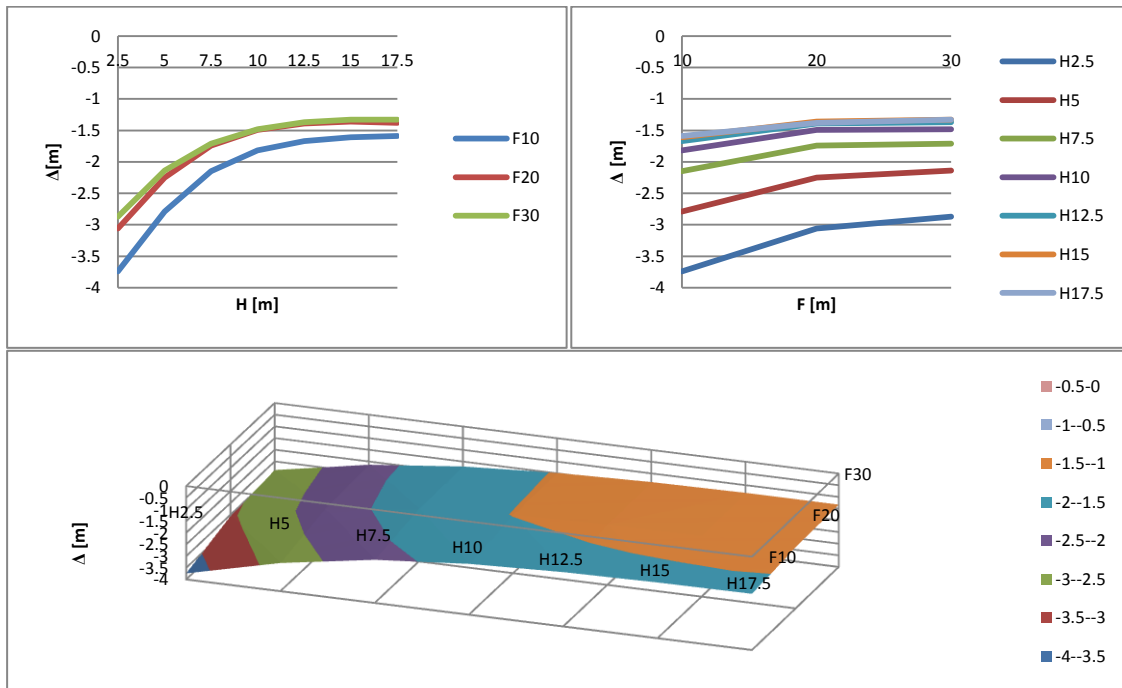


Gráfico 9. Deslocamento  $\Delta$  a meio do vão central, para o caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.

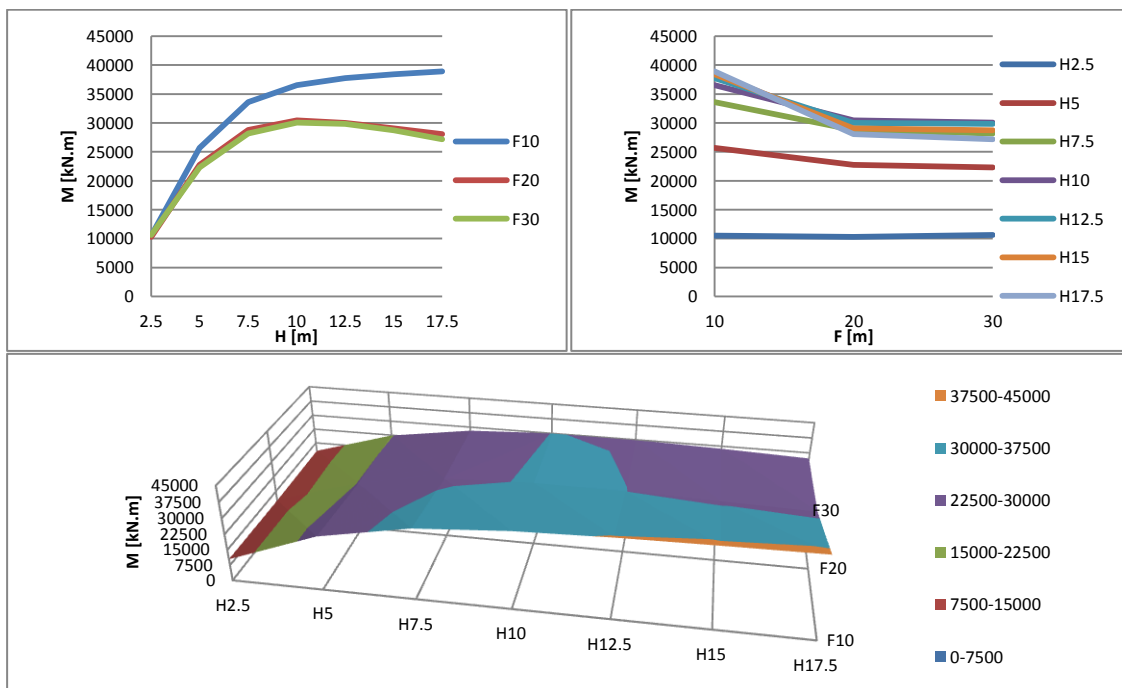
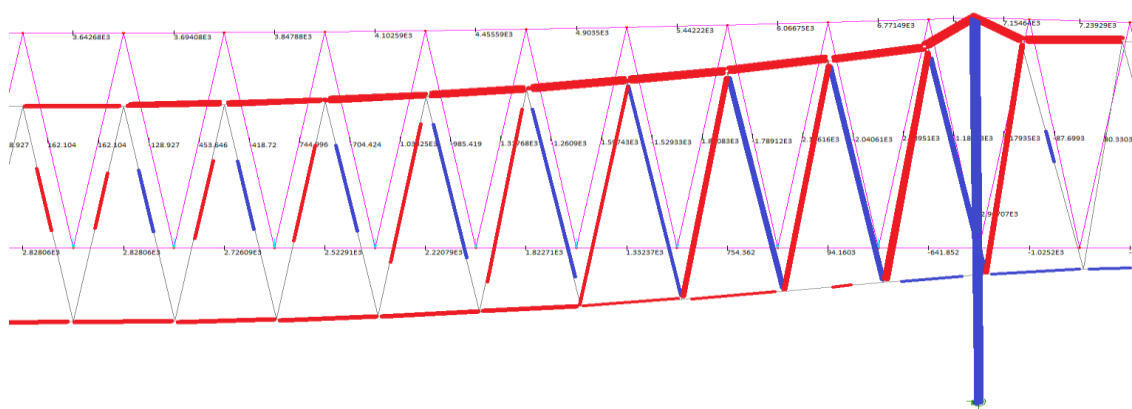


Gráfico 10. Momentos M a meio do vão central, para o caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.



viga central à custa de grandes tracções no cabo de rigidez passam para o cabo funicular numa secção que varia consoante a altura da viga. Estas duas zonas são mais distintas para H pequeno e F grande, uma vez que nos restantes casos o cabo funicular não chega às compressões.

Quanto maior for o H em relação ao F, maiores serão os esforços em toda a estrutura. O equilíbrio acontece à custa de um maior esforço no cabo funicular e nos pendurais. Para F muito pequeno, apesar de H grande, a estrutura apresenta grandes deslocamentos a meio vão. Neste caso, o traçado quase recto do cabo funicular faz com que a estrutura necessite de um maior deslocamento para encontrar o equilíbrio. Este efeito é explicado no capítulo Análise não linear.



**Figura 24. F2H28 – Ilustração da distribuição de esforços ao longo da estrutura de cabos até aos pilares.**

Ainda para o caso de carga 1, os gráficos seguintes mostram os deslocamentos e esforços a meio vão da estrutura quando mantemos constante a altura da viga na secção dos pilares. É visível que para F muito grande ou muito pequeno, a estrutura apresenta maiores deslocamentos. No entanto, o parâmetro F apenas é responsável por esses deslocamentos quando se encontra quase recto. Ao passo que quando o F é grande, o parâmetro responsável pelos maiores deslocamentos é o H, uma vez que a estrutura perde rigidez a meio vão e aproxima-se de um sistema suspenso convencional.

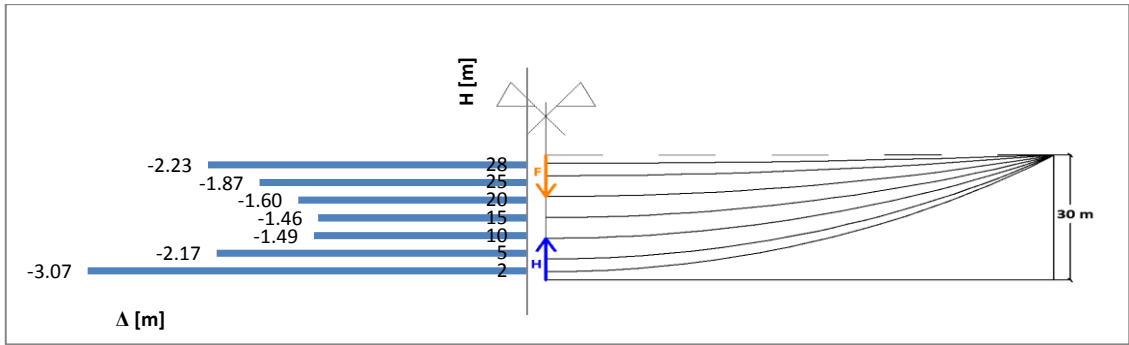


Gráfico 11. Deslocamento  $\Delta$  a meio do vão central, em função dos parâmetros F e H, com  $F + H = 30$  m.

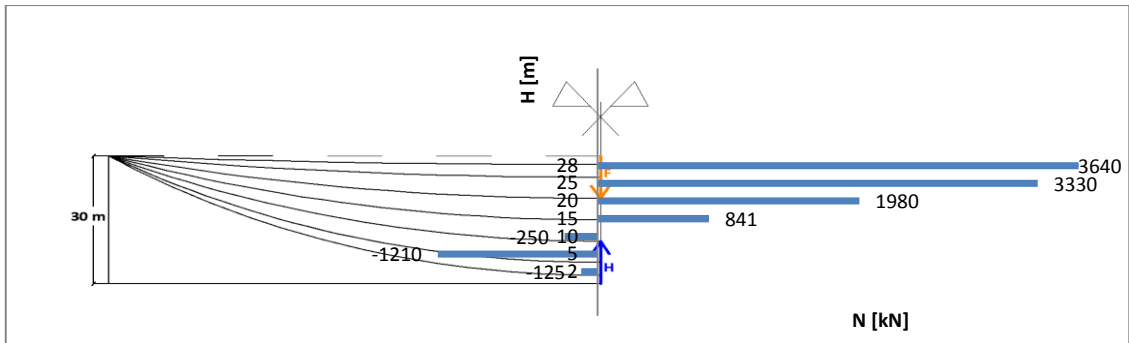


Gráfico 12. Esforço N no cabo funicular a meio do vão central, em função dos parâmetros F e H, com  $F + H = 30$  m.

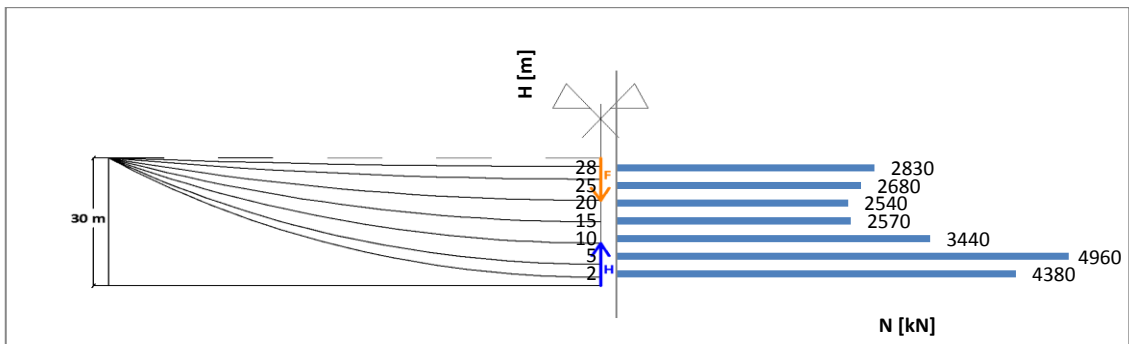


Gráfico 13. Esforço N no cabo de rigidez a meio do vão central, em função dos parâmetros F e H, com  $F + H = 30$  m.

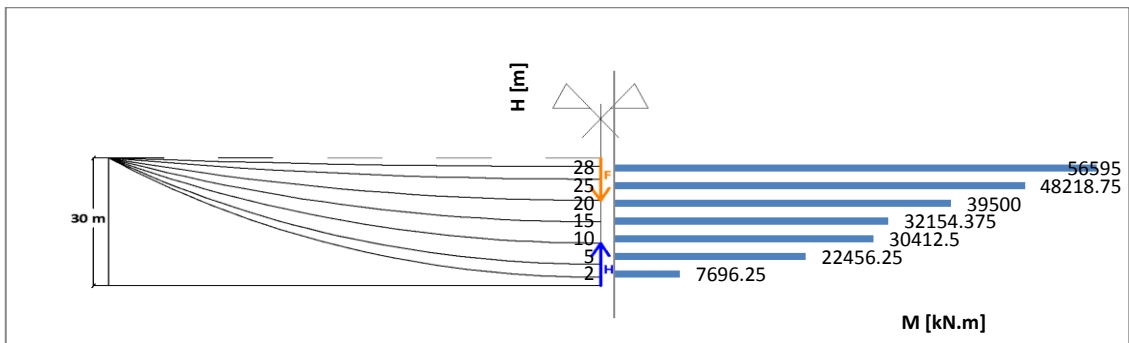


Gráfico 14. Momento M a meio do vão central, em função dos parâmetros F e H, com  $F + H = 30$  m.

O gráfico de momentos mostra que a rigidez da viga a meio vão sobe à medida que se aumenta H, no entanto essa maior rigidez para  $H \geq 15 m$  deixa de reduzir os deslocamentos.

#### 4.4.3 Caso de carga 2

Para o caso de carga 2, será analisado o vão central uma vez que neste ocorre a situação mais desfavorável de deslocamentos positivos (para cima). Para os vãos carregados o comportamento é muito semelhante ao encontrado no caso de carga 1.

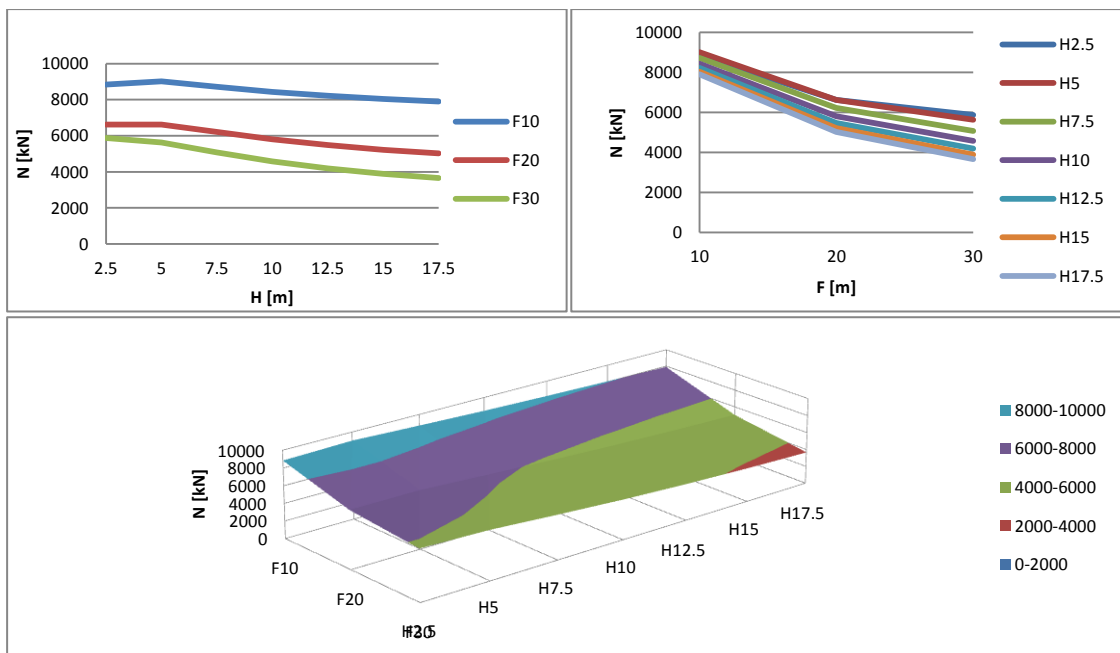


Gráfico 15. Esforço N no cabo funicular a meio do vão central, para o caso de carga 2, em função dos parâmetros F e H.

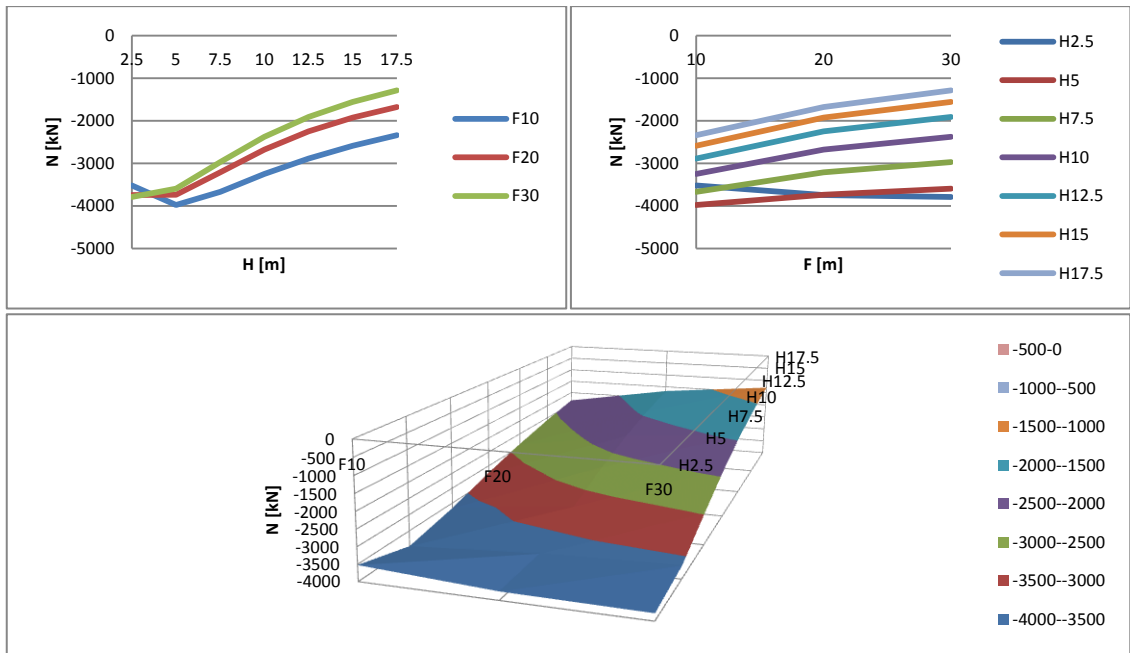


Gráfico 16. Esforço N no cabo de rigidez a meio do vão central, para o caso de carga 2, em função dos parâmetros F e H.

