



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR  
Departamento de Engenharia

# **Estudo dos projectos de Edgar Cardoso para as Pontes Sobre os Rios Save, Zambeze e Limpopo, com metodologias actuais**

**Mirovaldo Luís José Nazaré**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil**  
(2º ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutor João Fonseca

Covilhã, Outubro de 2011



# Dedicatória

Aos meus pais, meus irmãos, familiares e amigos.



# Agradecimentos

Agradeço, em primeiro lugar, ao meu orientador, Prof. Doutor João Fonseca, pelo encorajamento, disponibilidade e atenção na realização deste trabalho.

Aos professores que me transmitiram os conhecimentos necessários para que possa vir ser um bom profissional.

A todos que de algum modo, contribuíram para a concretização deste trabalho.



# Resumo

A presente dissertação tem por objectivo estudar alguns projectos de Edgar Cardoso, nomeadamente das pontes sobre os rios Save, Limpopo e Zambeze em Tete, Moçambique.

As pontes sobre os rios Save e Limpopo encontram-se localizadas na estrada nacional N°1. A ponte sobre o rio Save faz a ligação entre as províncias de Inhambane e Sofala, permitindo assim a ligação entre o Centro e Sul do país e a ponte sobre o rio Limpopo entre as províncias de Maputo e Gaza.

E a ponte sobre o rio Zambeze encontra-se localizada na província de Tete, fazendo a ligação entre as cidades de Tete e Moatize.

Segundo Edgar Cardoso, «As obras de arte projectadas são pontes suspensas pré-esforçadas, de cabos funiculares, sem vigas de rigidez. Julgou-se serem de novo tipo estrutural, então, ainda não aplicado a pontes rodo ou ferroviárias, de fácil execução e de custo incomparavelmente inferior ao das soluções convencionais de análogos vãos, variante de soluções concebidas pelo signatário para a travessia do Tejo, em Lisboa.»

Uma vez que estas obras foram projectadas e construídas nos anos 60, as acções e o índice de tráfego a que elas estão sujeitas actualmente, vão surgindo algumas questões sobre a garantia de segurança destas.

Neste trabalho é feito o estudo das pontes utilizando as metodologias actuais, com ajuda dos projectos originais do Edgar Cardoso com nova análise estrutural e programas de cálculo automático, aplicando as normas antigas e recentes de modo a verificar a sua estabilidade.

## Palavras-chave

Moatize  
Save  
Limpopo  
Zambeze  
Pontes suspensas





# Abstract

This dissertation aims to study the projects Edgar Cardoso, namely the bridges over the rivers Save, Limpopo and Zambeze in Tete, Mozambique.

The bridges over the rivers Save and Limpopo are located on national highway N° 1. The bridge over the Save river connects the provinces of Inhambane and Sofala, allowing the connection between the Centre and South, on the Limpopo River between the provinces of Maputo and Gaza.

And the bridge over the Zambezi River is located in Tete province, making the connection between the cities of Tete and Moatize.

According to Edgar Cardoso, "The works of art designed, suspension bridges are prestressed cable lifts without stiffness beams. It was thought to be new structural type, then, not yet applied to road and rail bridges, easy to perform and incomparably less than the cost of conventional solutions of similar spans, variant solutions designed by the signatory to the Tejo in Lisbon.

Since these works were designed and built in 60 years, the actions and the rate of traffic that they are currently subjected, some questions arise about ensuring security of these.

In this work are studied the bridges using the current methodologies, with the help of Edgar Cardoso original projects and programs for automatic calculation, applying the old and new standards in order to check its stability.

## Keywords

Moatize  
Save  
Limpopo  
Zambeze  
Suspension bridges



# Índice

Capítulo 1. Introdução	1
1.1 Enquadramento do tema	1
1.2 Recolha bibliográfica	2
1.3 Definições	3
Capítulo 2. Objectivos	5
2.1 Formulação do problema	5
2.2 Hipótese	6
Capítulo 3. As pontes descrição	7
3.1 Método	7
3.2 Ponte sobre o rio Save	7
3.2.1 Descrição geral da obra	7
3.2.2 Natureza geológica dos terrenos de fundação	15
3.2.3 Secção de vazão. Natureza do curso de água	16
3.3 Ponte sobre o rio Zambeze	17
3.4 Ponte sobre o rio Limpopo	17
Capítulo 4. Análise numérica: modelação, cálculos e projectos	19
4.1 Introdução	19
4.2 Tabuleiro	19
4.2.1 Geometria	19
4.2.2 Acções	20
4.2.2.1 Normas antigas	20
4.2.2.1.1 Longarinas	20
4.2.2.1.2 Travessas	24
4.2.2.1.3 Lajes do tabuleiro	25
4.2.2.2 Normas recentes	25
4.2.3 Modelo estrutural	26
4.2.4. Análise de esforços	35
4.2.4.1 Longarinas	35
4.2.4.2 Travessas	36
4.2.4.3 Lajes do tabuleiro	38
4.2.5 Verificação da estabilidade	41
4.2.5.1 Verificação da segurança aos estados limites últimos	41
4.2.5.1 Verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência a flexão e ao esforço transversos	42
4.2.5.2 Verificação da segurança aos estados limites últimos de utilização	45

4.2.5.2.1 Longarinas	45
4.3 Carlingas	49
4.3.1 Geometria	49
4.3.2 Acções	49
4.3.3 Modelo estrutural	52
4.3.4 Análise de esforços	52
4.3.5 Verificação da estabilidade	53
4.3.5.1 Verificação da segurança aos estados limites últimos de utilização	53
4.3.5.1.1 Verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência a flexão e ao esforço transversos	54
4.3.5.1.2 Verificação da segurança aos estados limites últimos de utilização	55
4.4 Cabos da estrutura principal	56
4.4.1 Introdução	56
4.4.2 Geometria	59
4.4.2.1 Secções adoptadas	60
4.4.2.1.1 Cabos funiculares	60
4.4.2.1.2 Cabos de rigidez	60
4.4.2.1.3 Pendurais	60
4.4.2.2 Materiais	60
4.4.3 Acções	61
4.4.4 Modelo estrutural	63
4.4.5 Análise de esforços	64
4.4.5.1 Cabo funicular	65
4.4.5.2 Cabo de rigidez	66
4.4.5.3 Pendurais	66
4.4.6 Verificação da estabilidade	67
4.4.6.1 Cabo funicular	67
4.4.6.2 Cabo de rigidez	68
4.4.6.3 Pendurais	69
Capitulo 5. Análise de resultados	71
Referencias bibliograficas	73