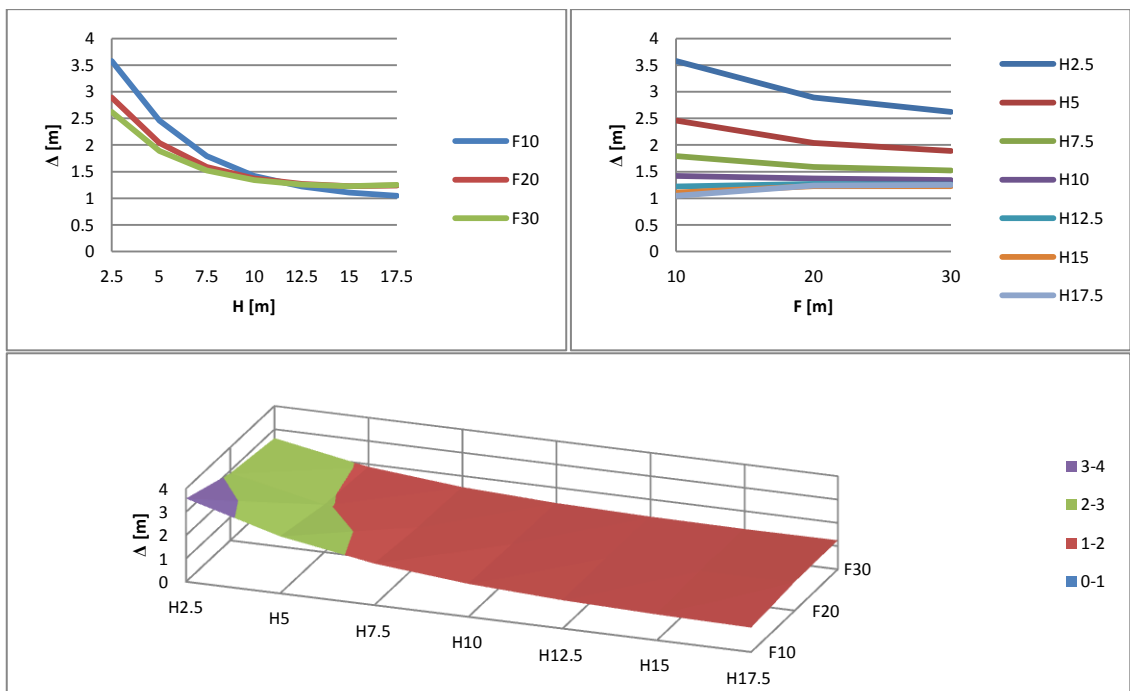
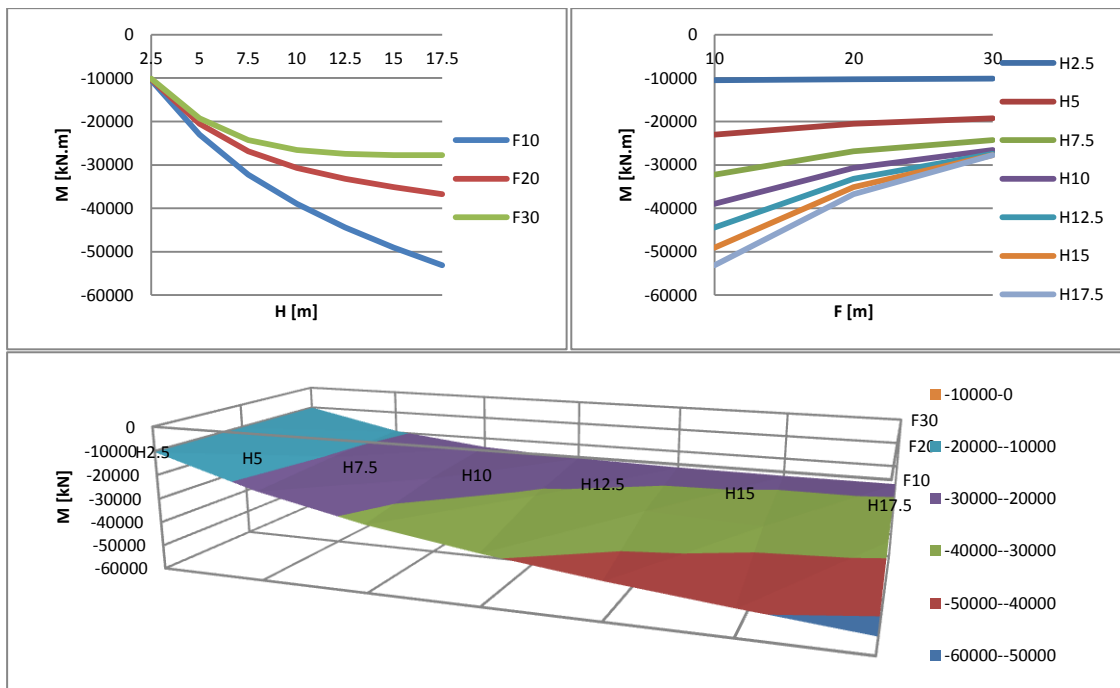


Gráfico 17. Deslocamento  $\Delta$  a meio do vão central, para o caso de carga 2, em função dos parâmetros F e H.



**Gráfico 18. Momento M a meio do vão central, para o caso de carga 2, em função dos parâmetros F e H.**

Para o caso de carga 2, as conclusões não variam muito. A flecha mostra-se um pouco mais influente, principalmente no esforço do cabo funicular. Aumentar o parâmetro F reduz o esforço de tracção no cabo funicular, mas também reduz o efeito viga da estrutura.

O cabo de rigidez está nestes modelos comprimido apenas para perceber o comportamento da estrutura. Tais esforços de compressão terão de ser anulados com um pré-esforço do cabo. Aumentar H ajuda a diminuir as compressões no cabo de rigidez. Para  $H \geq 10 m$  e para qualquer F, o deslocamento mantêm-se quase constante.

Nas restantes secções (Anexo - gráficos 8,9,10,11,12,13,14), H é o parâmetro mais condicionante. A meio do vão 2, os momentos são maiores para  $7,5 m \leq H \leq 12,5 m$  tal como acontecia no tramo carregado do caso de carga 1.

#### 4.4.4 Diferentes secções nos cabos e pilares

Alterar as secções dos cabos ou inercia dos pilares, também altera de alguma forma o comportamento da estrutura. Para perceber esse efeito elaboraram-se modelos com  $F = 20 m$  e  $H = 10 m$  alterando à vez as secções dos cabos. Mantêm-se todas as características da estrutura original enquanto se varia apenas uma.

Tabela 4. Áreas e inercias utilizadas nos modelos seguintes.

		100%	200%	300%	400%
Cabo funicular	Secção [m <sup>2</sup> ]	0,0401	0,0803	0,1204	0,1605
Cabo de rigidez	Secção [m <sup>2</sup> ]	0,0057	0,0115	0,0172	0,0229
Cabos pendurais	Secção [m <sup>2</sup> ]	0,0026	0,0051	0,0077	0,0102
Pilares	Secção [m <sup>2</sup> ]	3,25	6,50	9,75	13,00
	Inercia [m <sup>4</sup> ]	2,80	5,60	8,40	11,20

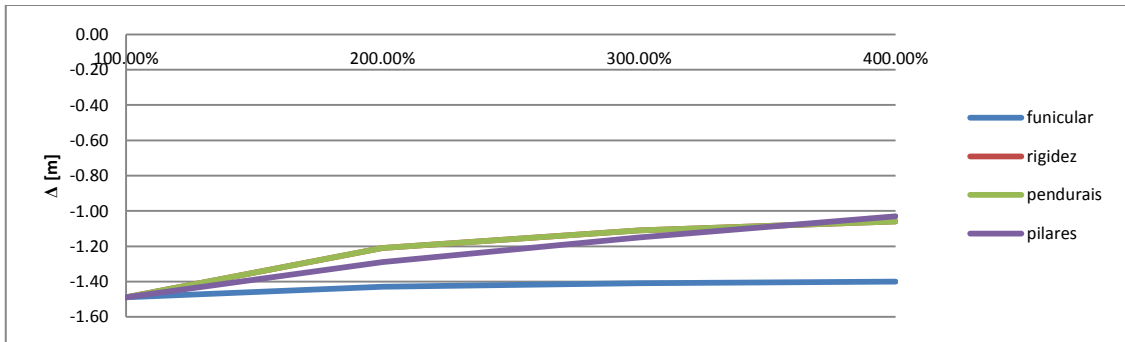


Gráfico 19. Deslocamento  $\Delta$  a meio do vão central quando se fazem variar as secções.

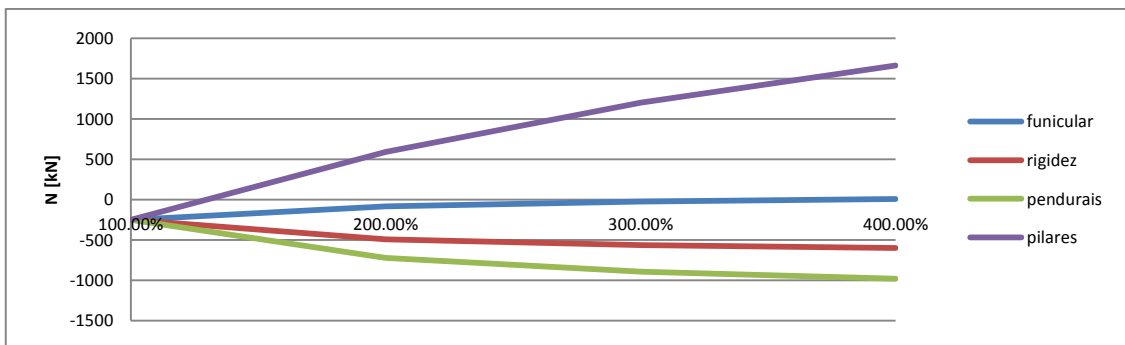


Gráfico 20. Esforço N no cabo funicular a meio do vão central quando se fazem variar as secções

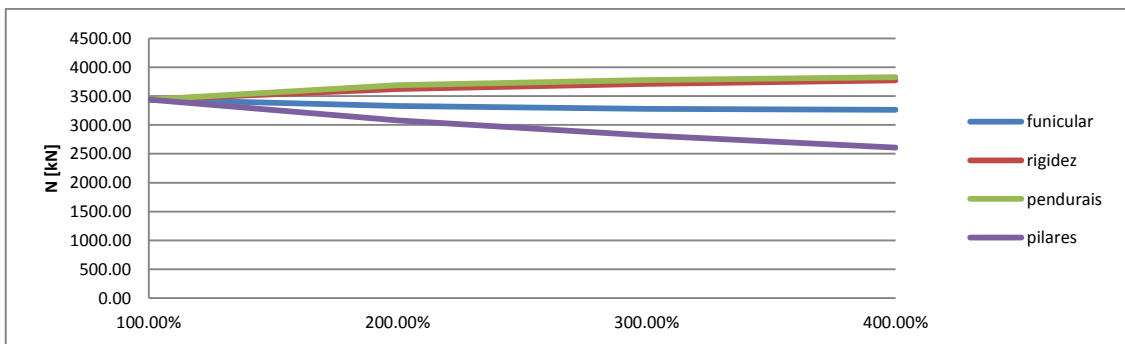
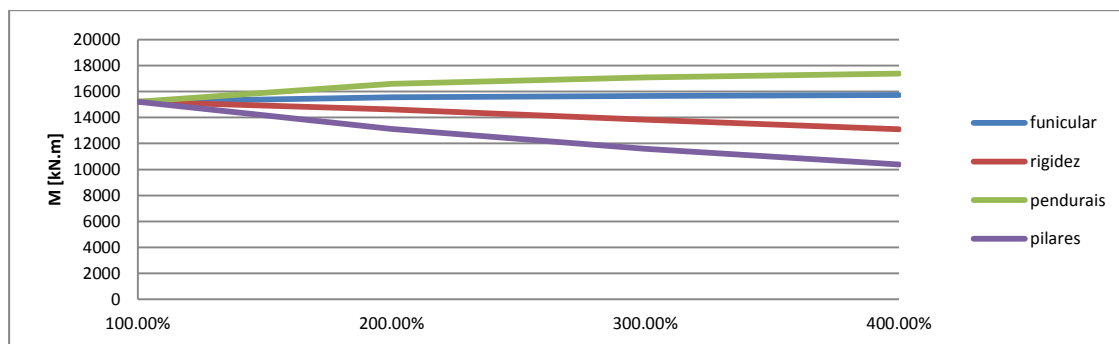


Gráfico 21. Esforço N no cabo de rigidez a meio do vão central quando se fazem variar as secções.



**Gráfico 22. Momento a meio do vão central quando se fazem variar as secções.**

Apesar do cabo funicular ser por norma o que dá maior suporte às cargas, vemos que aumentar a sua secção descabidamente não altera significativamente o comportamento da estrutura. Não foram aqui contabilizados os acréscimos de peso relativos a estes aumentos de secção, uma vez que estes seriam contabilizados nas cargas permanentes.

O cabo de rigidez, sendo o mais solicitado devido ao efeito viga, fica ligeiramente mais esforçado quando se aumenta a secção do mesmo. Aumentar a sua secção também reduz os deslocamentos e aumenta, ainda que pouco os momentos.

Aumentar as secções dos pendurais, tem o mesmo efeito de aumentar a secção dos cabos de rigidez.

Os pilares mostram-se aqui os mais condicionantes. Aumentar a sua secção e inercia, vai reduzir a sua flecha quando solicitado horizontalmente pelos cabos funiculares. Os cabos funiculares e conseqüentemente toda a estrutura esta amarrada no topo dos pilares, e quanto mais rígidos forem os pilares, menores serão os deslocamentos a meio vão, menores os esforços no cabo de rigidez e maiores os esforços no cabo funicular. Nesta altura a estrutura aproxima-se de uma ponte suspensa convencional. No entanto neste tipo de pontes os pilares devem ser pouco solicitados à flexão, e aumentar a sua rigidez, vai aumentar muito o seu momento flector. Neste caso, aumentar a sua inercia 400%, faz o seu momento flector na base passar de 28,4 MN.m para 71,6 MN.m.

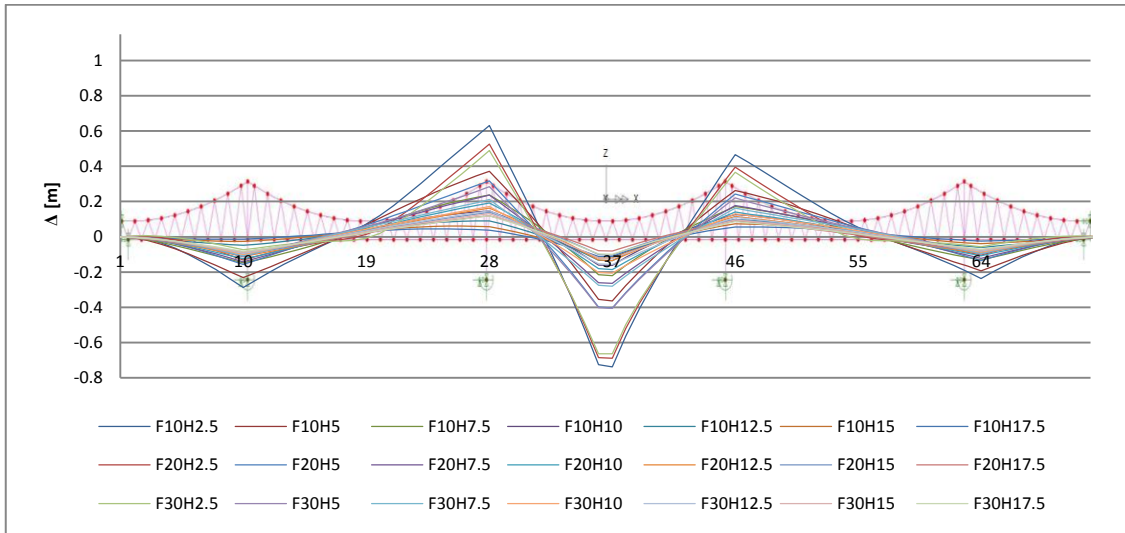
#### 4.4.5 Linhas de influência

Para o cálculo das linhas de influência foi utilizada uma análise linear, apesar da análise não linear oferecer resultados muito aproximados.

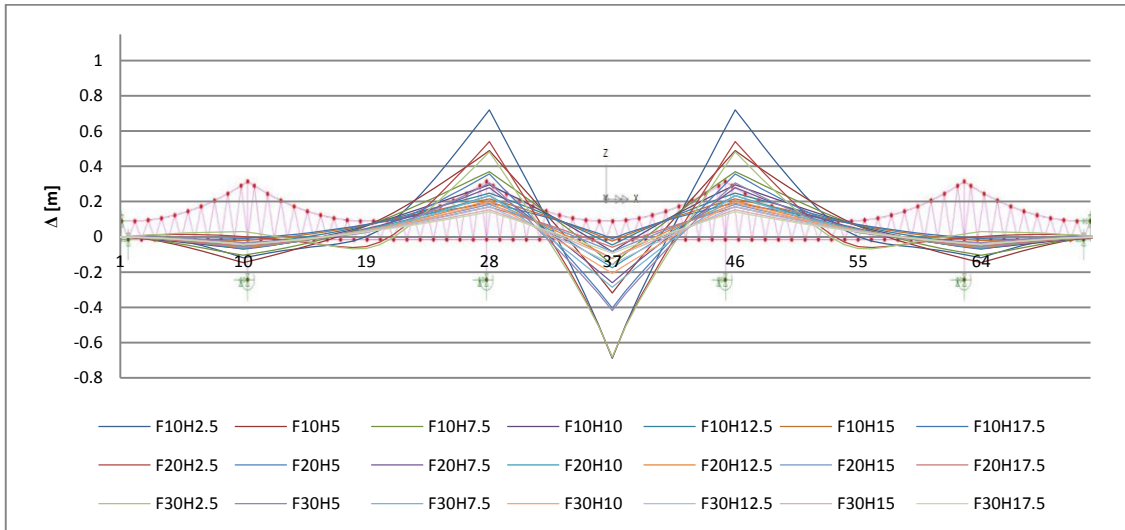
Neste capítulo serão efectuadas a linhas de influencia que maximizam o esforço dos cabos de rigidez e funicular a meio dos vão central e do vão 2. Essas linhas representam os deslocamentos relativos dos nós do cabo de rigidez, uma vez que as cargas são aplicadas

directamente nesses pontos. Serão ainda apresentados os casos de carga para tais esforços máximos.

#### 4.4.5.1 Meio do vão central



**Gráfico 23. Linhas de influência para máximo esforço de tracção no cabo de rigidez a meio do vão central.**



**Gráfico 24. Linhas de influência para o máximo esforço de compressão do cabo funicular a meio do vão central.**

Para as linhas de influência apresentadas nos gráficos 23 e 24, foi utilizado um deslocamento relativo entre dois nós consecutivos de 10 cm. A distribuição de cargas necessária a maximizar os esforços, não varia quase nada entre modelos, excepto para  $H = 2,5$  m.

Os dois gráficos que se seguem estão directamente relacionados com os dois anteriores. Os deslocamentos encontrados bem como os somatórios, apenas servem para comparar os diferentes F e H e saber qual a distribuição de cargas.

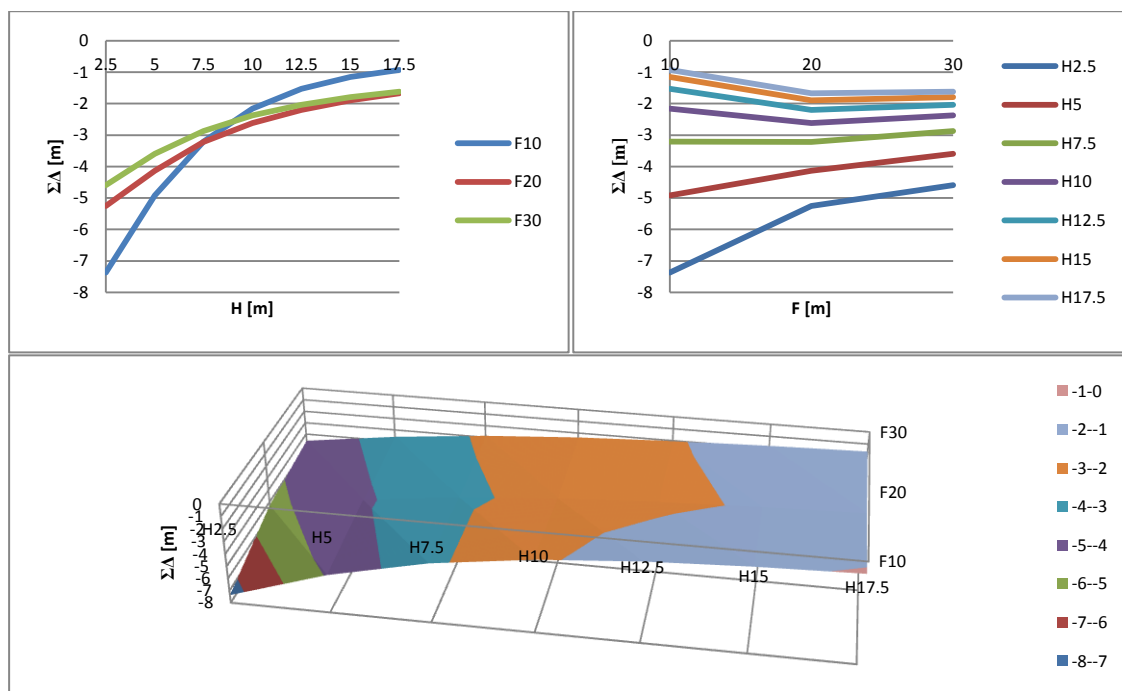


Gráfico 25. Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  de todos os nós, que maximiza o esforço de tracção no cabo de rigidez, em função dos parâmetros F e H.

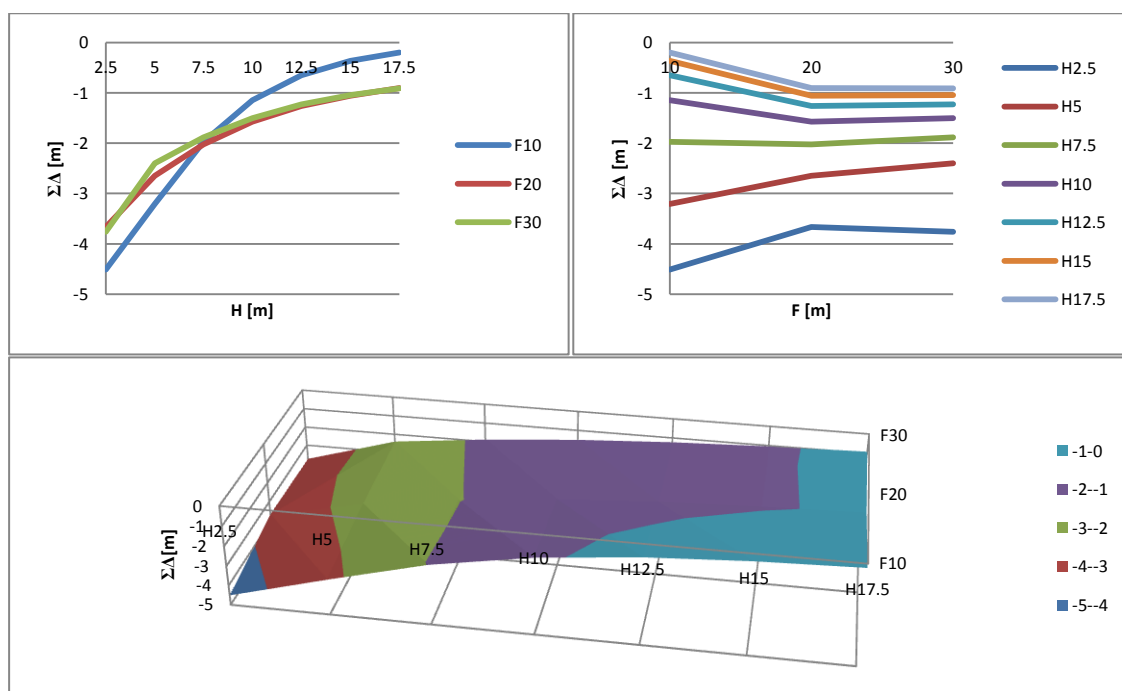


Gráfico 26. Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  de todos os nós, que maximiza o esforço de compressão no cabo funicular, em função dos parâmetros F e H.

Ao analisar as linhas de influência percebe-se o funcionamento da estrutura mesmo sem recorrer a esforços. Nos gráficos 25 e 26 estão os casos que provocam maiores deslocamentos e o maior momento na secção a meio do vão central (cabo de rigidez à tracção e funicular à compressão). O cabo de rigidez é menos traccionado à medida que H sobe.

Nas linhas de influência é visível uma diferença em relação à análise com os casos de carga anteriores. Nos casos de carga utilizados aumentar F reduzia sempre os esforços. Agora para  $H \geq 10 m$  os esforços serão menores quando  $F = 10 m$ . O traçado esbatido do cabo funicular irá equilibrar as cargas à custa de maiores esforços de tracção nele mesmo como se pode ver no gráfico seguinte. Fazendo assim reduzir os esforços no cabo de rigidez.

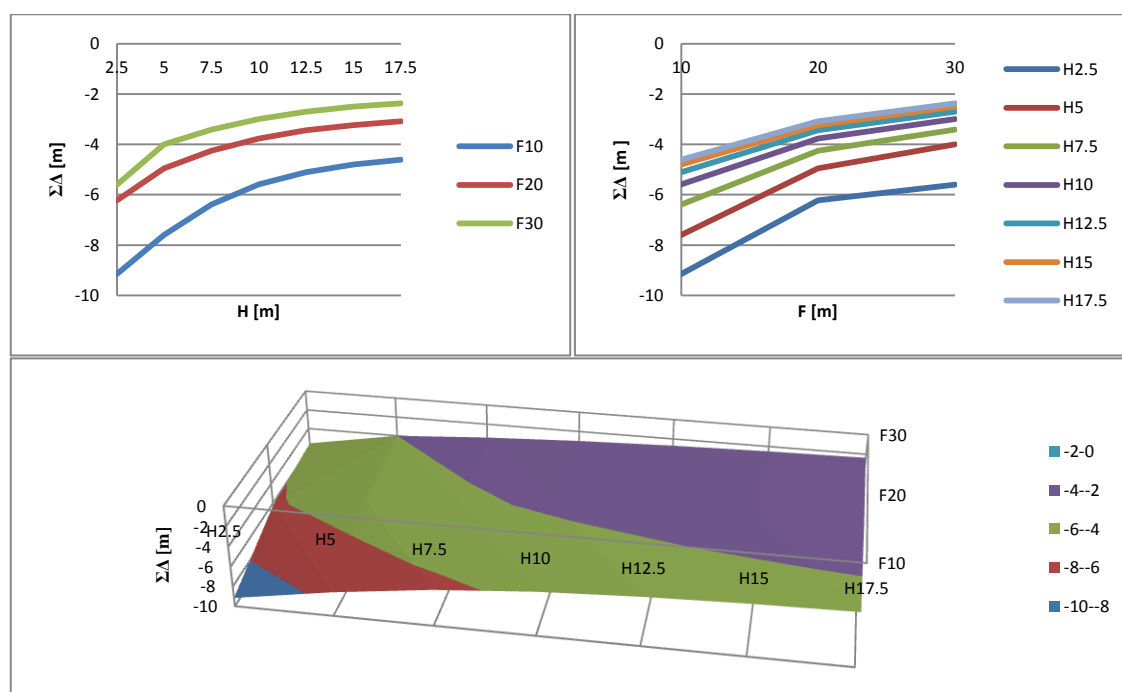
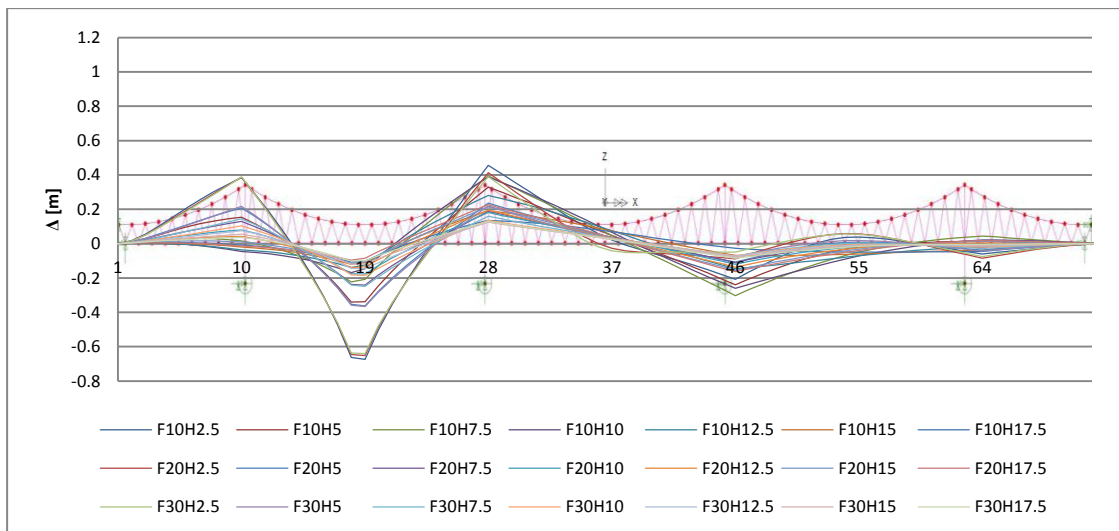


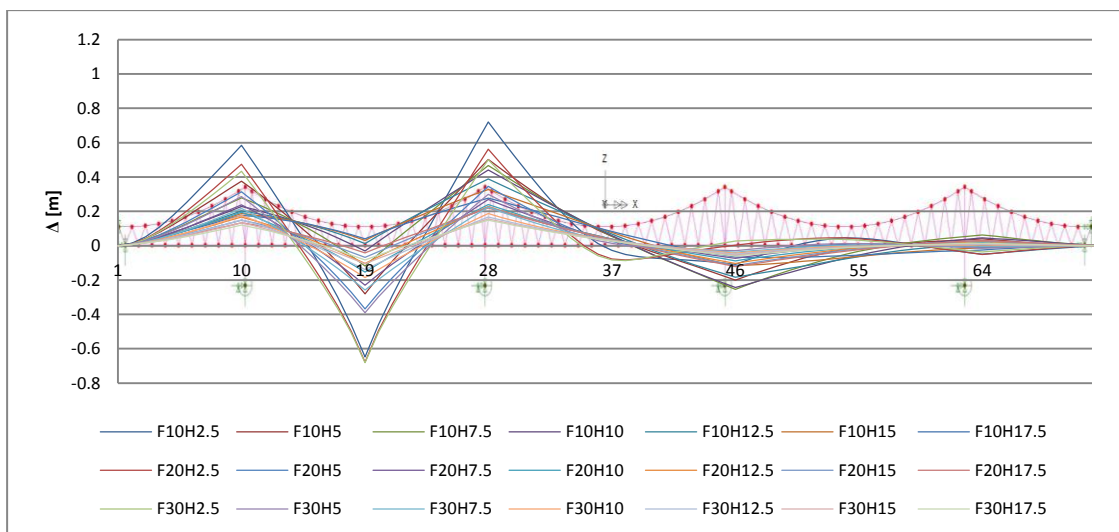
Gráfico 27. Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  de todos os nós, que maximiza o esforço de tracção no cabo funicular, em função dos parâmetros F e H.

#### 4.4.5.2 Meio do vão 2

A meio do segundo vão, as linhas de influencia e os casos de carga não são tão lineares como os encontrados no vão central. O segundo vão está mais perto de um encontro, zona mais rígida da estrutura. A linha de influência para essa secção será influenciada não só pela geometria não simétrica da estrutura de cabos, mas também por estar junto a essa zona mais rígida.



**Gráfico 28. Linhas de influência para máximo esforço de tração no cabo de rigidez a meio do vão 2.**



**Gráfico 29. Linhas de influência para máximo esforço de compressão do cabo funicular a meio do vão 2.**

A distribuição das sobrecargas devia ser muito parecida para cabo de rigidez à tracção e funicular à compressão (momento positivo), mas neste vão isso não acontece. O cabo de rigidez tem uma maior influência neste ponto, estendendo a distribuição das sobrecargas até ao encontro em alguns dos modelos (Gráfico 28 e 29; Anexos - Figuras 5 a 8).

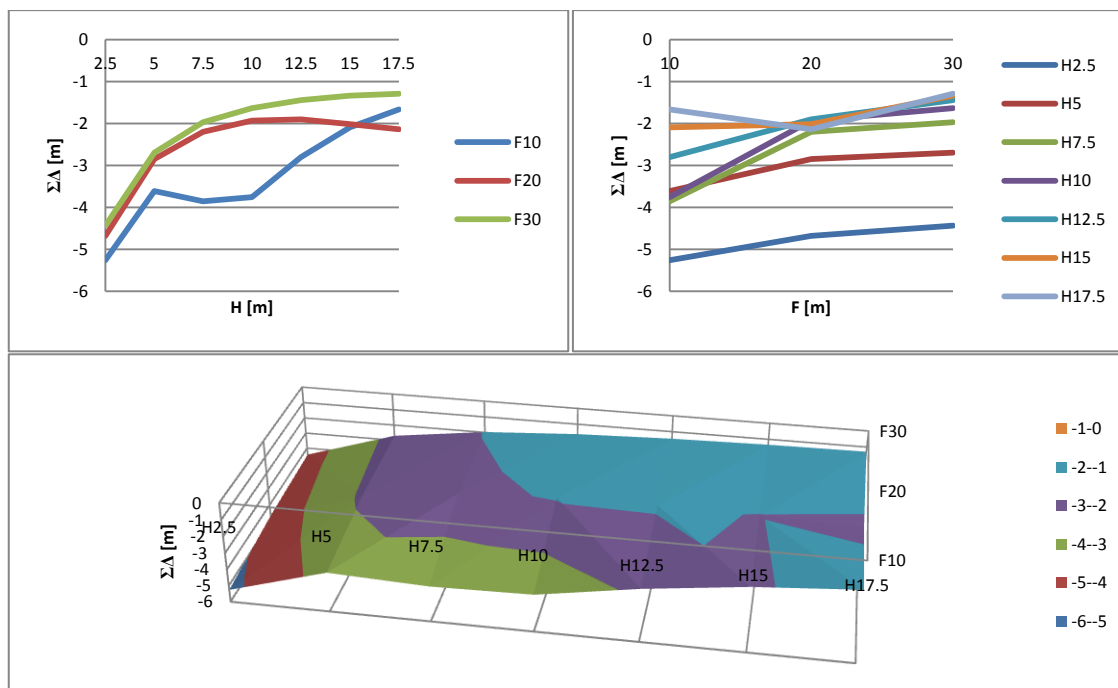


Gráfico 30. Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  de todos os nós que maximiza o esforço de tracção no cabo de rigidez.

É visível que o comportamento da estrutura não é linear. Ainda assim, para  $H \geq 7,5 m$  e  $F \geq 20 m$  os esforços deixam de reduzir significativamente.

## 4.5 Síntese

Os 3 vão de  $180 m$  e 2 de  $90 m$  da estrutura original tornam a estrutura relativamente flexível. No entanto, o cabo de rigidez juntamente com os pendurais inclinados oferecem à estrutura uma rigidez suficiente para a tornar pouco deformável.

Nos modelos efectuados percebeu-se que  $H$  é mais influente que  $F$ , e o que confere mais rigidez à estrutura. Por isso para esta estrutura, o ideal será calcular a flecha do cabo funicular tendo em vista apenas as cargas permanentes. Depois com essa flecha, através de algumas iterações, encontrar o  $H$  que mais se adequa. Com a flecha escolhida,  $H$  proporciona menores esforços e deslocamentos quanto maior for. Apenas será necessário arranjar um limite onde esse aumento deixará de ser significativo.

No caso da ponte real,  $H = 9,08 m$  é sem dúvida uma boa escolha, sendo que abaixo deste valor a viga não teria uma rigidez adequada para todos os vãos. Acima desse valor, os deslocamentos e esforços deixariam de reduzir significativamente, considerando que se estava a aumentar a altura das torres e os metros de pendural.



## 5 Análise numérica - Vão de 360 m

### 5.1 Metodologia

A solução de um só vão central será agora estudada tendo em vista o seu dimensionamento e comparação com a solução original. Uma vez que estamos a dobrar o desenvolvimento do vão central, as dimensões dos cabos e pilares serão adoptadas mantendo a mesma relação existente na estrutura original. Para tal, áreas dos cabos serão também dobradas.

A distância entre carlingas está directamente relacionada com a malha triangular formada pelos cabos. Serão analisados três modelos com afastamentos de 10, 15 e 20 m e será adoptado um deles para prosseguir com a análise.

### 5.2 Diferentes afastamentos das carlingas

Para  $F = 40\text{ m}$  e  $H = 20\text{ m}$ , foram efectuados 3 modelos com diferente espaçamento entre carlingas para termos de comparação.

Os três modelos terão a secção dos pendurais e as cargas por nó também diferentes. O número de pendurais bem como os nós a carregar varia de modelo para modelo, daí alterar esses parâmetros. As características que variam estão apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 5. Características que são alteradas nos modelos com diferentes espaçamentos entre carlingas.

Espaçamentos entre carlingas [m]	Área dos pendurais [m <sup>2</sup> ]	Carga por pendural [kN]
10	2,55E-03	330
15	3,83E-03	495
20	5,11E-03	660

Foi calculado para cada modelo o máximo deslocamento a meio vão e máximo esforço de tracção no cabo de rigidez. Para o caso de carga que maximizava o esforço no cabo de rigidez, foram retirados os esforços no cabo funicular e pendurais.

**Tabela 6. Deslocamentos e esforços para os diferentes modelos.**

Espaçamento entre carlingas [m]	Deslocamento $\Delta$ [m]	Esforços [kN]		
		Rigidez	Funicular	Pendurais
10	-2,23	3629	2711	165
15	-1,66	4294	1614	257
20	-1,40	4715	-97	358

Os deslocamentos são menores para o afastamento entre carlingas de 20 m. Os pendurais apesar de serem em menor número, tem maior secção e tornam mais visível o efeito viga da estrutura.

Para o espaçamento de 10 m, as cargas estão mais distribuídas e os pendurais estão mais verticais. As cargas passam para o cabo funicular mais rápido do que nos outros casos, deixando o cabo de rigidez menos esforçado. Ainda que utilizasse-mos para os pendurais uma secção maior, os deslocamentos continuavam a ser maiores do que nos outros casos. A distribuição mais apertada dos pendurais também influencia directamente esse deslocamento a meio vão, uma vez que quanto mais próximo do vértice do cabo funicular a carga for aplicada, mais ele se deformará.

O esforço máximo de tracção no cabo funicular quase não se altera de modelo para modelo (7,4 MN).

Actualmente os tramos de 20 m estão de forma fácil ao nosso alcance. Uma vez que é o caso que apresenta menores deslocamentos a continuação do estudo terá em conta tal espaçamento. Reduzindo assim o número de aparelhos de ligação e aumentando a dimensão dos tramos.

### 5.3 Linhas de influência

Como vimos na análise da ponte original, através das linhas de influência percebemos directamente o comportamento que a estrutura apresenta para cada modelo.

Em alguns dos modelos efectuados, apareceram maiores deslocamento na secção do pilar do que a meio vão. No entanto na secção dos pilares, variar H e F, não altera esse deslocamento significativamente. Na estrutura real esse deslocamento não iria ser tão elevado como nos modelos. Tal deslocamento está directamente relacionado com a simplificação adoptada nos modelos para o topo dos pilares.

As linhas de influência serão analisadas na secção de meio vão, para os máximos esforços no cabo de rigidez e funicular.

Tabela 7. Modelos efectuados.

F [m]	H [m]						
	5	10	15	20	25	30	35
10	F10H5	F10H10	F10H15	F10H20	F10H25	F10H30	F10H35
20	F20H5	F20H10	F20H15	F20H20	F20H25	F20H30	F20H35
30	F30H5	F30H10	F30H15	F30H20	F30H25	F30H30	F30H35
40	F40H5	F40H10	F40H15	F40H20	F40H25	F40H30	F40H35
50	F50H5	F50H10	F50H15	F50H20	F50H25	F50H30	F50H35
60	F60H5	F60H10	F60H15	F60H20	F60H25	F60H30	F60H35

Para os gráficos ficarem mais perceptíveis, foram retiradas as linhas correspondentes aos modelos com  $F = 10\text{ m}$  e  $H = 5\text{ m}$ , uma vez que estes apresentavam deslocamentos muito superiores aos restantes.

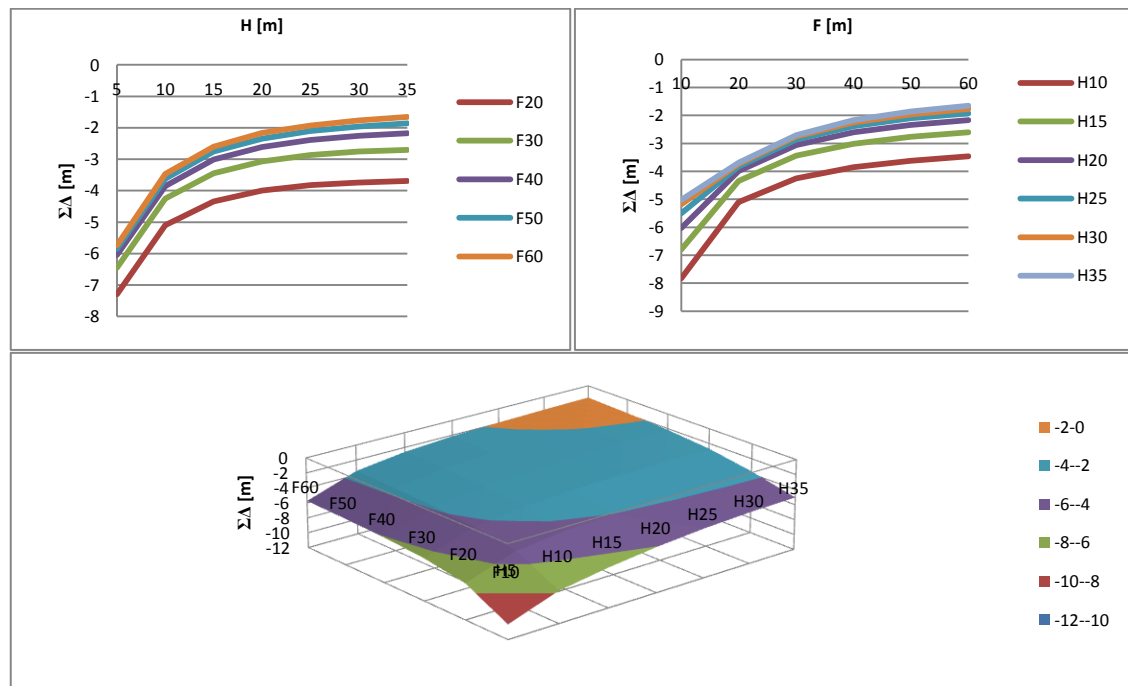


Gráfico 31. Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  de todos os nós, que maximiza o esforço de tracção no cabo funicular, em função dos parâmetros  $F$  e  $H$ .