# Lista de Acrónimos

IPAD	Instituto Português de apoio ao desenvolvimento
UBI	Universidade da Beira Interior







# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Enquadramento do tema

Moçambique foi uma colónia portuguesa até a data da sua independência, no âmbito estratégico de desenvolvimento do país nos campos político, económico e social, houve a necessidade de construção de infra-estruturas. Um dos planos foi passar a dispor duma rodovia que permitisse ligar as suas principais cidades do sul a norte do país.

Geograficamente, o país encontra-se localizado na costa oriental da África Austral, limitado a norte pela Zâmbia, Malawi e Tanzânia, a leste pelo Canal de Moçambique e pelo Oceano Índico, a sul e oeste pela África do Sul e a oeste pela Suazilândia e pelo Zimbabue.

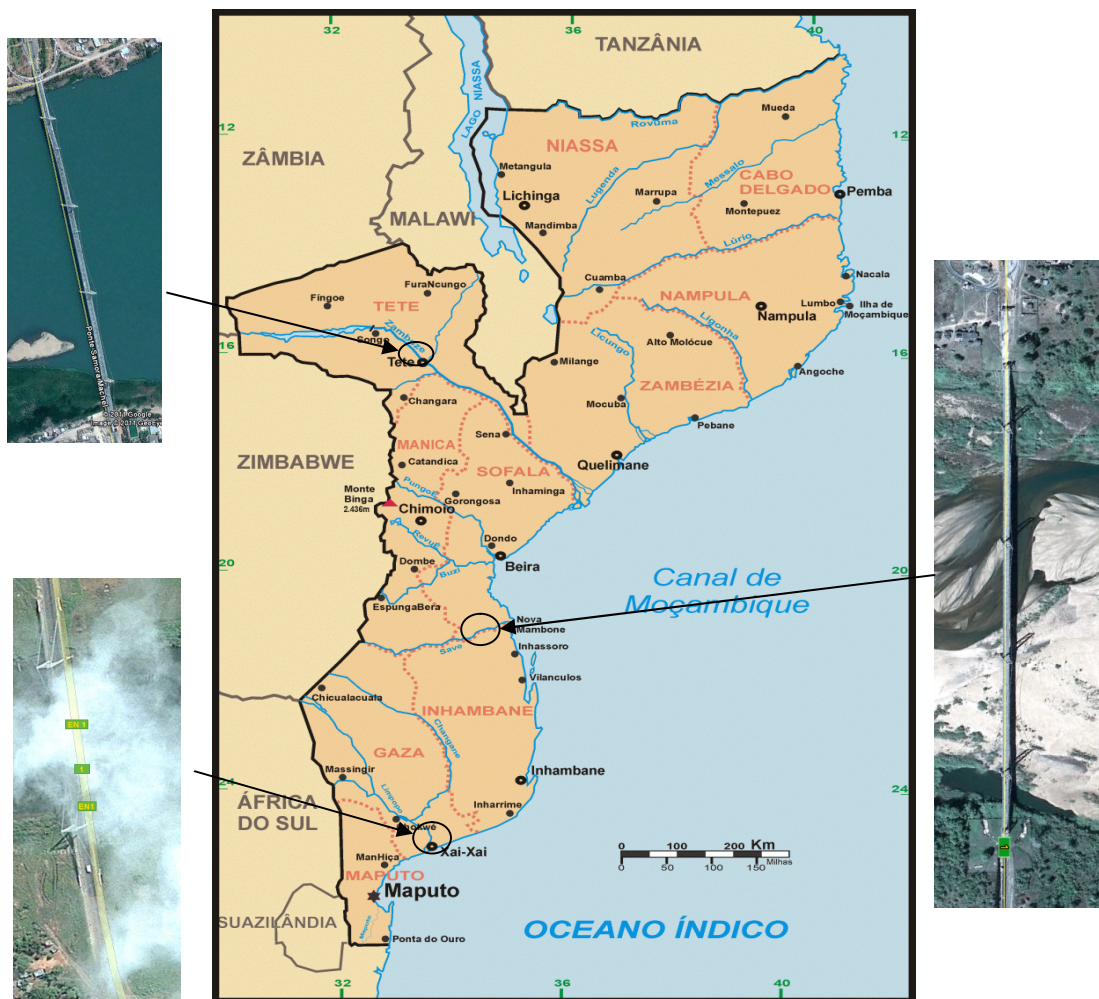


Figura 1.1 - Localização geográfica de Moçambique e das pontes [\[http://2.bp.blogspot.com\]](http://2.bp.blogspot.com).

Vista de satélite das pontes. Mapa Google [\[http://maps.google.pt\]](http://maps.google.pt) 21-05-11 15:10.

Dada a vasta extensão territorial de Moçambique com muitos rios que desaguam no oceano indico cortando o país de oeste a este, foi necessária a construção de algumas obras de arte para dar continuidade a vias de comunicação, como é o caso das pontes sobre os rios Save entre as províncias de Sofala e Inhambane, Zambeze em Tete e Limpopo entre as províncias de Maputo e Gaza.

Estas obras de arte, são da autoria do engenheiro Edgar Cardoso e foram projectadas nos anos 60 do século XX.

Devido ao grande desenvolvimento populacional e ao aumento de tráfego de viaturas, as pontes passaram a estar mais solicitadas do que na altura da construção. E muitos destes veículos são pesados de mercadoria ou de passageiros, principalmente a ponte sobre o rio Zambeze que é muito importante para o escoamento de mineração explorada em Moatize e ainda permitindo a ligação entre Moçambique e outros países como a Zâmbia e Malawi.

Para reflectir e analisar algumas questões relacionadas a este assunto, é feito o estudo das pontes utilizando metodologias recentes que se dispõe actualmente.

O engenheiro Edgar Cardoso para projectar estas obras, utilizou modelos reduzidos e cálculos analíticos. Actualmente com o desenvolvimento tecnológico, dispõe-se de programas de cálculo automático capazes de fazer uma análise mais sofisticada das estruturas.

Com a ajuda deste material, é feito o estudo das obras de modo a dar respostas a estas e outras questões.

## **1.2 Recolha bibliográfica**

Durante a guerra colonial, o então Governo de Portugal, criou o Ministério do Ultramar (1951 - 1974) que funcionou como o departamento responsável pela administração civil dos territórios ultramarinos sob domínio colonial português. Este órgão, actualmente dispõe de um arquivo histórico que contem documentos para diversas áreas a que fazia parte.

Com o fim da guerra, o ministério foi extinto e os documentos de que dispunha foram distribuídos em vários organismos pertencentes a outros ministérios. No arquivo histórico do IPAD, possível encontrar os projectos originais do engenheiro Edgar Cardoso sobre as pontes.

Para as pontes sobre os rios Save e Zambeze, foi possível encontrar todos os três volumes de cada uma. Para a ponte sobre o rio Limpopo, só foi possível encontrar quatro dos seis volumes.

Dos livros acima citados, foi possível reproduzir alguma informação da parte textual e fotografias para os desenhos por estes apresentarem-se já num estado avançado de degradação.

A restante bibliografia foi consultada ao longo do estudo dos projectos, na medida que necessário. A maior parte dela foi encontrada nos livros na biblioteca da UBI e internet.

### **1.3 Definições**

Carlinga - vigas transversais do tabuleiro.....

Longarinas - vigas longitudinais do tabuleiro



# Capítulo 2

## Objectivos

### 2.1 Formulação do problema

Conforme consta no projecto original «A obra de arte projectada é uma ponte suspensa pré-esforçada, de cabos funiculares, sem vigas de rigidez, constituída por três vãos de 210m e dois de 110m perfazendo, com os encontros, o comprimento total de 870m. Possuem faixas de rodagem de 7.20m materialmente separada dos seus dois passeios laterais de 1.35m. Julga-se ser de novo tipo estrutural, ainda não aplicado a pontes rodo ou ferroviárias, de fácil execução, montagem e de custo incomparavelmente inferior ao das soluções convencionais de análogos vãos, variante de soluções concebidas pelo signatário para a travessia do Tejo, em Lisboa.

As pontes são formadas cada uma por dois cabos funiculares que amarram aos maciços das margens, passam por quatro torres de betão armado e suportam um tabuleiro de betão pré-esforçado por intermédio de pendurais oblíquos ligados inferior e longitudinalmente por dois cabos pré-esforçados, de rigidez. Estes formam com os troços dos cabos funiculares e com os pendurais uma estrutura triangular tensa, constituindo um sistema estável não só para as cargas permanentes como para as sobrecargas e outras solicitações.

A parte da construção aparentemente delicada, destas obras, foi o fabrico e montagem dos cabos e das ligações, amarração e regulação. Mas não existindo, de facto, qualquer dificuldade de execução da estrutura dado que a técnica de fabrico, de montagem e de regulação dos cabos e da construção das suas amarrações nada teve efectivamente de complexo e foi rigorosa e exemplarmente praticada, inteiramente por pessoal português na execução de cimbra da ponte da Arrábida, sobre o rio Douro, na cidade do Porto, sem o menor contratempo. Não existirão tão pouco quaisquer dúvidas quanto ao correcto funcionamento estrutural da ponte dado que o mesmo foi exuberantemente confirmado na execução e no ensaio de numerosos modelos reduzidos e elasticimétricos, um dos quais construído e analisado em Maputo no Laboratório de Ensaio de Materiais de Mecânica do solo de Moçambique (actualmente Laboratório Nacional de Engenharia de Moçambique). Toda a restante parte da obra, como os maciços de amarração, as torres, os tramos de 10m que formam o tabuleiro e as carlingas, são de betão armado e de betão pré-esforçado, de prática corrente no país. Na execução da estacaria de fundação não houve dificuldades uma vez que o empreiteiro possuía máquina apropriada. Ainda nesta breve introdução deve dizer-se que a grande variação de altura das águas do rio entre a estiagem e as máximas cheias, da ordem dos 10m, e a natureza aluvionar do leito, com o bed-rock entre 20 a 45m da proximidade

exigem fundações inteiramente sólidas com pilares em numero reduzido para permitir a livre passagem das águas e dos corpos flutuantes, como também por questões económicas. Não seria de facto prudente dar aos vãos aberturas parciais inferiores a 40 a 60 m para não estrangular demasiado a corrente das cheias o que ocasionaria sem dúvidas importantíssimas infra escavações à volta dos pilares. Ora, para vãos dessa ordem de grandeza, cada pilar exigiria praticamente as mesmas unidades de trabalho de escadeiras, de betão e de estacas de fundação que os da solução concebida com vãos três a quatro vezes maiores, portanto com infra-estrutura mais cara. E como a superestrutura clássica em betão pré-esforçado ou metálica para esses vão de 40 a 60m é de custo também superior á adoptada, fica desde já assinalado apresentar esta grandes vantagens económicas relativamente a outras soluções. O custo da ponte a que se chegou a 43 mil contos com preços praticamente duplos do Metrópole justifica, só por si, o acerto da solução.» Cardoso, Edgar (1963)

A ponte sobre o rio Zambeze é estruturalmente muito semelhante a ponte sobre o rio Save, apenas deferindo na grandeza dos vãos, sistemas de fundação das torres e largura de passeio. É constituída por três vãos de 180m e dois de 90m perfazendo, com os encontros, o comprimento total de 762m. Possuem faixas de rodagem de 7.20m materialmente separada dos seus 2 passeios laterais de 1.85m.