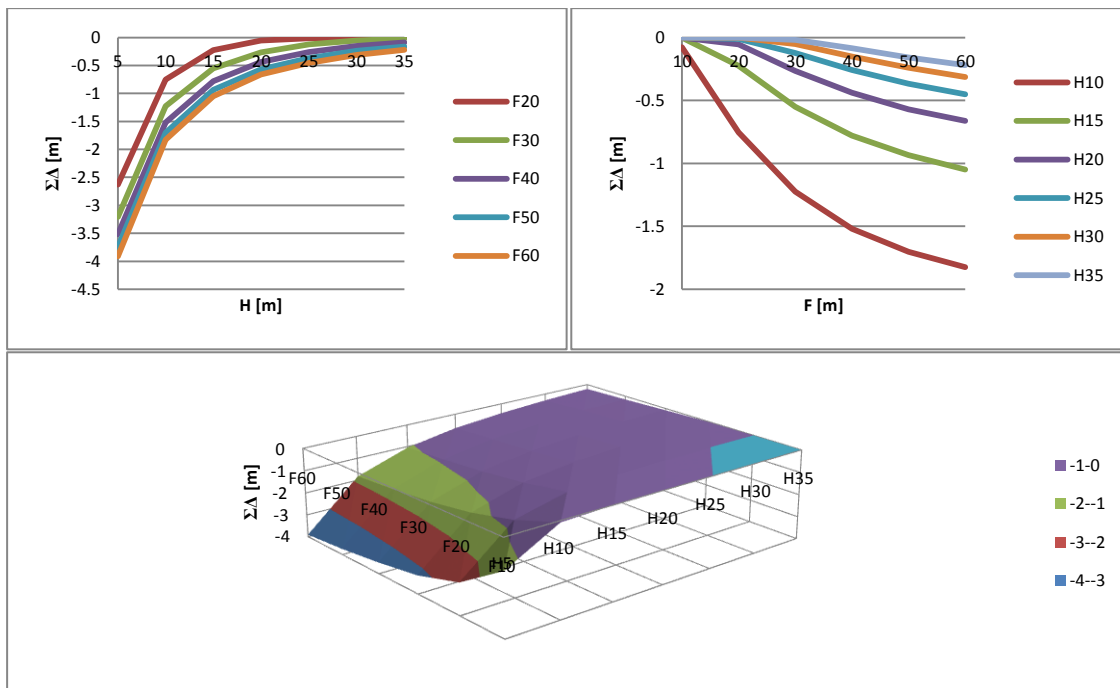


Gráfico 32. Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  de todos os nós, que maximiza o esforço de compressão no cabo funicular, em função dos parâmetros F e H.

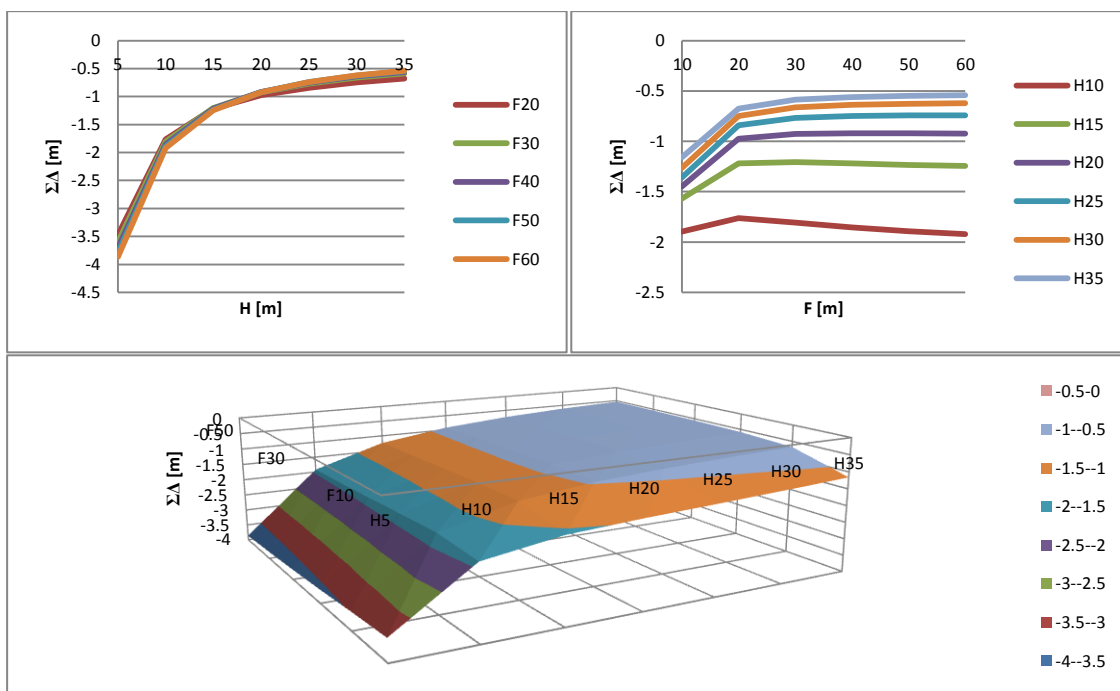
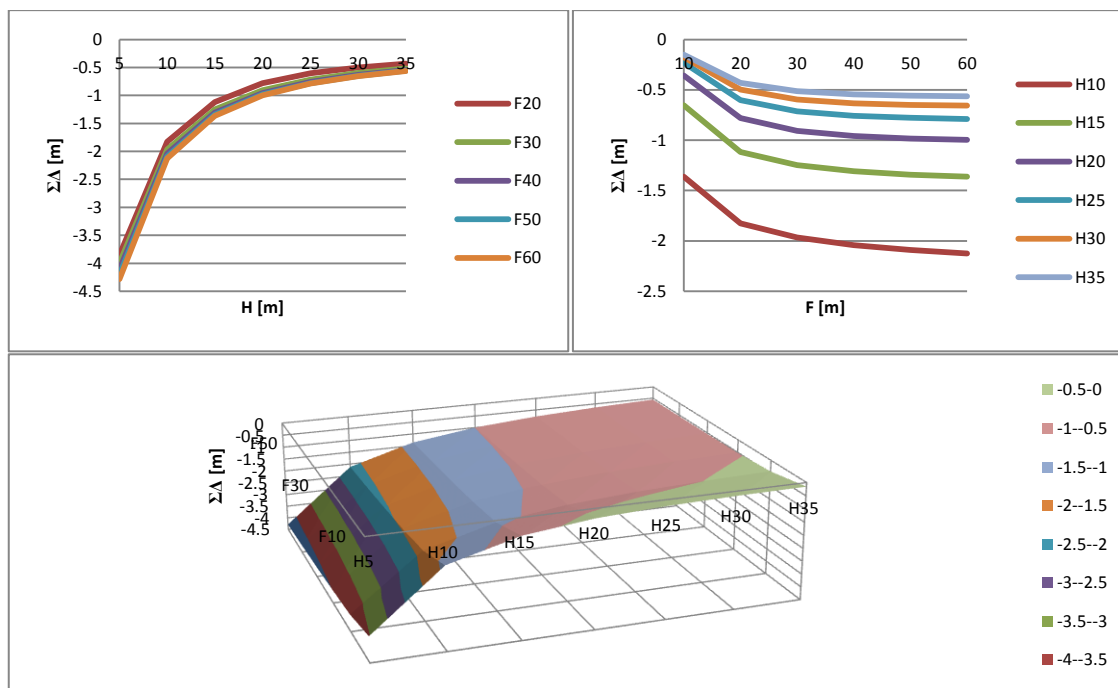


Gráfico 33. Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  de todos os nós, que maximiza o esforço de tracção no cabo de rigidez, em função dos parâmetros H e F.



**Gráfico 34.** Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  de todos os nós, que maximiza o esforço de compressão no cabo de rigidez, em função dos parâmetros  $F$  e  $H$ .

Dos somatórios de deslocamentos das linhas de influência, apenas o cabo funicular é influenciado pela alteração da flecha (gráfico 31). O cabo funicular raramente ficará comprimido.

Mais uma vez o cabo de rigidez, fundamental no equilíbrio das sobrecargas, é muito influenciado pela altura da viga  $H$ . Excepto para  $F = 10\text{ m}$ , os casos de carga para a máxima tracção no cabo de rigidez não variam entre modelos. Alguns dos modelos podem encontrar o máximo esforço com um carregamento ligeiramente diferente, uma vez que os casos de carga encontrados são calculados numa posição não deformada da estrutura. No entanto tais diferenças são mínimas, não compensando neste ponto procurar tais soluções.

## 5.4 Caso de carga para máximo esforço de tracção no cabo de rigidez

Numa última análise do comportamento da estrutura para diferentes  $F$  e  $H$ , foram calculados os esforços e deslocamentos apenas para um caso de carga. Caso de carga que maximiza o esforço de tracção no cabo de rigidez a meio do vão central na maioria dos modelos.

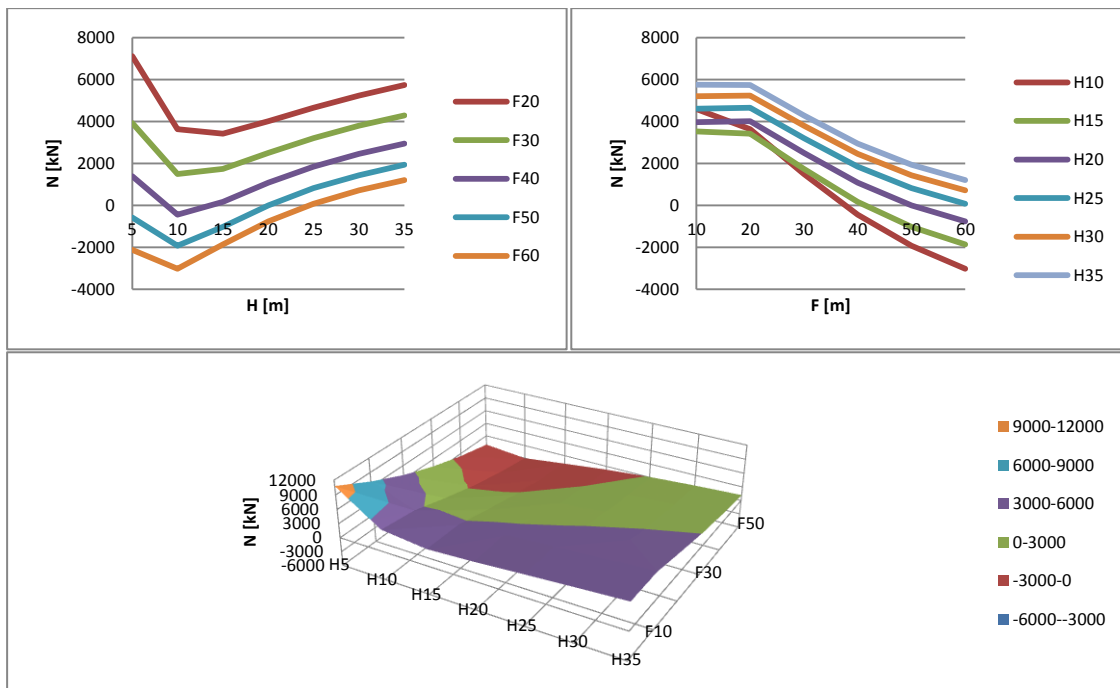


Gráfico 35. Esforço  $N$  no cabo funicular a meio do vão central, em função dos parâmetros  $F$  e  $H$ .

A flecha do cabo funicular é muito condicionante no esforço do mesmo. Quanto maior for  $F$ , menores serão os esforços de tracção no cabo funicular. Aumentar  $H$  irá aumentar o esforço de tracção no cabo funicular. Situação em que os pendurais se aproximam mais da vertical.

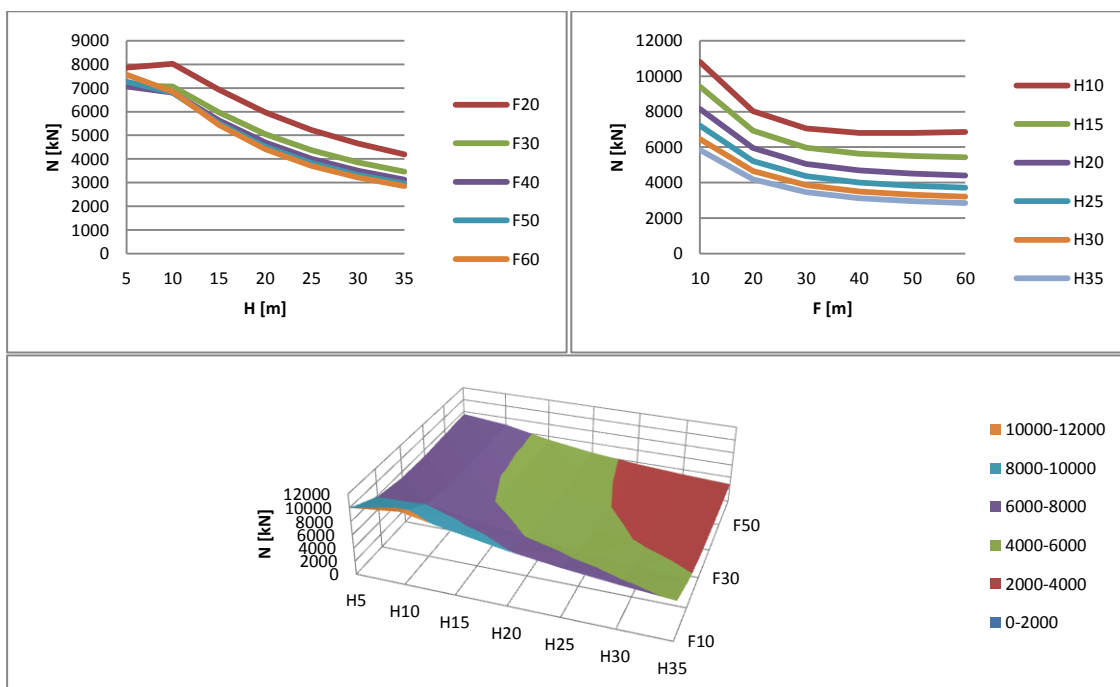


Gráfico 36. Esforço  $N$  no cabo funicular a meio do vão central, em função dos parâmetros  $F$  e  $H$ .

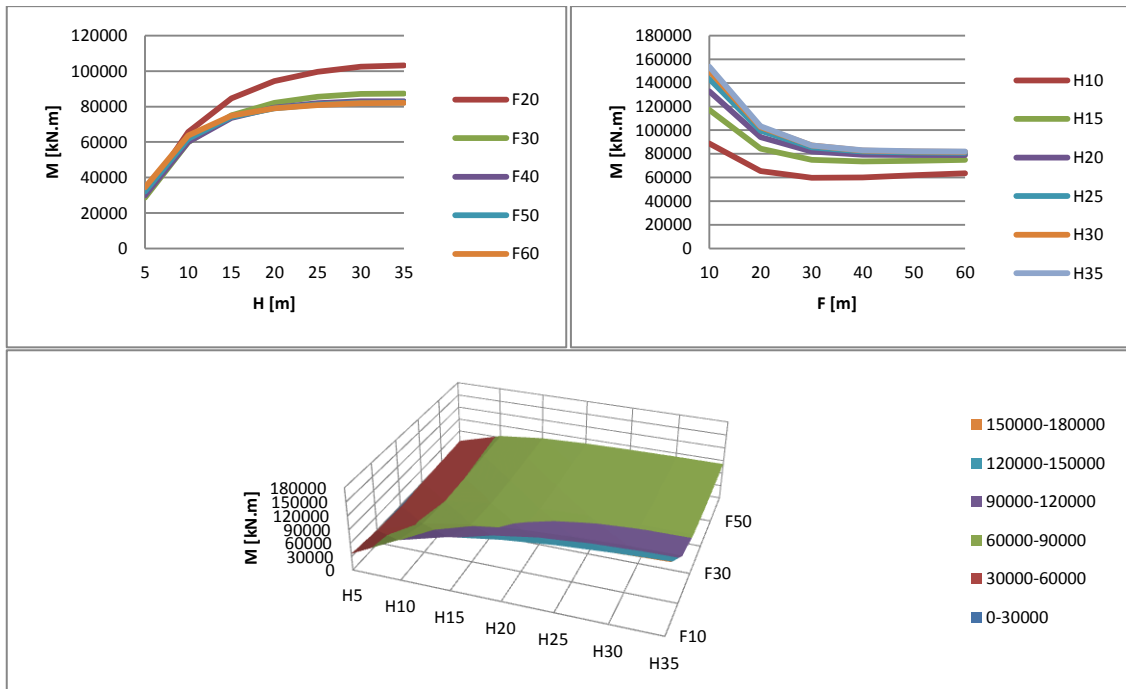


Gráfico 37. Momentos  $M$  na secção meio do vão central, em função dos parâmetros  $F$  e  $H$ .

O esforço de tracção no cabo de rigidez apenas é condicionado pelo parâmetro  $H$ . O aumento deste irá reduzir os seus esforços.

Como se vê no gráfico 37, o momento varia pouco para  $F \geq 30$  m e  $H \geq 20$  m. Apesar de aumentar a altura da viga, o cabo funicular equilibra mais esforços, e quanto mais esforços este equilibrar menor será o efeito viga.

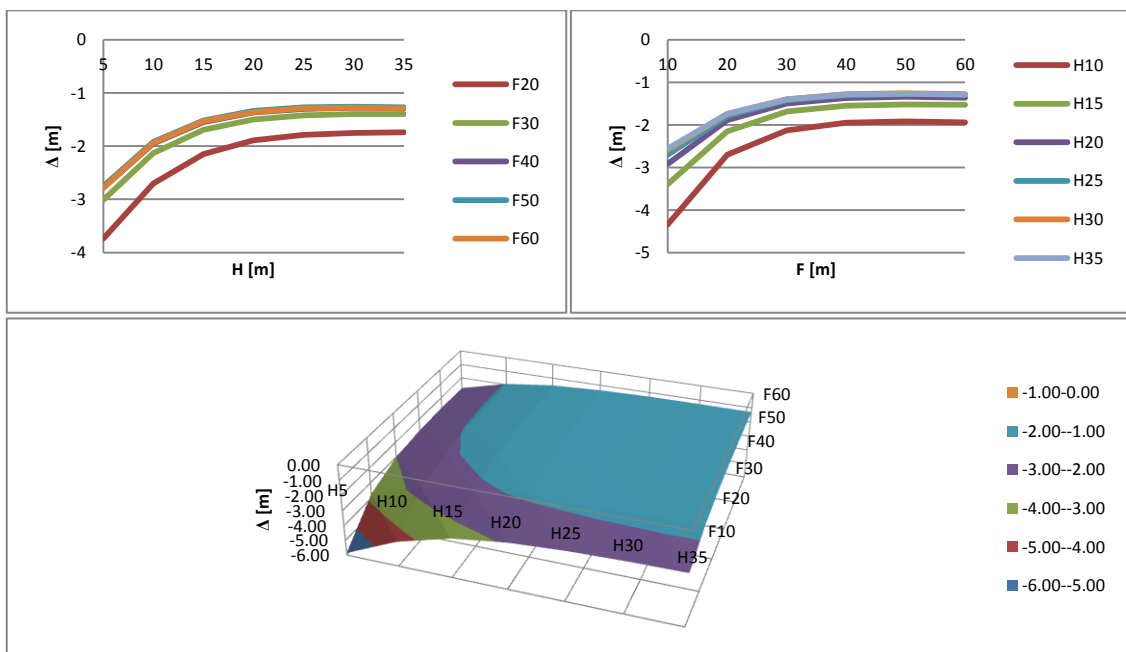


Gráfico 38. Deslocamentos  $\Delta$  na secção a meio do vão central, em função dos parâmetros  $F$  e  $H$ .