## 2.2 Hipótese

No geral, as pontes têm um tempo de vida útil de 100 anos, período durante o qual existe um nível de segurança correspondente a uma probabilidade de colapso de cerca de  $7 \times 10^{-5}$ . Durante este período, pode necessitar de manutenção ou reparação periódica e no fim pode ser reabilitada ou demolida.

Uma vez que passados quase 50 anos depois da construção, ainda continuam a ser utilizadas apesar de apresentarem alguns problemas, partimos na hipótese que as pontes aguentam as acções recentes.

# Capítulo 3

## As pontes: descrição

### 3.1 Método

Com ajuda da memória justificativa dos cálculos e dos desenhos de construção, foi feito o cálculo estrutural recorrendo a programas de cálculo automático.

Conforme referido no capítulo anterior, as pontes sobre os rios Save e Zambeze são estruturalmente muito semelhante, apenas deferindo na grandeza dos vãos, sistemas de fundação das torres e largura de passeio. Foi assumida no início uma análise mais detalhada para a ponte sobre rio Save por esta apresentar maior vão e por fim é feita uma apreciação da ponte sobre o rio Zambeze nos detalhes que difere da outra.

Sendo a estrutura um pouco complexa, foi feita a análise desta em partes separadas: tabuleiro, carlinga, cabos da estrutura principal, aparelhos de apoio e amarração, estabilidade das torres e suas fundações e por fim estabilidade dos encontros.

Primeiro é analisado o tabuleiro, depois as carlingas e por fim é montada a estrutura toda para as restantes análises.

Depois de feitos os cálculos, são comparados os resultados e feita uma apreciação destes.

Ainda sobre a análise, os elementos constituintes da estrutura, são calculados quase separadamente de modo a verificar a estabilidade destes e a influência que estes têm no conjunto.

Por falta de tempo, não foi possível fazer uma análise mais profunda dos aparelhos de apoio e amarração, estabilidade das torres e suas fundações e a estabilidade dos encontros, relativos as pontes sobre os rios Save e Zambeze.

Não foi possível estudar também a ponte sobre o rio Limpopo por falta de elementos suficientes para a sua análise e também por falta de tempo.

### 3.2 Ponte sobre o rio Save

#### 3.2.1 Descrição geral da obra

Excertos da memória dos projectos originais da autoria do engenheiro Edgar Cardoso.

«A ponte rodoviária sobre o rio Save, que se concebeu, é uma ponte suspensa de tipo especial, pré-esforçada, de cabos funiculares contínuos entre maciços de amarração, sem as

vigas de rigidez das soluções convencionais, formada por dois vãos extremos de 110m e por três vãos intermédios de 210 m entre os eixos das torres e dos encontros. Tem o comprimento total de 870 m e largura, inclinada guardas, de 10,60 m.

A rasante é horizontal, o que simplifica a construção e a pré-fabricação e passa 8.50 m acima das mais altas águas conhecidas.

A grande deformabilidade da obra é garantida pelos cabos horizontais de rigidez situados ao nível do tabuleiro aos quais formam com os cabos funiculares e os pendurais oblíquos sistemas de malha triangulares, perfeitamente estáveis, a que adiante se reflectira ao pormenor.

Os cabos funiculares formam em cada vão uma poligonal inscrita numa parábola de corda 210 m e de flecha 25 m e situam-se em dois planos verticais paralelos afastados de 4.40 m. Cada um é constituído por sete cabos elementares de 183 fios paralelos de aço duro galvanizado de diâmetro 5 mm e de tensão de rotura mínima  $180 \text{ kg/mm}^2$ , portanto com o tal, por cabo, 1281 fios, de diâmetro aparente 180 mm.



Figura 3.1 - Aspectos gerais/enquadramento da ponte (vista longitudinal),  
<http://www.panoramio.com>. 21-05-11 16:41.

Os cabos rigidez são praticamente horizontais e situam-se ao nível superior das carlingas. O seu afastamento relativo é de 8.04 m e são constituídos, cada um, por 183 fios de aço análogos aos cabos funiculares. Serão traccionados a cerca de 140 t para poderem suportar as compressões resultantes das sobrecargas (nas zonas das torres) e as acções do vento, sem afrouxarem.



O seu diâmetro aparente é de 72 mm e uma vez tensos são presos, todos os 10 m, as carlingas por intermédio de peças especiais de fixação, de aço vazado.

A ligar os cabos funiculares aos cabos de rigidez existem, todos os 10 m em projecção horizontal, os pendurais oblíquos, constituindo o conjunto duas paredes trianguladas resistentes que suportam os tramos apoiados do tabuleiro por intermédio das carlingas, estabelecendo estas a união das duas paredes de suspensão. Cada pendular é formado por 63 fios paralelos de aço duro galvanizado de tensão de rotura de  $180 \text{ kg/mm}^2$ .

As amarrações dos cabos funiculares e dos cabos de rigidez aos encontros bem como as ligações dos pendulares aos cabos funiculares e as carlingas são de aço vazado a Ac 60, com pormenores constantes dos desenhos. São também de aço vazado os apoios de passagem dos cabos nos vértices das torres.

Todos cabos são devidamente protegidos da corrosão, independentemente da galvanização dos fios. Consiste esta protecção no embebimento dos cabos com betume a que se seguem o enrolamento de arame de aço macio galvanizado de diâmetro de três mm nos cabos funiculares e dois mm nos cabos de rigidez e nos pendurais, enrolamentos que receberão, por seu turno, uma pintura metálica a três demãos e que se estendera as peças de aço vazado.

As carlingas que estabelecem a citada ligação das duas paredes principais de suspensão são vigas pré-fabricadas de betão armado pré-esforçado, de igual resistência, com a sua face superior alargada (70 cm) para formarem a mesa de apoio ou estribo do tabuleiro. A sua altura varia de 1.20 m a meio vai até 0.426 m nos extremos.

São de secção I de banzos iguais, com reforços de alma na prumada dos apoios das vigas do tabuleiro.

O pré-esforço parcial das carlingas é de 160 t após as perdas.

Longitudinalmente o tabuleiro é formado por tramos simplesmente apoiados de vãos em trechos de carlingas 10 m cada um constituído por nove vigas de betão pré-esforçado, pré-fabricadas, posteriormente ligadas “in situ” pelo banzo superior - laje - e por quatro travessas, sendo dois flutuantes e outras dois só nos apoios.

Transversalmente os tabuleiros são de betão armado (laje e travessas).

As vigas longitudinais, ou longarinas, são também de igual resistência, de secção em I e comportam em cada uma um pré-esforço final de 57 t.



Figura 3.2 - Aspectos gerais/enquadramento da ponte (vista inferior da ponte),  
<http://www.panoramio.com>. 21-05-11 16:49.

Consiste este sistema em haver um apoio fixo de rótula de eixo vertical, de aço vazado, numa das longarinas junto aos cabos de rigidez (penúltima longarina) e um outro na longarina simétrica mas na extremidade oposta. Todos os outros apoios são de livre dilatação horizontais em após de fricção de bronze. Com esta disposição dos apoios o tabuleiro é fixado as 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 a livre dilatação dos tramos.

Deve ainda dizer-se, desde já, a respeito destes apoios, que as chapas, quer de aço quer de bronze são suficientemente comprimidas para que os tramos sejam estáveis sobre as carlingas. Assim, quando o vão é carregado, o apoio das vigas desse vão passa a fazer-se devido a tendência da rotação da carlinga, mas para o centro desta e o apoio do tramo descarregado contigo mais para o bordo de modo a equilibrarem-se os momentos a um e outro lado dos pendurais. Ora, como os aparelhos de apoios são planos, tal equilíbrio dá-se sem haver efectivamente qualquer rotação visível das carlinga em torno do eixo horizontal transversal passando pelo ponto de cruzamento dos pendurais oblíquos.

As torres, em número de quatro são inteiramente iguais só diferindo nas estacas de fundação. São totalmente de betão armado, formadas por duas colunas de secção I, ligeiramente convergente para o coroamento.

As colunas são ligadas entre si por um contravento romboidal vertical e por uma viga superior situada ao nível dos aparelhos de passagem dos cabos funiculares.



Figura 3.3 - Aspectos gerais/enquadramento da ponte (vista das torres),  
<http://www.panoramio.com>. 21-05-11 16:52.

As torres, em número de quatro são inteiramente iguais só diferindo nas estacas de fundação. São totalmente de betão armado, formadas por duas colunas de secção I, ligeiramente convergente para o coroamento.

As colunas são ligadas entre si por um contravento romboidal vertical e por uma viga superior situada ao nível dos aparelhos de passagem dos cabos funiculares.

No plano vertical médio das torres contar-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 “neopréne” interpostas em perfis U metálicos de protecção do betão.

Inferiormente esta carlinga dispõe-se ainda de duas barras de contraventamento, concorrentes no ponto médio da laje de cobertura de embasamento, de modo a formar 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 um bom funcionamento do conjunto.

As colunas são encastradas no embasamento das torres, embasamento que é de constituição celular, de planta hexagonal e regular em que os lados menores formam talhamares de secção robusta e os lados maiores são paredes verticais de 0.30 m de espessura.

O embasamento das torres sobrepõe-se a sapatas de grandes dimensões e maciças, as quais se ligam monoliticamente.

As sapatas, por sua vez, estabelecem a união das estacas de fundação por encabeçamentos desses elementos.

O sistema de fundação é constituído em cada torre, por 18 estacas de 0,90 m de diâmetro sendo duas verticais e 16 inclinadas de 10%. As estacas verticais situam-se no plano longitudinal da ponte.

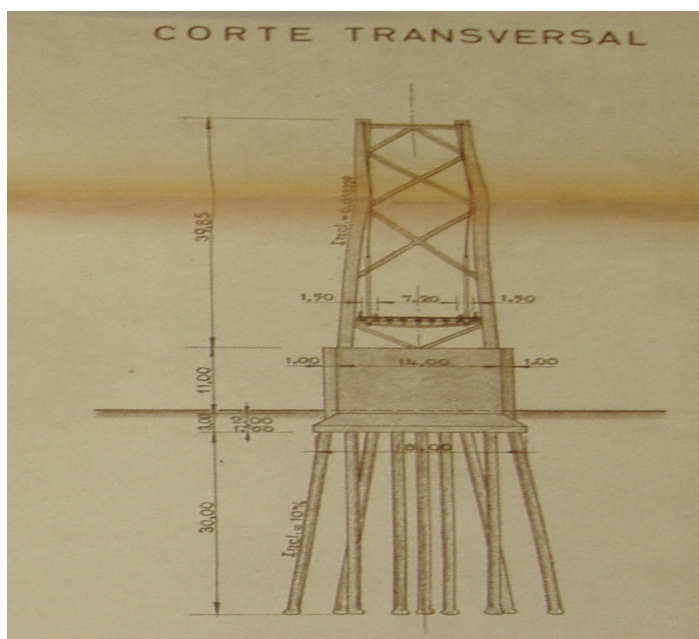


Figura 3.4 - Corte transversal da fundação, Cardoso, Edgar 1963.