O deslocamento apesar de se mostrar condicionado por  $F$  e  $H$ , é  $H$  que tem maior peso na sua variação. Mais uma vez para  $F \geq 30 m$  e  $H \geq 15 m$  os deslocamentos deixam de reduzir significativamente.

## 5.5 Síntese

A solução de apenas um vão central de  $360 m$ , mostra um comportamento muito similar à solução com 3 vãos de  $180 m$ .

Para a actuação das sobrecargas pode então dizer-se que for dobrada a flecha do cabo funicular e altura da viga, será uma boa solução a adoptar para o vão de  $360 m$ . No entanto  $H = 15 m$  mostra-se uma solução aceitável.

## 6. Avaliação dos deslocamentos e esforços da estrutura variante

### 6.1 Características geométricas adoptadas

Para verificar a viabilidade da hipótese inicial, será modelada uma estrutura com 360 m de vão central e dois vãos extremos de 180 m. A flecha e altura da viga serão adoptadas tendo por base as conclusões dos capítulos anteriores.

Uma vez que no capítulo anterior se chegou à conclusão que a flecha do cabo funicular tem pouca influência nos deslocamentos da estrutura, será adoptada uma flecha de 40 m para o cabo funicular. A flecha nesta estrutura tem como principal função suportar as cargas permanentes, mostrando pouca influência na actuação das sobrecargas variáveis. Como no presente estudo se optou por dobrar a secção dos cabos funiculares em relação à solução original, para que seja mantida a mesma relação de esforços foi também dobrada a flecha original. Apesar dessa relação não ser exactamente linear, a flecha adoptada adequa-se uma vez que as cargas permanentes não foram apenas dobradas da solução original.

A altura  $H$  da viga foi considerada igual a 15 m. Para valores superiores de  $H$ , os deslocamentos não reduzem significativamente. Ainda assim, caso se mostra-se necessário reduzir os deslocamentos, poderia ser adoptado  $H = 20$  m.

O peso próprio da estrutura também foi arbitrado, uma vez que os novos tramos isostáticos de 20 m não foram dimensionados em detalhe. O peso próprio desses tramos poderia variar consideravelmente, alterando secções, materiais ou pré-esforço. No entanto a estrutura de cabos ganha mais rigidez quanto maiores forem as cargas permanentes devido aos efeitos de segunda ordem e à não existência de cabos frouxos. Na estrutura original, os tramos de 10 m bem como as carlingas, eram em betão pré-esforçado e transmitiam a cada par de pendurais 1180 kN de peso próprio. Para a nova solução a força que se admitiu ser transmitida a cada par de pendurais proveniente dos tramos de 20 m foi de 2400 kN.

Quanto aos cabos, apesar do seu peso ser menos influente, pode ser facilmente calculado. Cada parede de suspensão da estrutura de cabos é constituída por:

- Cabo funicular - 2044 fios de 5 mm.
- Cabo de rigidez - 292 fios de 5 mm.
- Cabos pendurais - 126 fios de 5 mm.

Extensão total dos cabos no vão de 360 m:

- Cabo funicular - 380,27 m
- Cabo de rigidez - 360 m
- Cabos pendurais - 1089,49 m

Nos 360 m de vão central o peso próprio dos cabos será:

- Cabo funicular -  $2044 \times 2 \times \pi \times 0,0025^2 \times 77 \times 380,27 = 2226 \text{ kN}$
- Cabo de rigidez -  $292 \times 2 \times \pi \times 0,0025^2 \times 77 \times 360 = 408 \text{ kN}$
- Cabos pendurais -  $126 \times 2 \times \pi \times 0,0025^2 \times 77 \times 1089,49 = 415 \text{ kN}$
- *Total* =  $2226 + 408 + 415 = 3050 \text{ kN}$

A cada par de pendurais será transmitida uma força de:

$$2400 + \frac{3050}{360} \times 20 = 2569 \text{ kN}$$

O peso próprio total adoptado para a estrutura será arredondado por excesso para  $130 \text{ kN/m}$ .

As sobrecargas utilizadas serão iguais às adoptadas na ponte original para existir termo de comparação. Será utilizada uma sobrecarga de  $3 \text{ kN/m}^2$  e uma carga de faca de  $50 \text{ kN/m}$ .

## 6.2 Metodologia

O modelo utilizado para calcular as tensões medias nas secções criticas dos cabos e deslocamentos da estrutura, está simplificado da mesma forma que os modelos utilizados nos capítulos anteriores. Para resultados mais precisos seria necessário maior detalhe na modelação de alguns nós, fundações e encontros da ponte.

A análise efectuada está de alguma forma do lado da segurança no que respeita aos deslocamentos, uma vez que os nós de ligação entre cabos não oferecem qualquer resistência à rotação.

Inicialmente foi efectuada um cálculo dos esforços de forma manual apenas para a actuação das cargas permanentes. Uma vez que o cabo de rigidez não recebe qualquer esforço das cargas permanentes, este não será contabilizado neste cálculo. O cálculo tem como principal objectivo conhecer o traçado inicial do cabo funicular, para que depois de aplicadas as cargas permanentes o mesmo fique com a geometria desejada.

Uma vez conhecido o traçado inicial do cabo funicular, pode ser modelado o “processo construtivo”, começando pelas torres e pelo cabo funicular com o traçado inicial. De seguida

aplicação dos pendurais juntamente com as cargas permanentes. Por fim colocação do cabo de rigidez.

Ao modelo final já com o peso próprio, serão aplicadas as sobrecargas variáveis verticais para saber a tensão necessária no cabo de rigidez para que o mesmo não sofra compressões/afrouxamento.

## 6.3 Apresentação de resultados

### 6.3.1 Cargas permanentes

Para estimativa dos esforços provenientes da actuação das cargas permanentes foi utilizado o método de equilíbrio dos nós.

A estrutura total é simétrica em relação a meio do vão central e metade da estrutura é novamente simétrica em relação ao pilar. Por isso, os esforços foram calculados para um quarto da estrutura, servindo para a restante da mesma forma. A figura 25 mostra o nome dado a cada troço calculado.

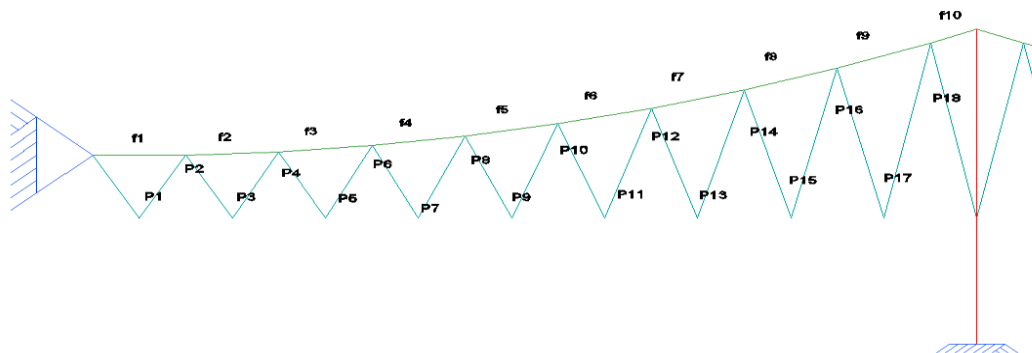


Figura 25. Legenda dos troços calculados pelo método dos nós.

**Tabela 8. Estimativa dos esforços para cada troço calculados pelo método dos nós.**

Cabo funicular		Cabos pendurais			
Troço	N [kN]	Troço	N [kN]	Troço	N [kN]
F1	51790	P1	1558	P11	1493
F2	51880	P2	1509	P12	1247
F3	52142	P3	1578	P13	1471
F4	52553	P4	1441	P14	1230
F5	53091	P5	1571	P15	1452
F6	53743	P6	1373	P16	1222
F7	54500	P7	1548	P17	1437
F8	55357	P8	1315	P18	1325
F9	56310	P9	1520		
F10	57075	P10	1274		

Aplicando os esforços aqui calculados como pré-esforço em cada troço correspondente do modelo, sem mais nenhuma carga aplicada, o cabo funicular irá ficar com uma configuração muito aproximada da situação real, encontrada durante a aplicação do mesmo.

Após a aplicação do peso próprio, toda a estrutura fica aproximadamente com a geometria final desejada. No modelo efectuado, após este processo, as imperfeições máximas (deslocamentos indesejados na actuação das cargas permanentes) encontram-se na secção dos pilares e tomam um máximo de 13 *cm*. A meio vão as imperfeições são apenas de 4 *cm*. Estes deslocamentos seriam facilmente eliminados com ajustes nos pendurais. Os próprios aparelhos de ligação dos pendurais às carlingas podem ter alguma margem para tais ajustes.

### 6.3.2 Sobrecargas variáveis

Para encontrar os máximos esforços no cabo funicular e no cabo de rigidez, foram efectuadas linhas de influência. Os máximos deslocamentos foram calculados por tentativas, uma vez que as linhas de influência não apresentavam a situação mais desfavorável devido aos efeitos de segunda ordem.

A fim de saber o pré-esforço necessário a aplicar no cabo de rigidez, foi calculado o máximo esforço de compressão no mesmo. O maior esforço de compressão existe na secção junto ao encontro e toma o valor  $-3462 \text{ kN}$ . Para evitar que o cabo de rigidez afrouxe sobre qualquer sobrecarga, será tencionado com um pré-esforço de 4000 *kN*.

Após o cabo de rigidez traccionado, a estrutura está apta a suportar as sobrecargas. O facto de o cabo de rigidez estar pré-esforçado, praticamente não influencia os deslocamentos devido ao seu traçado quase recto.

O deslocamento máximo é de  $-1,10\text{ m}$  e existe na secção a meio do vão central. Na mesma secção aparece o máximo deslocamento para cima no valor de  $0,53\text{ m}$ .

O máximo esforço no cabo de rigidez, aparece junto ao encontro com o valor de  $7237\text{ kN}$ . A meio do vão central o esforço é muito semelhante.

No cabo funicular, os máximos esforços de tracção existem nos troços que fazem ligação com as torres e atingem  $70330\text{ kN}$ .

Quanto aos pendurais, os mais esforçados encontram-se junto aos encontros e o seu esforço é consideravelmente superior aos restantes. Os mesmos estão em algumas situações sujeitos a esforços de compressão, devido ao peso próprio do tabuleiro, nessa zona descarregar directamente sobre os encontros. O esforço nos pendurais extremos varia entre  $-1438\text{ kN}$  e  $4450\text{ kN}$ .

### 6.3.3 Verificação da estabilidade

Todos os cabos utilizados têm as mesmas propriedades mecânicas. A tensão de rotura dos mesmos é  $f_u = 1800\text{ MPa}$ ;  $f_{pd} = 1400\text{ MPa}$ .

As áreas utilizadas para calcular os parâmetros de resistência dizem respeito às duas paredes de suspensão juntas. Ficam então as seguintes áreas de secção:

- Cabo funicular:  $2044 \times 2 \times \pi \times 0,25^2 = 802,68\text{ cm}^2$
- Cabo de rigidez:  $292 \times 2 \times \pi \times 0,25^2 = 114,67\text{ cm}^2$
- Cabos pendurais:  $126 \times 2 \times \pi \times 0,25^2 = 49,48\text{ cm}^2$

Resistência dos diferentes elementos:

- Cabo funicular:  $N_{rd} = 802,68 \times 10^{-4} \times 1400 = 144,5\text{ MN}$
- Cabo de rigidez:  $N_{rd} = 114,67 \times 10^{-4} \times 1400 = 16,0\text{ MN}$
- Cabos pendurais:  $N_{rd} = 49,48 \times 10^{-4} \times 1400 = 6,9\text{ MN}$

Uma vez que está a ser efectuada uma verificação aos estados limites últimos, os esforços encontrados serão aqui multiplicados por um factor de segurança. Uma análise mais detalhada seria necessária para encontrar os esforços nos estados limites últimos reais. No presente estudo foi simplificado esse processo dividindo os esforços em duas parcelas: uma relativa às cargas permanentes e a outra provocada pelas sobrecargas variáveis verticais. A

tabela seguinte mostra os esforços já com os factores de segurança. Foi utilizado um factor de 1.35 para as cargas permanentes e 1.5 para as sobrecargas.

**Tabela 9. Verificação da resistência ao estado limite último.**

	Cargas permanentes [MN]	Sobrecargas variáveis [MN]	Total [MN]	Nrd [MN]	Verificação de segurança
Cabo funicular	77,76	19,10	96,86	144,5	Verifica
Cabo de rigidez	5,40	4,86	10,26	16,0	Verifica
Cabos pendurais	2,16	4,28	6,44	6,9	Verifica

Todos os cabos verificam a resistência aos estados limites últimos.

Quanto aos deslocamentos, 1,10 m corresponde aproximadamente a  $v_{\text{vão}}/320$  se considerado um vão de 360 m. Na verdade tratasse de uma estrutura especial em que os deslocamentos continuam na secção do pilar e prolongam-se durante um “vão” maior.

## 7. Conclusão

O sistema de cabos das pontes analisadas no presente estudo, funciona realmente como uma autêntica viga de rigidez para as sobrecargas variáveis. É um sistema que necessita de cargas permanentes relativamente elevadas, para que os pendurais não sofram afrouxamento, e de pré-esforço no cabo de rigidez para que o mesmo não lhe suceda.

O modelo final com um vão central de 360 m e dois laterais de 180 m mostra, tal como a ponte original, um bom comportamento sobre a acção das sobrecargas variáveis verticais. A flecha adoptada para o cabo funicular ( $L/9=40$  m), é suficiente para suportar o peso próprio da estrutura sem que os esforços sejam desproporcionadamente elevados quando comparados com os da solução original. A altura da “viga em treliça” ( $L/24=15$  m), que se mostrou ser o parâmetro mais condicionante na redução dos deslocamentos, é suficiente para evitar deslocamentos excessivos em vias rodoviárias.

Apesar de depender de muitos outros factores, a viabilidade da solução final em termos de esforços e deslocamentos ficou demonstrada no presente trabalho. Economicamente, a comparação da solução de 3 vãos com a solução original afigura-se mais difícil de realizar, pois depende de factores de mercado que se consideram fora do âmbito do presente trabalho.

Para a construção da solução final seria necessário o dobro dos fios de aço utilizados na solução original. As torres, agora em numero de apenas duas, necessitariam de mais 26 m de altura do que as actualmente construídas. Os dispositivos de ligação dos cabos pendurais aos cabos funiculares e às carlingas, bem como os dispositivos de amarração dos cabos de rigidez às carlingas, seria reduzido a metade, no entanto o seu tamanho seria consideravelmente superior. Os tramos simplesmente apoiados do tabuleiro, agora de 20 m de desenvolvimento, assim como as carlingas que os suportam, necessitariam de ser estudados com maior detalhe para se poder avaliar com maior rigor o respectivo impacto económico.

Apesar de ser necessário um cálculo mais rigoroso de todos os parâmetros e condicionantes, pode estimar-se, que o custo do sistema de cabos seria aproximadamente o dobrado da solução original. A redução de duas torres poderia no entanto em certas circunstâncias de fundações e navegabilidade do rio, justificar a diferença. A solução de um vão central de 360 m e dois laterais de 180 m pode em certas circunstancia ser mais económica que a solução original. No caso da solução original, as torres custaram 25% do valor total da obra na época (1972), pelo que, apreços constantes, continuaria a ser das duas a solução mais económica.

O presente estudo pode vir a ser aprofundado, nomeadamente em termos dos efeitos das acções horizontais dinâmicas do vento, que pela sua extensão e especificidade se consideraram fora do âmbito do presente trabalho.

## Referências bibliográficas

- 1 CARDOSO, Edgar, «Estudos experimentais em modelo reduzido: Pontes sobre os rios Save e Zambeze, anexo» Lisboa, 1963.
- 2 CARDOSO, Edgar «Ponte sobre o rio Zambeze (vol. 1) - memória, caderno de encargos, medições, série de preços, orçamento e desenhos de construção» Lisboa, 1962.
- 3 CARDOSO, Edgar. «Ponte sobre o rio Zambeze (vol. 2) - cálculos justificativos» Lisboa, 1963.
- 4 NAZARÈ, Mirovaldo «Estudo dos projectos de Edgar Cardoso para as pontes sobre os Rios Save, Zambeze e Limpopo, com metodologias actuais» Covilhã, Outubro de 2011. Dissertação apresentada à Universidade da Beira Interior.
- 5 GIMSING, NIELS J. «Cable supported bridges, concept and design (2<sup>nd</sup> edition)», John Wiley & Sons, New York, 1997.
- 6 AUTODESK, AutoCAD civil 3D® 2013 , disponível em: [www.autodesk.pt](http://www.autodesk.pt)
- 7 GIMP 2, disponível em: [www.gimp.org](http://www.gimp.org)
- 8 LUSAS, verision 14.6, [www.lusas.com](http://www.lusas.com)

# ANEXOS

## Imagens

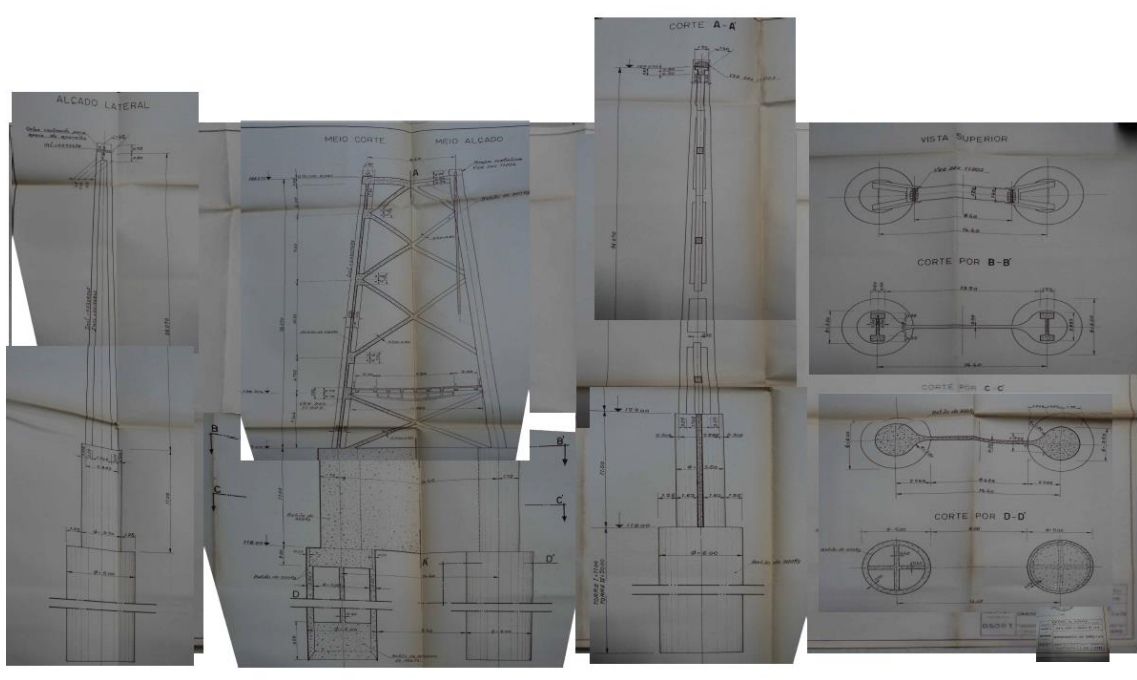


Imagem 1. Montagem de fotografias retiradas dos desenhos retirados de [2].