As estadas inclinadas têm direcções diversas; as oito que se situam em planos paralelos, ao plano longitudinal da ponte são concorrentes duas a duas, com os pontos de concorrência ao mesmo nível; as restantes situam-se em dois planos paralelos, perpendiculares ao plano longitudinal da ponte, sendo, em cada plano, duas a duas concorrentes sem que contudo os pontos de concorrência respectivos se situam ao mesmo nível.

As colunas das torres têm 39,85 m de altura, respeitando 39,05 m à parte de betão armado e 0,8 m à cobertura metálica dos aparelhos de passagem dos cabos funiculares. A secção I de betão armado de cada coluna de largura variável com altura, com o jorramento de 0,018987

por metro, de 3,0 m na base a 1,5 m de coroamento, variando os banzos de 0,7 m cada, a 0,5 m; o comprimento da alma é de 1,6 m na base e 0,515 m nos topos. A espessura da secção I é constante a toda a altura, tendo os banzos 1,20 m e alma 0,20 m.

Os coroamentos das colunas distanciam-se 8,40 m entre eixos, e as bases 12,6 m entre eixos, pelo que a convergência atrás referida corresponde à inclinação de 0,053239 por metro.

A secção das barras de contraventamento é rectangular, com 0,4 x 0,6 m<sup>2</sup>. A viga superior tem a secção em T com um banzo de 1,20 m de largura e 0,30 m de altura e alma de 0,6 m de espessura por 0,50 m de altura.

Os embasamentos das torres um e dois têm 10,0 m de altura e os das torres três e quatro têm 11,0 m, desde a inserção com as sapatas até à base das colunas, largura constante de 3,4 m e 16,0 m de comprimento, de vértice a vértice dos talhamáres. As paredes verticais de 0,30 m são contraventadas por duas paredes interiores, também verticais, tendo cada uma 0,15 m de espessura. Os talhamáres constituem grandes maciços de betão com 3,4 m de largura e espessura variável de 1,4 m a 240,0 m.

O interior dos embasamentos possuem, assim, três células ocas, prismáticas de base rectangular, com 2,8 m por 3,64 m nas laterais, e 3,62 m na central, com a altura de 9,7 m, sendo a cobertura desta zona celular uma laje apoiada nos talhamáres, paredes exteriores e interiores que possuem uma viga central de reforço para o encastramento das 2 barras de contraventamento das colunas existentes abaixo do tabuleiro da superestrutura.

As sapatas são blocos de alongados maciços com 3,0 m de altura (sem incluir o betão de selagem) formados por duas zonas distintas: a interior, prismáticas, de 1,0 m de altura e base rectangular com 18,00x18,00 m<sup>2</sup>; altura superior, com 2 m de altura em tronco de pirâmide de bases rectangulares, de transição entre a zona anterior e os embasamentos.

As estacas têm altura diferente consoante a torre a que respeitam, de acordo com maior ou menor profundidade em que se situa o estrato geológico capaz de garantir a estabilidade do sistema indirecto de fundação. Assim na torre junto a margem esquerda (torre um) essa altura é de 2 m, abaixo da face inferior da sapata; na seguinte (torre dois) 25,00 m; na outra central (torre três) 30,00 m e 45,00 m na que se situa na margem direita (torre quatro).

Os encontros são elementos de grandes dimensões destinados não só a estabelecer a ligação entre a ponte e os aterros a que servem de encosto, como também, e principalmente, a garantir a amarração dos cabos funiculares e dos cabos horizontais de rigidez, dando, ainda, apoio aos tabuleiros marginais da superestrutura.

São grandes construções ocas de betão armado com o interior preenchido de pedra arrumada a mão com os intervalos cheios de areia seca, tendo, ainda, pré-esforçadas duas das peças

dos pórticos triangulares para a amarração dos cabos funiculares, a fim de funcionarem de tirantes dessas amarrações.

A base da “caixa” é uma sapata com 0.80 m de altura, 25.00 m de comprimento e 2.00 m de largura. Apoia directamente num terreno rochoso das margens e possui, na parte posterior 2 pegões, inclinados na direcção do meio do rio, com 8.50 m de altura e 3.00x4.30 m<sup>2</sup> de secção. Esta última dimensão é variável na altura de pagão visto que este não ter configuração rectangular. Os pegões são divergentes com a profundidade, com 6% de inclinação.

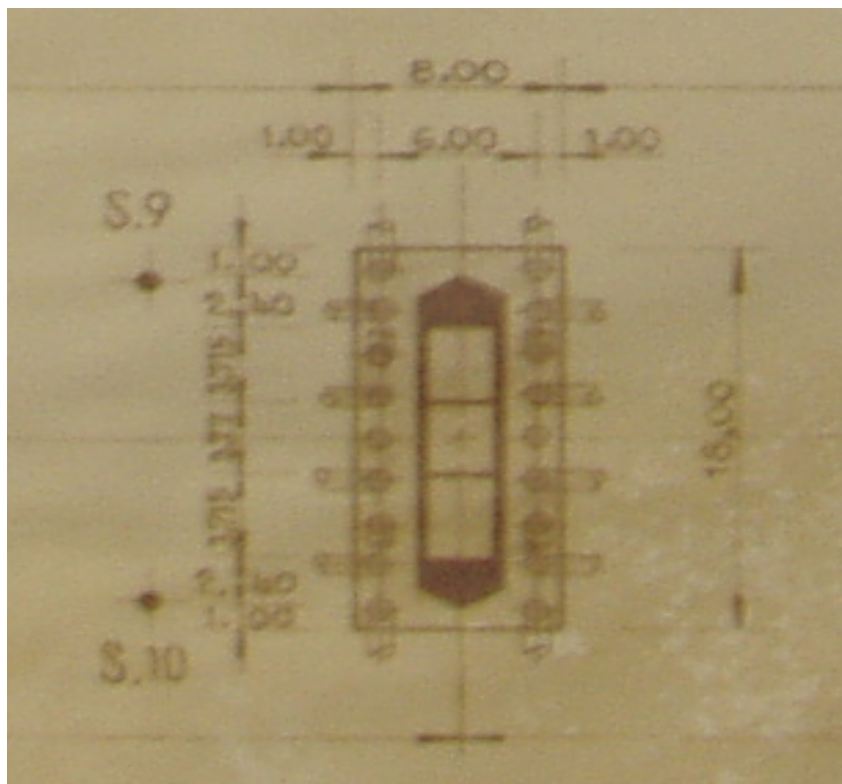


Figura 3.5 - Vista em planta da fundação, Cardoso, Edgar (1963).