## Gráficos

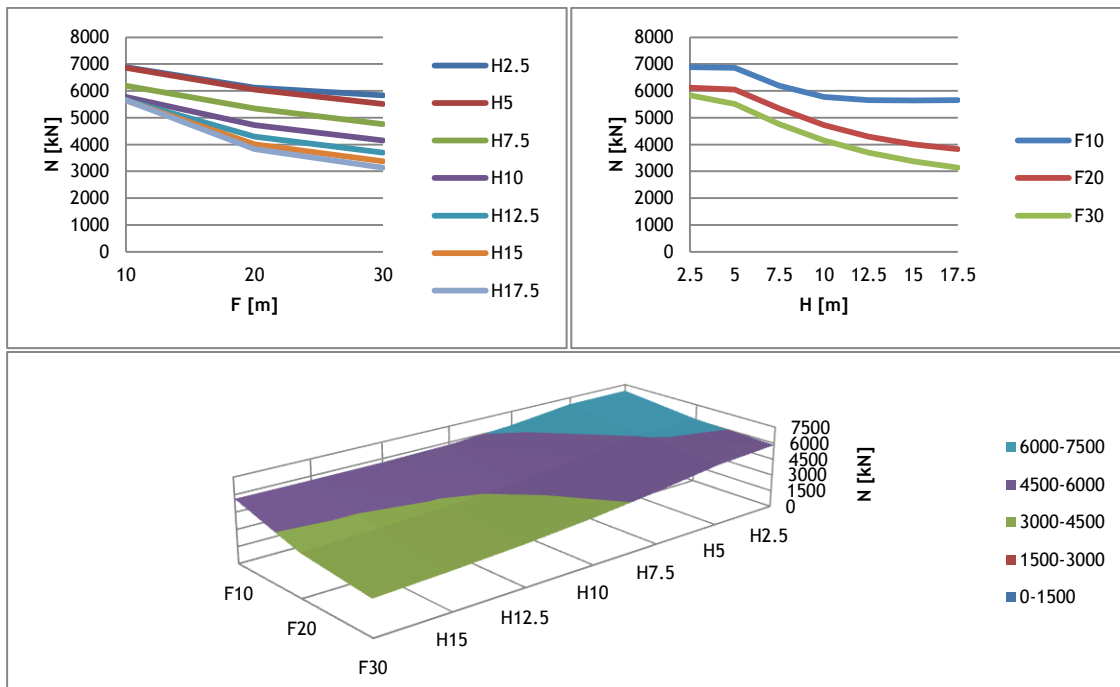


Gráfico 1. Esforço N no cabo funicular a meio do vão 2, para caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.

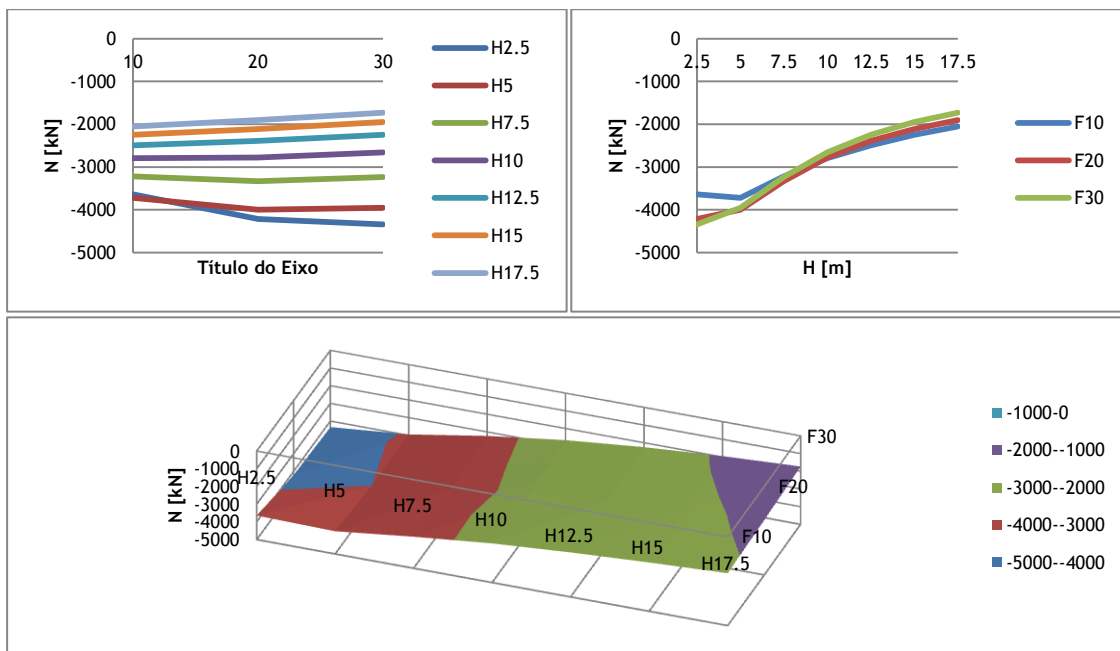


Gráfico 2. Esforço N no cabo de rigidez a meio do vão 2, para caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.

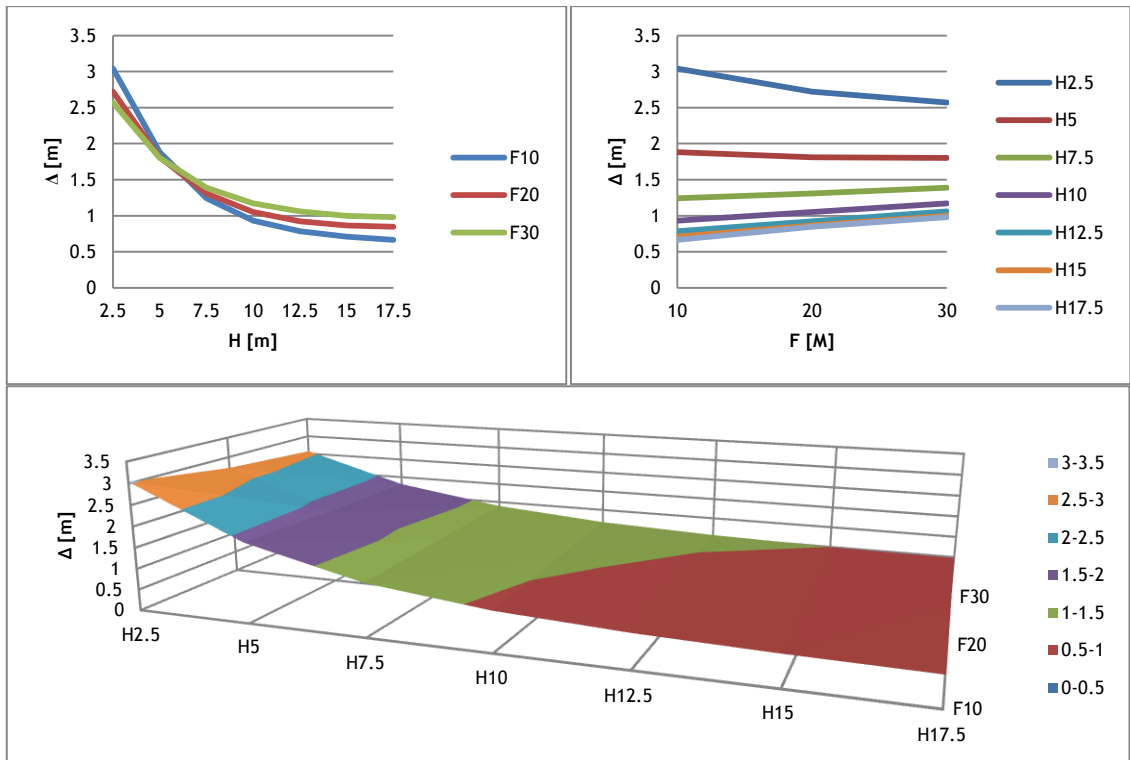


Gráfico 3. Deslocamento  $\Delta$  a meio do vão 2, para caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.

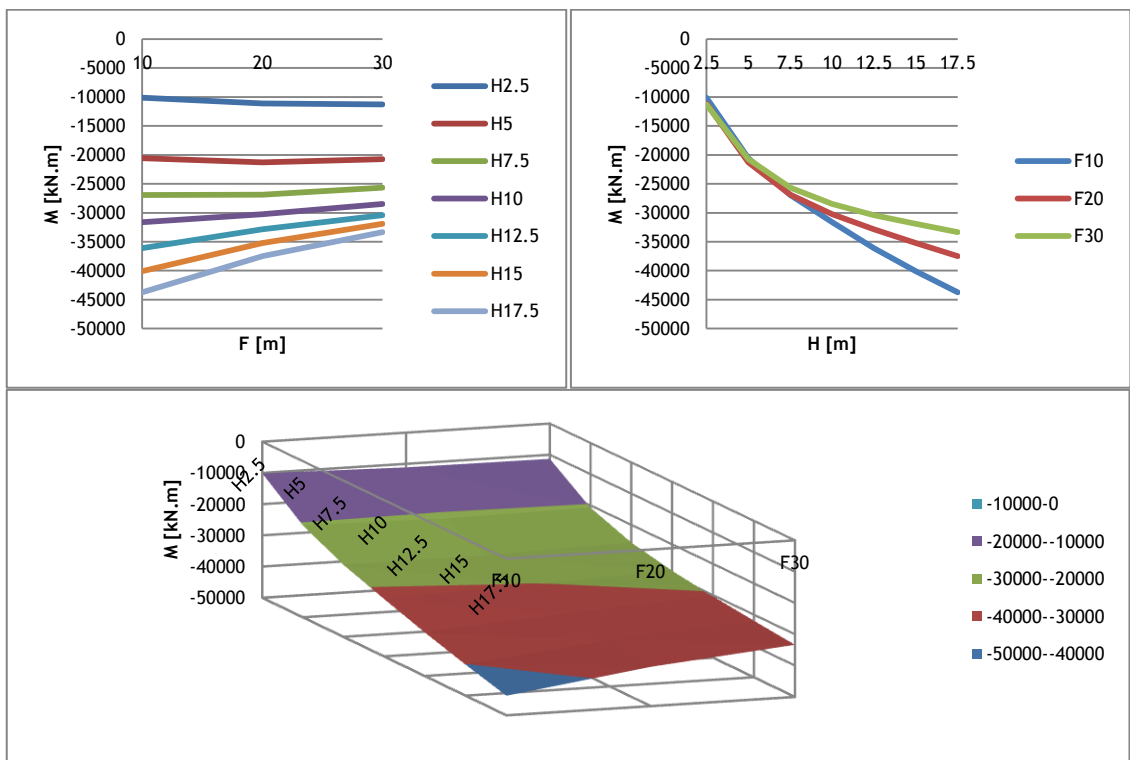


Gráfico 4. Momentos M a meio do vão 2, para caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.

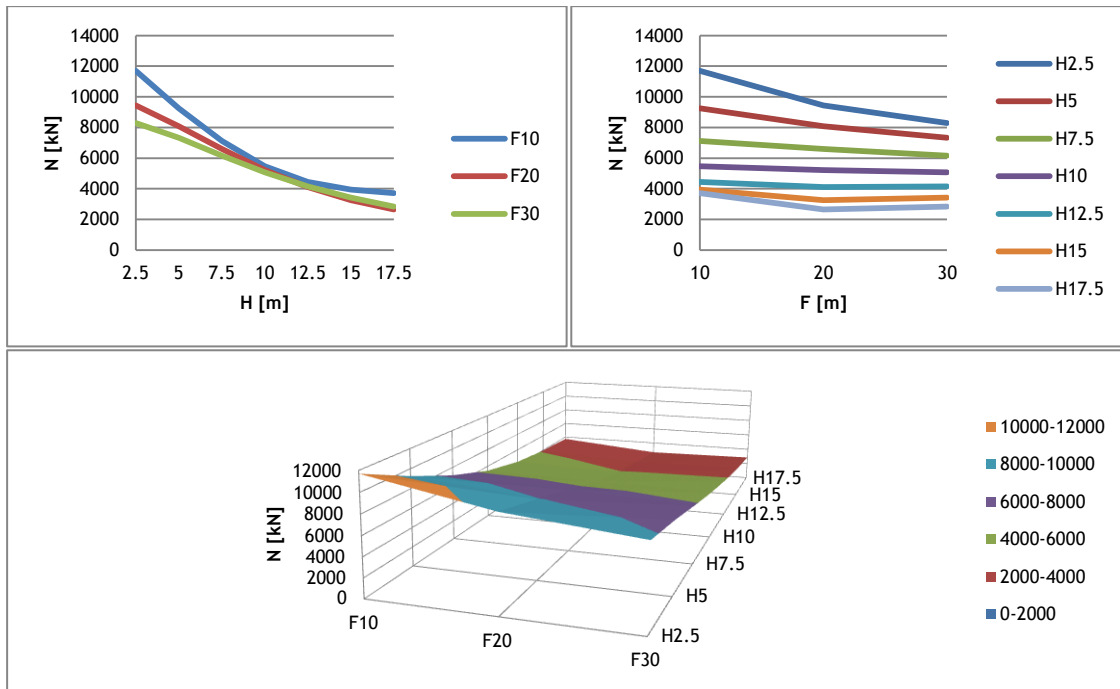


Gráfico 5. Esforço N no cabo funicular junto aos encontros, para caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.

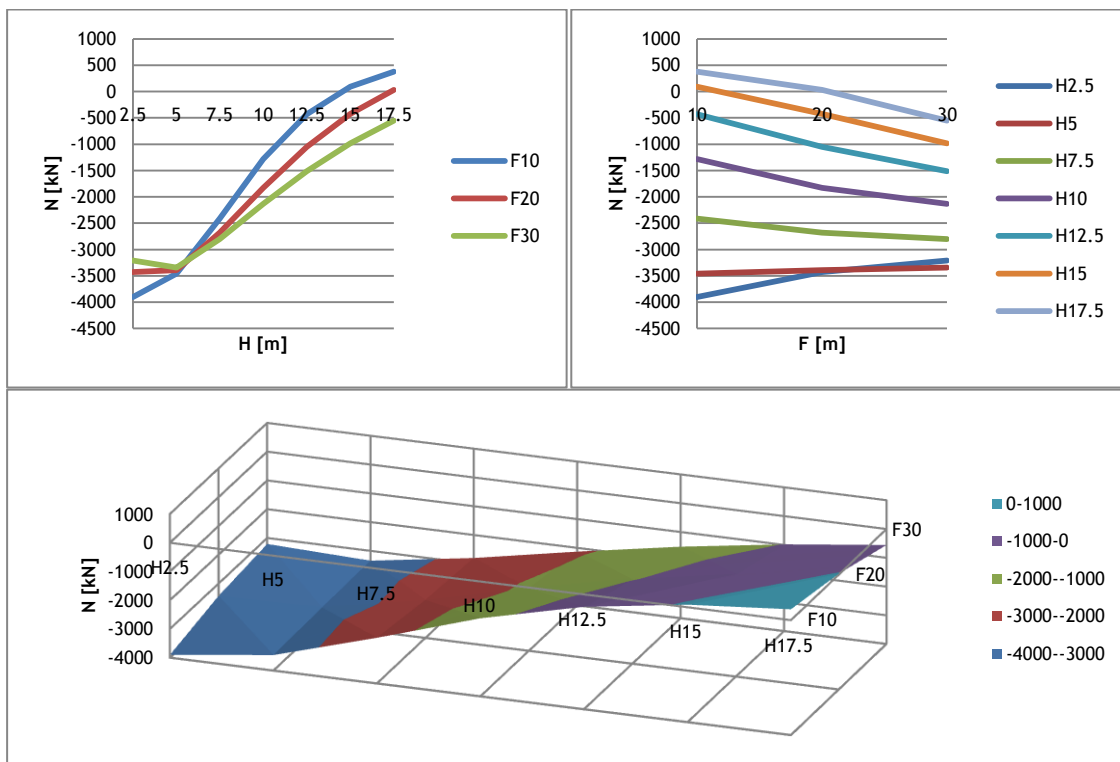


Gráfico 6. Esforço N no cabo de rigidez junto aos encontros, para caso de carga 1, em função dos parâmetros F e H.

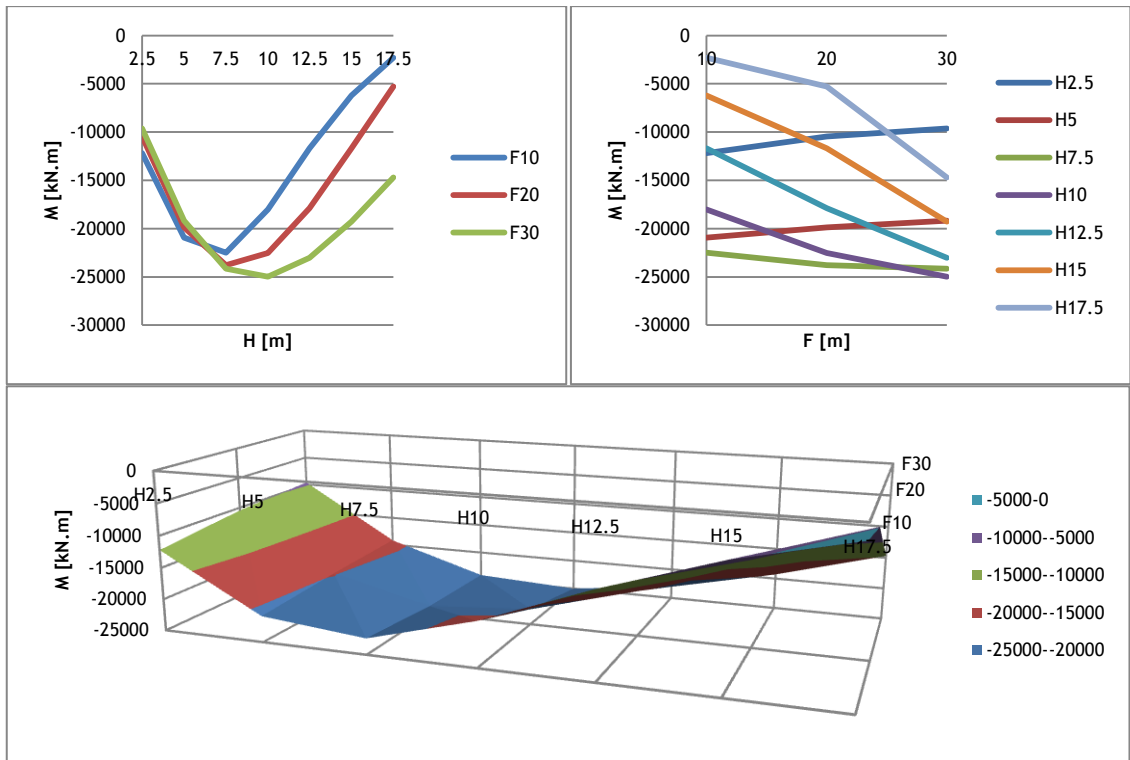


Gráfico 7. Momentos  $M$  junto aos encontros, para caso de carga 1, em função dos parâmetros  $F$  e  $H$ .

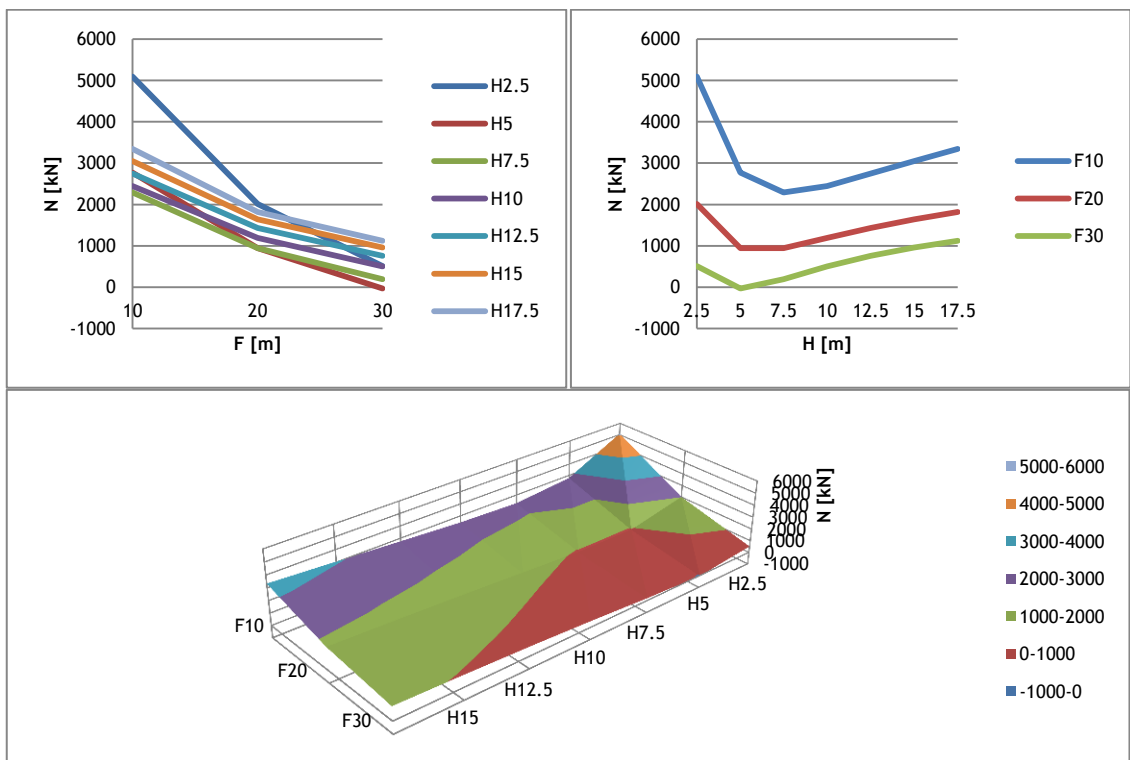


Gráfico 8. Esforço  $N$  no cabo funicular a meio do vão 2, para caso de carga 2, em função dos parâmetros  $F$  e  $H$ .

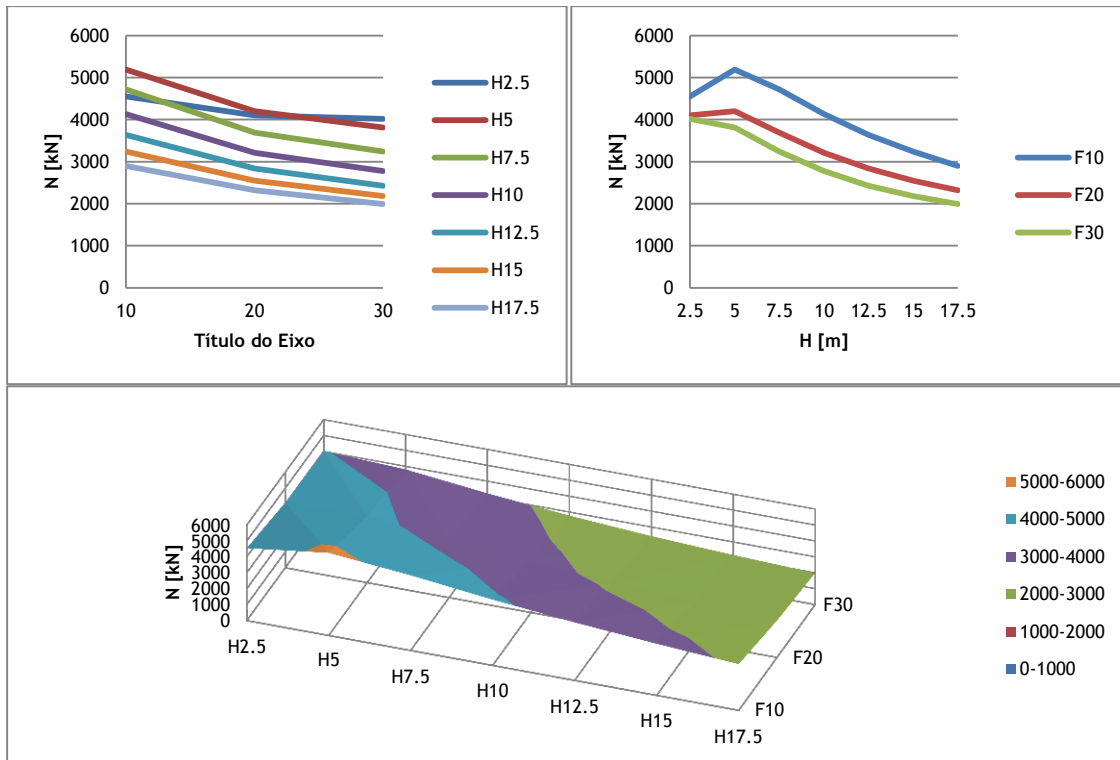


Gráfico 9. Esforço N no cabo de rigidez a meio do vão 2, para caso de carga 2 em função dos parâmetros F e H.

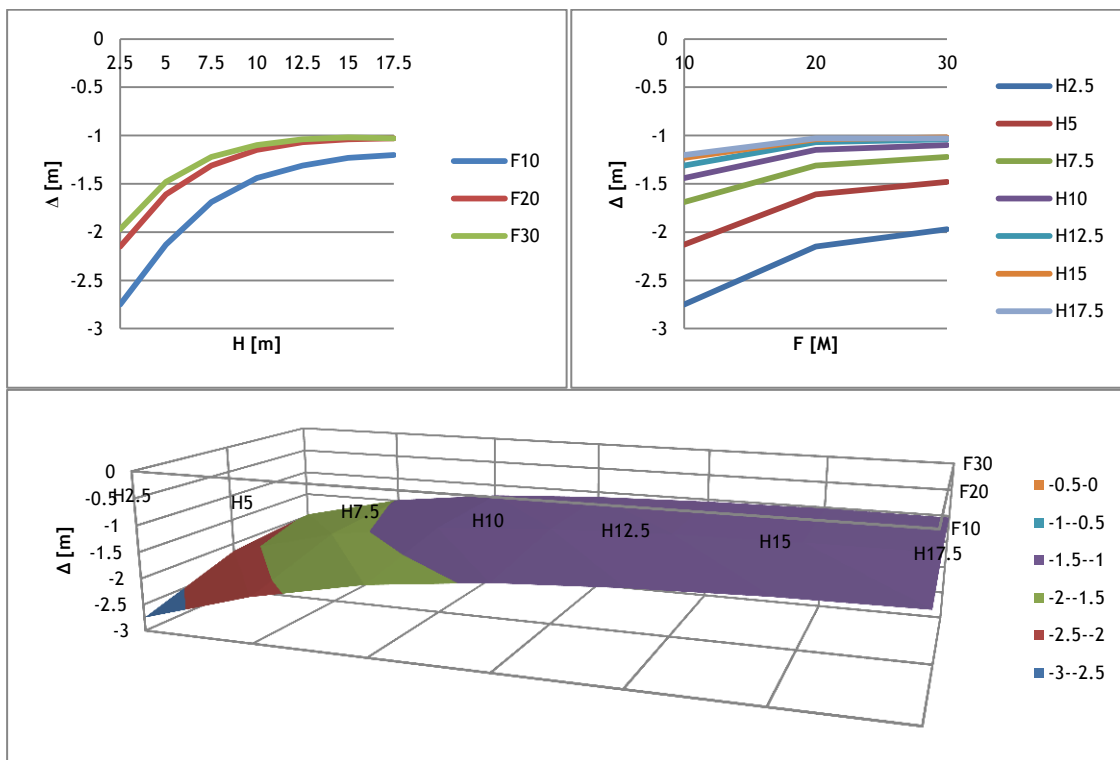


Gráfico 10. Deslocamento  $\Delta$  a meio do vão 2, para caso de carga 2, em função dos parâmetros F e H.

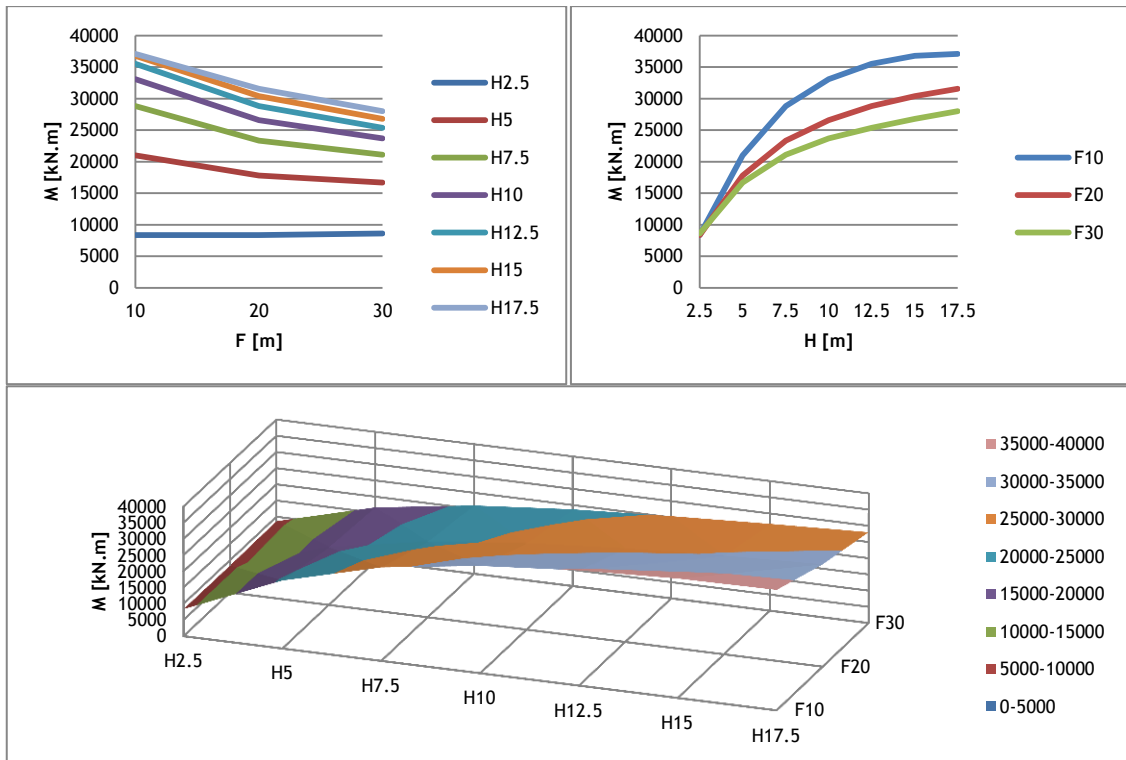


Gráfico 11. Momentos  $M$  a meio do vão 2, para caso de carga 2, em função dos parâmetros  $F$  e  $H$ .

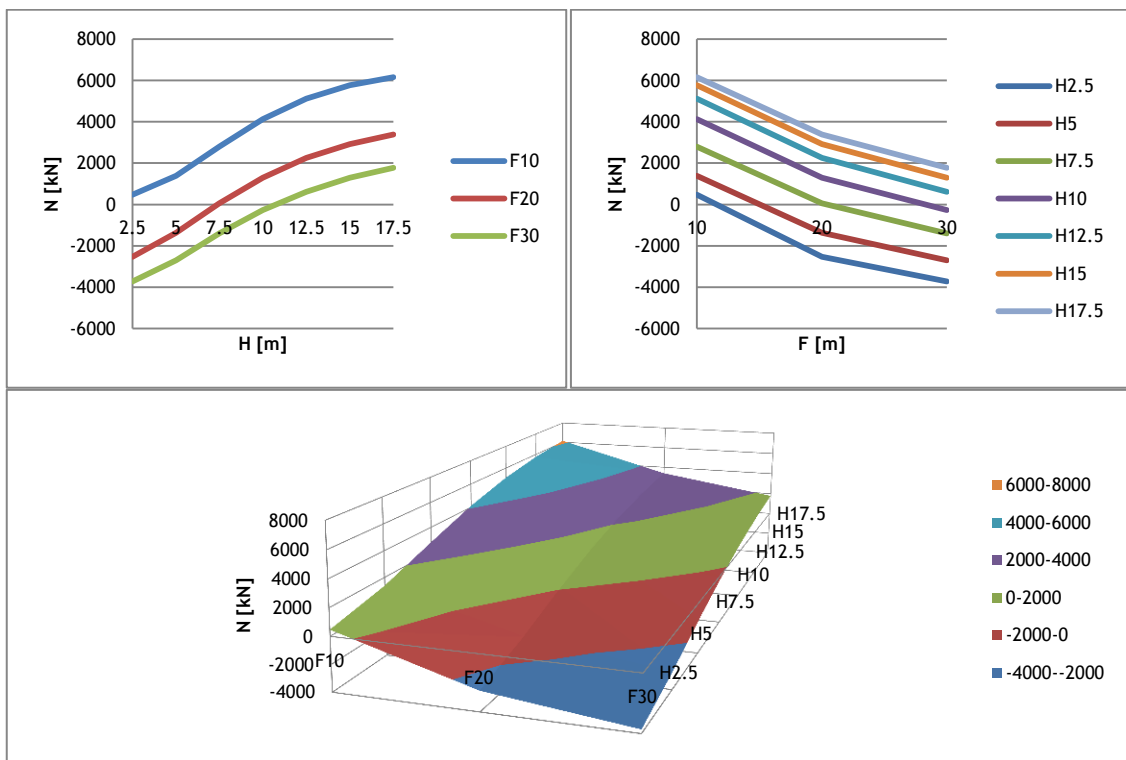


Gráfico 12. Esforço  $N$  no cabo funicular junto aos encontros, para caso de carga 2, em função dos parâmetros  $F$  e  $H$ .

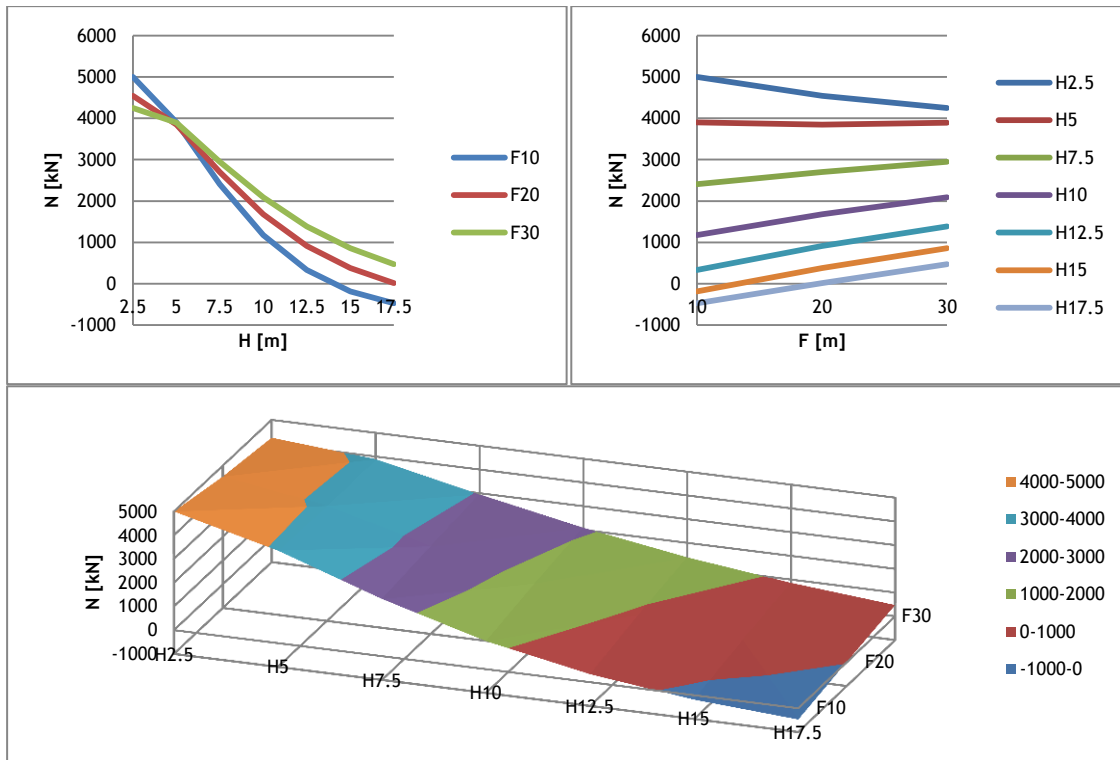


Gráfico 13. Esforço N no cabo de rigidez junto aos encontros, para caso de carga 2, em função dos parâmetros F e H.

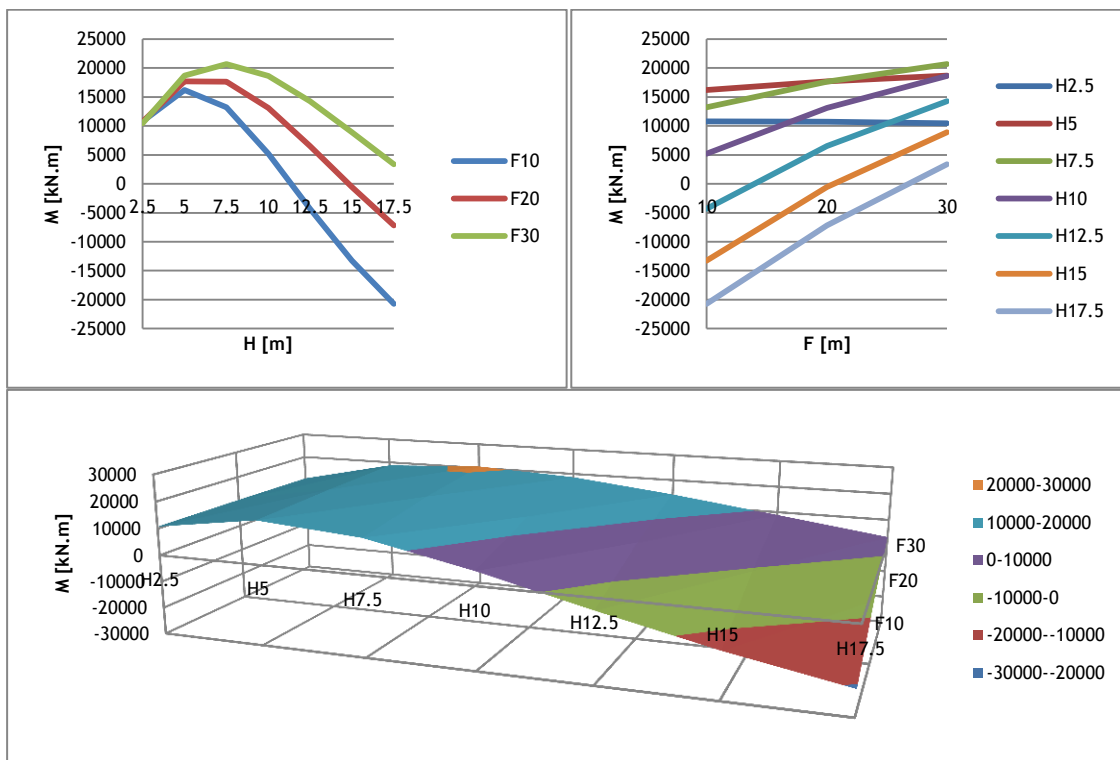


Gráfico 14. Momentos M junto aos encontros, para caso de carga 2, em função dos parâmetros F e H.

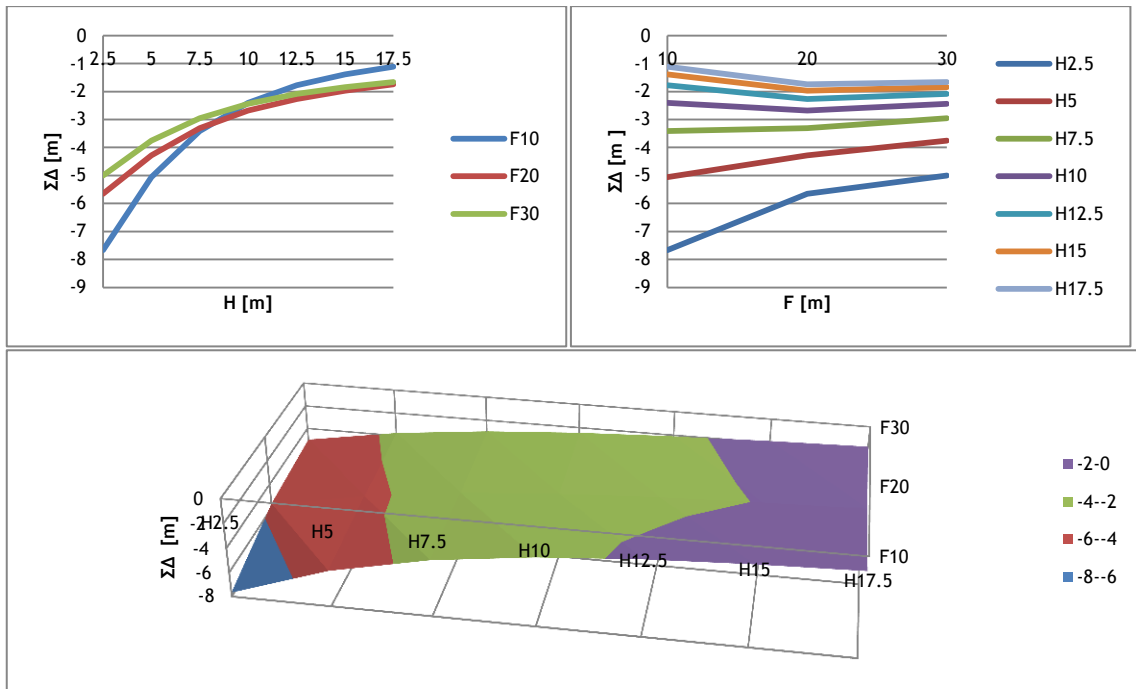


Gráfico 15. Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  que maximizam o esforço de compressão do cabo de rigidez, a meio do vão central, em função dos parâmetros H e F.