As sapatas ligam-se monoliticamente as quatro paredes que formam o contorno da “caixa”, sendo inclinadas as laterais e a frontal e vertical à de tardo. A inclinação das paredes laterais é de 6% sendo a frontal de 50%.

Ao nível da face superior das sapatas, os eixos das paredes laterais distam de 10.604 m e ao nível do tabuleiro de 9.556 m. Por sua vez os eixos das paredes frontais e de tardoz distanciam-se, ao nível da face superior da sapata, de 23.25 m e de 18.65 m ao nível do tabuleiro.

A altura da “caixa”, da face inferior da sapata com o tabuleiro é de 10.37 m. As paredes laterais e a frontal têm 0.40 m de espessura, sendo 0.50 m a da parede de tardoz. As paredes laterais terminam, superiormente por duas consolas que constituem os passeios da ponte nesta zona dos encontros.

Os encontros possuem no interior estruturas especiais constituídas por duas barras de betão armado de 0.40x0.40 m, romboidais e concorrentes numa viga superior transversal de ligação, servindo a da frente para os apoios dos tabuleiros marginais da superestrutura, para a amarração dos pendulares oblíquos externos e ainda para mudança de direcção dos cabos de rigidez e a de trás para reforço e contraventamento da zona que serve para o apoio dos macacos para o esticamento dos cabos de rigidez. Estas vigas servem ainda de contraventamento das pernas inclinadas dos pórticos de amarração dos cabos funiculares.

Vejamos agora como se estabeleceram estes pórticos de amarração dos cabos funiculares.

Cada parede lateral foi dotada de reforços no plano da parede frontal e no da perna inclinada traseira da estrutura posterior referida no período anterior. Estes reforços são assim inclinados de 50% numa direcção e 6% na outra e tem uma secção rectangular de 1.00x1.50 m<sup>2</sup>. Constituem, portanto, alargamentos localizados das paredes laterais ate ao nível da faixa de rodagem.

Prolongam-se daí para cima, isoladamente, com igual secção formando as pernas de um V invertido que se reúnem num nó de grandes dimensões onde as amarrações de aço vazado dos cabos funiculares encontram apoio de fixação para a transmissão dos respectivos esforços aos encontros.

Atendendo a direcção do esforço transmitido, as pernas posteriores trabalham fortemente a tracção e por isso, cada uma é pré-esforçada com 1500 t repartidas por quatro séries de cabos duas de cada lado da ranhura superior. Esta ranhura serve para alojamento dos cabos elementares, em número de sete, constituintes dos cabos funiculares.

Os dois pórticos em V invertido são contra ventados ao nível do pórtico por uma viga horizontal de 0.60x0.80 m<sup>2</sup> de secção.

### **3.2.2 NATUREZA GEOLOGICA DOS TERRENOS DE FUNDAÇÃO**

Para a determinação da natureza e característica dos terrenos do leito do rio Save, no local do atravessamento, a Direcção Dos Serviços De Obras Publicas e Transportes de Moçambique encarregou a Empresa Ultramarina das Sondagens e Fundações, Lda., da realização das respectivas sondagens.

Os trabalhos consistiram na execução de 16 furos, por percussão ou por rotação a diâmetros consoantes a compacidade dos terrenos a atravessar, pela classificação de estratos, recolha - de amostras alteradas, inalteradas, carotes e pela efectivação de ensaios de Therzaghi determinando o numero de pancadas para penetrações de 6” e de 12” e a penetração em polegadas em 50 pancadas quando, neste caso, a penetração seja inferior a 12”.

A empresa citada, facultou por cada furo boletins designados por “perfil (provisório) ” preenchidos pelo sondador, os quais foram enviados ao signatário.

No projecto concebido, consideraram-se os dados fornecidos por esses elementos provisórios do sondador, visto que, até a data não se ter recebido o respectivo relatório elaborado pelos técnicos responsáveis.

### **3.2.3 SECÇÃO DE VAZÃO. NATUREZA DO CURSO DE AGUA**

As margens do leito maior do rio Save na região do atravessamento projectado, são firmes, bem definidas e não ultrapassadas pelas cheias de maior volume.

O rio em regime de estiagem serpenteia irregularmente formando meandros ora encostado a uma das margens ora outra, deixando-se, assim, um larguíssimo areal completamente seco.

Em regime de cheias, corre paralelamente as margens, ocupando todo esse areal, de lado a lado. A altura das águas nesta época, chega a ser de 10,00 m, no máximo, ao passo que na estiagem não ultrapassa praticamente 1 m e numa escassa zona.

Os encontros situam-se aquém das margens, não as interrompendo sequer.

A rasante situa-se 8,00 m acima do nível das máximas cheias e a estrutura permite um tirante de ar, na parte mais baixa (face inferior das carlingas) de cerca de 6,50 m.

No leito maior do rio, que tem números redondos 800 m de largura, implantaram-se apenas as 4 torres, sendo a corrente líquida somente interceptada pelos seus embasamentos que tem apenas 3,40 m de largura, em forma de diedros.

Conclui-se assim, que o escoamento natural do curso de água a atravessar não é, praticamente interferido, mesmo em regime de cheias pela obra que se projecta, razão pela qual não há modificação da secção da vazão actual, nem no regime e características do rio. E mesmo que cheias excepcionalíssimas atingissem um nível de 5 a 6 m acima do máximo conhecido, a ponte permitiria a passagem das águas em condições perfeitas sem qualquer perigo para a estrutura da obra.» Cardoso, Edgar (1963)



### 3.3 Ponte sobre o rio Zambeze

Como foi referido no capítulo anterior, a ponte sobre o rio Zambeze é estruturalmente muito semelhante a ponte sobre o rio Save, apresenta características semelhantes acima citadas.