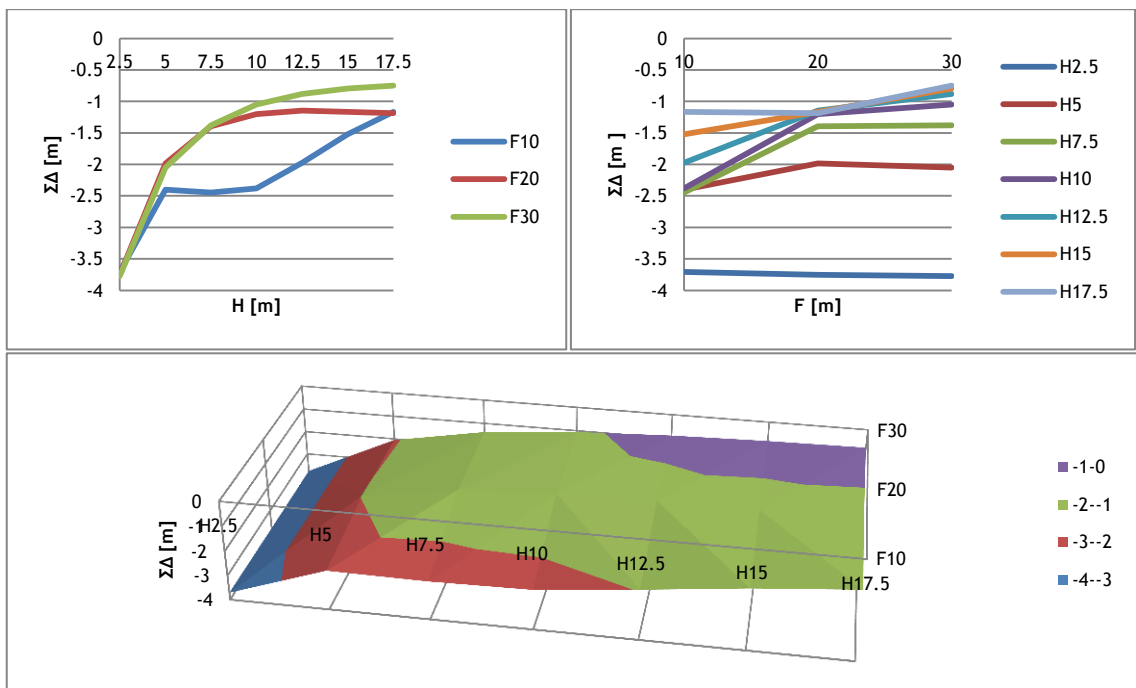


Gráfico 16. Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  que maximizam o esforço de compressão do cabo funicular, a meio do vão 2, em função dos parâmetros F e H.

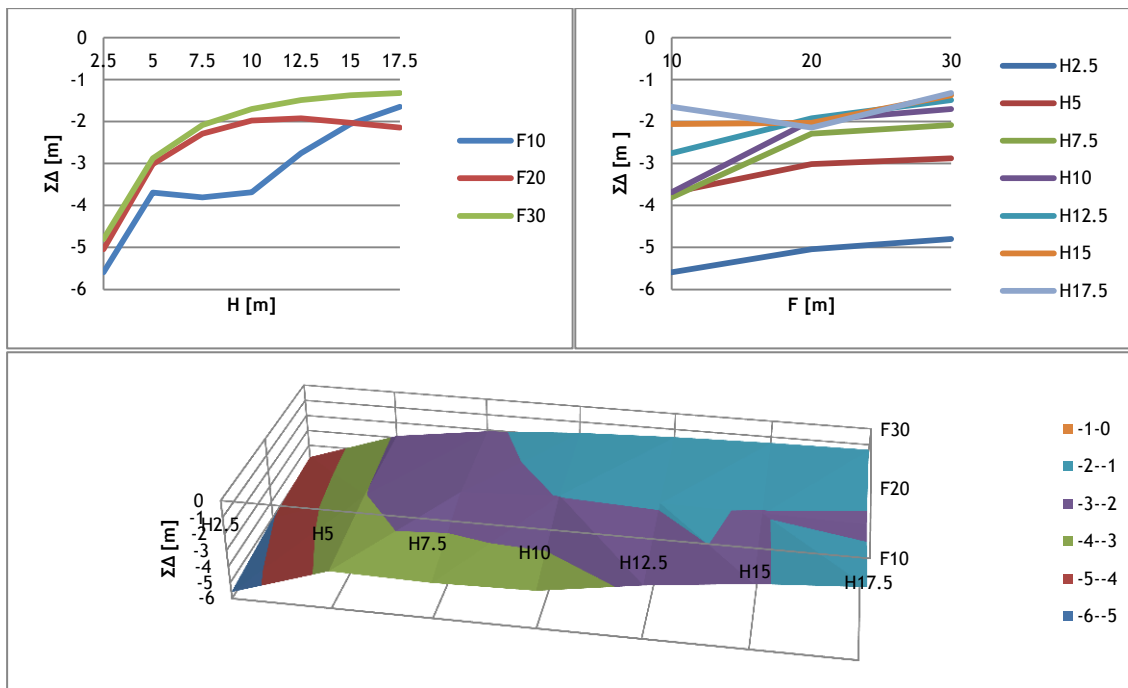


Gráfico 17. Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  que maximizam o esforço de compressão do cabo de rigidez, a meio do vão 2, em função dos parâmetros F e H.

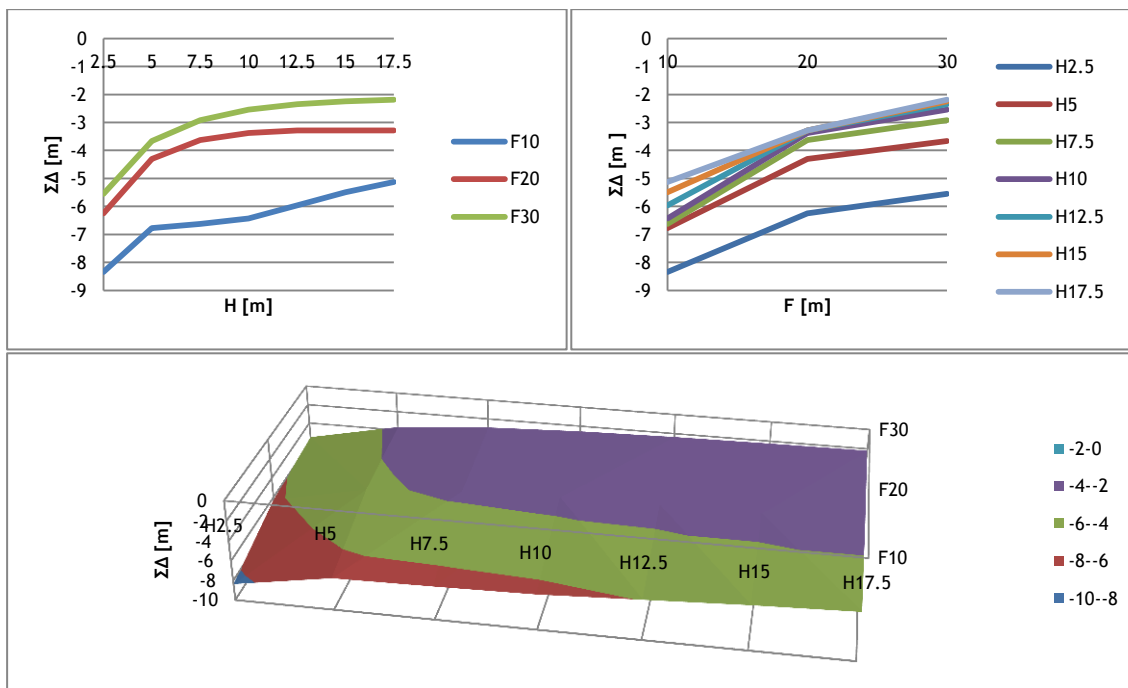


Gráfico 18. Somatório dos deslocamentos  $\Sigma\Delta$  que maximizam o esforço de tracção no cabo funicular, a meio do vão 2, em função dos parâmetros F e H.

## Figuras

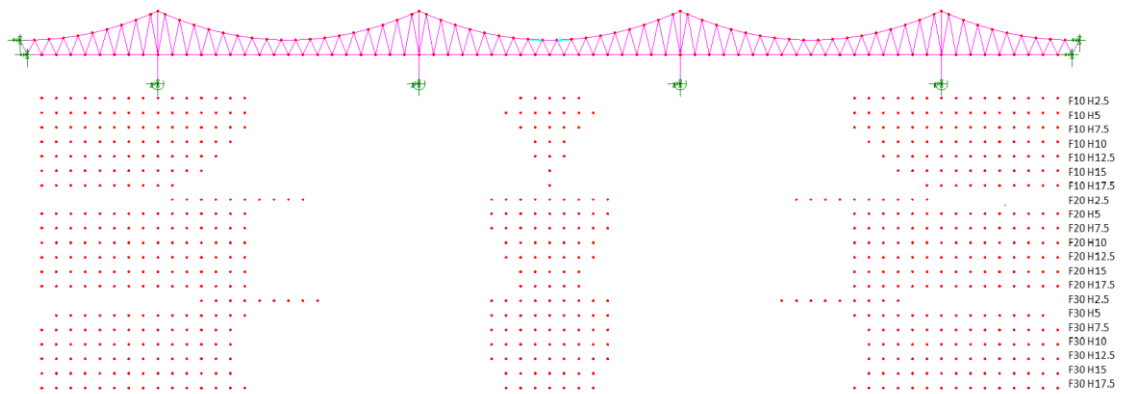


Figura 1. Distribuição de sobrecargas que maximiza os esforços de compressão no cabo funicular a meio do vão central.

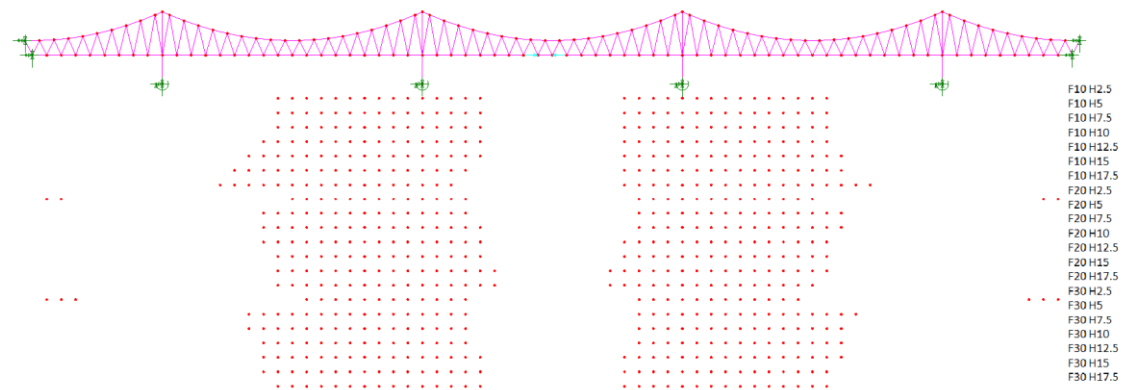


Figura 2. Distribuição de sobrecargas que maximiza os esforços de compressão no cabo de rigidez a meio do vão central.

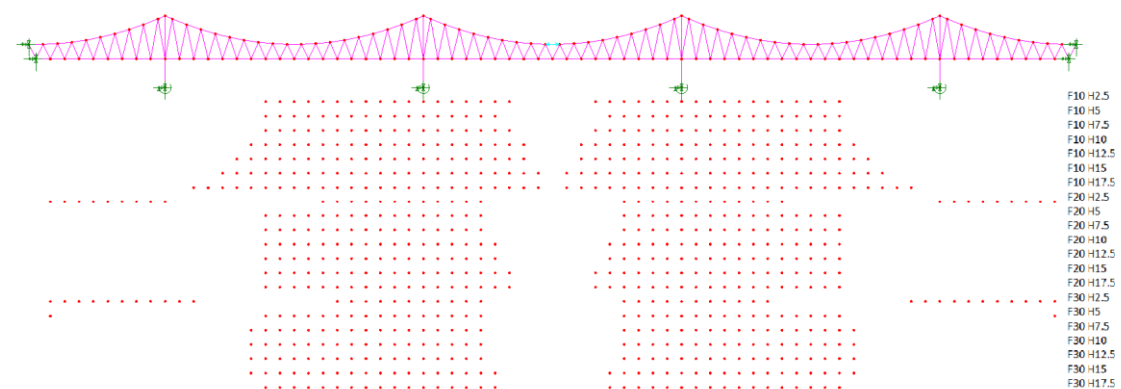


Figura 3. Distribuição de sobrecargas que maximiza os esforços de tração no cabo funicular a meio do vão central.

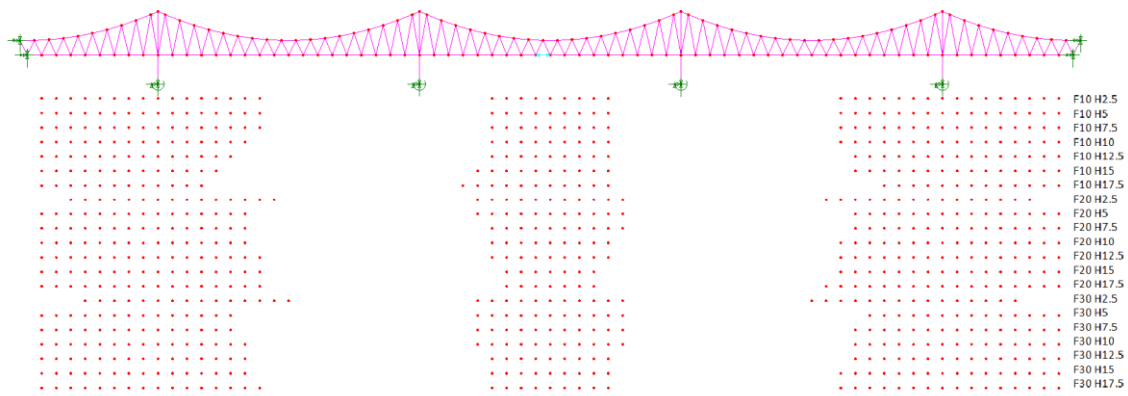


Figura 4. Distribuição de sobrecargas que maximiza os esforços de tracção no cabo de rigidez a meio do vão central.

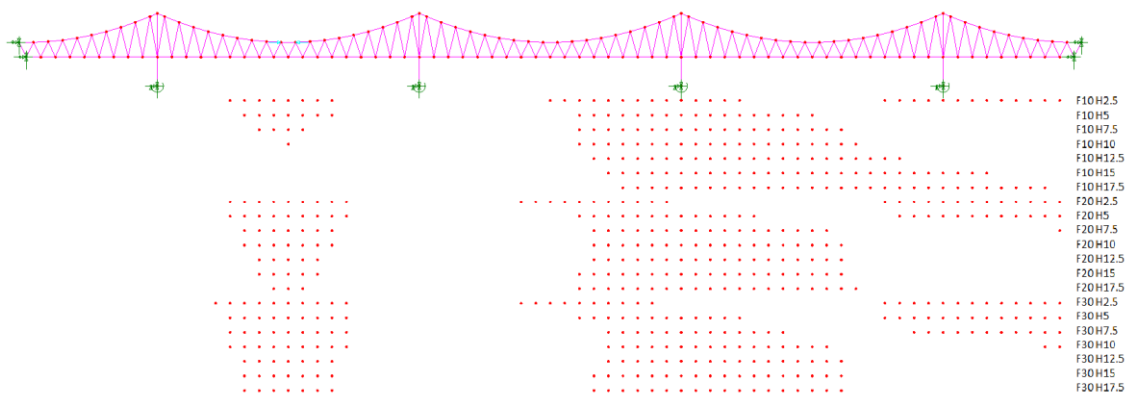


Figura 5. Distribuição de sobrecargas que maximiza os esforços de compressão no cabo funicular a meio do vão 2.

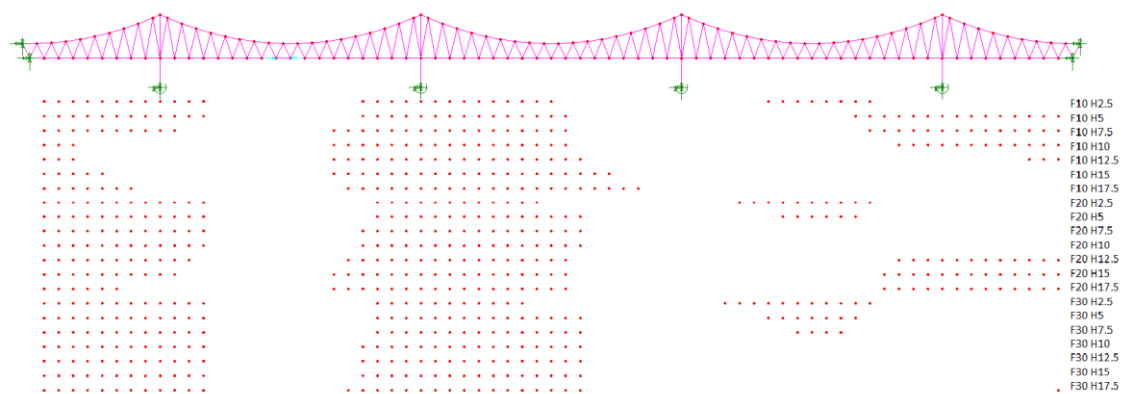


Figura 6. Distribuição de sobrecargas que maximiza os esforços de compressão no cabo de rigidez a meio do vão 2.

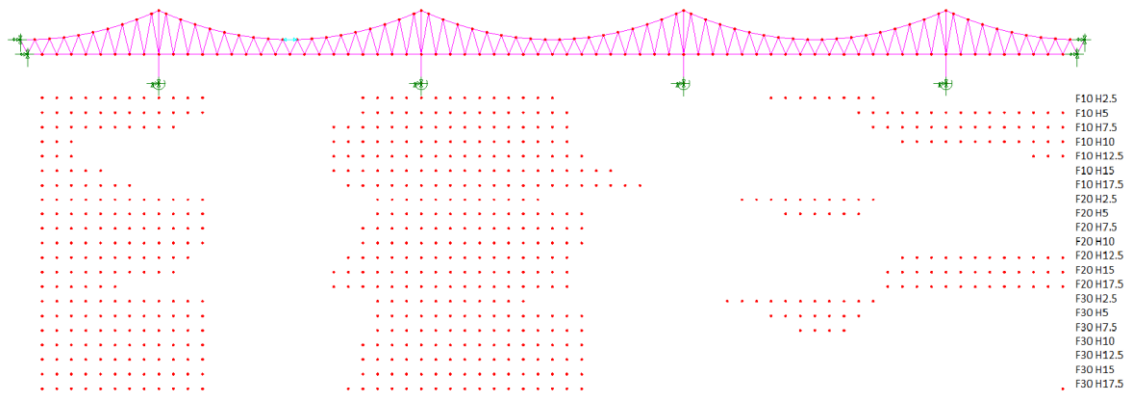


Figura 7. Distribuição de sobrecargas que maximiza os esforços de tracção no cabo funicular a meio do vão 2.

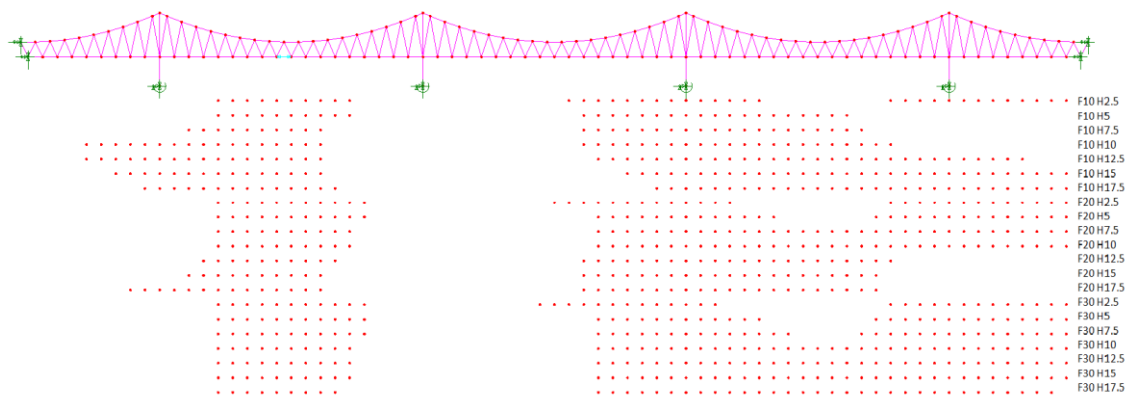


Figura 8. Distribuição de sobrecargas que maximiza os esforços de tracção no cabo de rigidez a meio do vão 2.