### 3.4 Ponte sobre o rio Limpopo

«O projecto diz respeito à ponte sobre o Rio Limpopo, junto a Vila de João Belo (actual Xai-Xai), à ponte sobre o Rio Chicumbane e aos viadutos a construir na Baixa de Chicumbane, integrados no aterro da estrada e necessários ao escoamento das águas de cheia inundantes da referida baixa.

Estas obras inserem-se num troço da E.N. 1, entre os Km 199 e 208 (origem em Lourenço Marques, actual Maputo). Esse troço é, presentemente, o único que existe entre Lourenço Marques (Maputo) e o Rio Save, numa extensão de cerca de 790Km, que não assegura o trânsito permanente.

A Baixa de Chicumbane é atravessada, actualmente, por um aterro de cota diminuta (à volta de 5,50) no qual existem duas pontes, uma de madeira e outra de betão armado (designada em vários documentos “de alvenaria”), além de 12 aquedutos duplos com bocas de 1,5x1,5 m<sup>2</sup> localizados, sobretudo, num determinado subtroço. Esta baixa é sujeita a inundações provenientes das cheias do Limpopo, algumas de carácter invulgar e outras de menores proporções mas muito frequentes.

Quando dessas cheias, mesmo nas de menor proporção, o aterro existente é, em geral, galgado e cortado, interrompendo-se as ligações rodoviárias entre as regiões a Norte e a Sul do rio, durante em período mais ou menos longo, dependente da duração da cheia e da reparação dos estragos causados no aterro. Assim, em 1955 a cheia manteve-se cerca de um mês tendo a ponte de madeira ficado destruída e o aterro cortado em 5 pontos; durante esse tempo o transporte entre as margens fez-se barco.

Por outro lado, no rio Limpopo não existe qualquer meio permanente de transposição de E.N. 1, mesmo nas épocas normais. Efectivamente, a passagem desse importante curso de água é feita por dois batelões de precária segurança e sem qualquer comodidade.

Assim, o rio Limpopo secciona, permanentemente, tal via de comunicação rodoviária, em dois troços designados por aterro do Chicumbane e Avenida de Mouzinho de Albuquerque em Vila de João Belo e respectivamente situados na margem direita a margem esquerda do rio.

O desenvolvimento económico desta zona da Província de Moçambique, relacionado com as importantes obras que o Estado tem aí levado a efeito, a necessidade de comunicações ininterruptas entre o sul e o norte de Moçambique (a estrada liga Lourenço Marques à Beira)

etc., levaram o Governo a determinar que o troço em questão fosse reconstruído de forma a ser insubmersível mesmo nas maiores cheias, estudando-se convenientemente a cota do terraplano, o número e extensão dos dispositivos de escoamento das águas, a sua mais económica constituição e o custo global da travessia, tomando como paradigma o indicado para a baixa do Pungué nas “Normas para a revisão do plano de estradas de Moçambique” segundo o despacho de Sua Excelência o Subsecretário do Estado do Ultramar, de 6 de Dezembro de 1955.

Esse estudo foi dividido em dois: Um referente ao alteamento da estrada e lavado a efeito pela brigada nº 1 de Estudos de Estradas; outro, relativo às obras de arte especiais, do qual foi incumbido o signatário.» Cardoso, Edgar (1960)

# Capítulo 4

## Análise numérica: modelação, cálculo e projecto

### 4.1 Introdução

Neste ponto, é feita uma análise numérica de todos elementos do tabuleiro de modo a apurar os resultados e analisar posteriormente a influencia que cada um tem na estrutura em conjunto. As pontes são constituídas por tabuleiro, carlingas, cabos, torres e encontros. Alguns destes elementos são pré-fabricados e cada um desempenha uma função na ponte, por isso são analisados de forma separada.

Sendo o objectivo principal “o estudo dos projectos de Edgar Cardoso para as pontes sobre os rios Save e Zambeze, com metodologias actuais”, o engenheiro Edgar Cardoso, utilizou modelos reduzidos para a obtenção dos resultados. Neste trabalho utilizou-se o programa computacional Lusas para o cálculo de esforços. Com ajuda de outros programas como Excel e Autocad é feita uma análise detalhada de modo a obter melhores resultados.

Ainda sobre metodologias actuais, há que destacar as acções aplicadas na estrutura. Segundo Cardoso, Edgar (1963), na altura do projecto foi utilizado o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes, estendido ao Ultramar pela Portaria Ministerial nº 19053. Na análise actual é utilizado o RSA (Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes). Como se verificara a seguir, a diferença entre estas duas normas está nos valores das sobrecargas aplicadas na estrutura.

### 4.2 Tabuleiro

#### 4.2.1 Geometria

«O tabuleiro é constituído por nove longarinas com 9,70m de vão teórico, ligadas entre si ao nível dos banzos superiores por lajes, sobre as quais assenta directamente a camada de desgaste constituída por betão betuminoso com 0.05m de espessura.

As longarinas são todas iguais, sendo pré-fabricadas em estaleiros e montadas nas suas posições definitivamente sobre as carlingas, espaçadas de 10,00m.

Em corte transversal, cada longarina é um I com banzo superior de 0,70m, um banzo inferior de 0,30m e de altura variável. Ligando os dois banzos a alma tem 0,15m, apresentando um alargamento na zona dos apoios onde a altura é menor, garantindo-se assim a resistência adequada às amarrações dos cabos de pré-esforço e aos esforços transversos. Cada longarina tem portanto, na zona dos apoios a alma com a mesma espessura do banzo inferior, mantendo-se a espessura do banzo superior, 0,70m.» Cardoso, Edgar (1963)

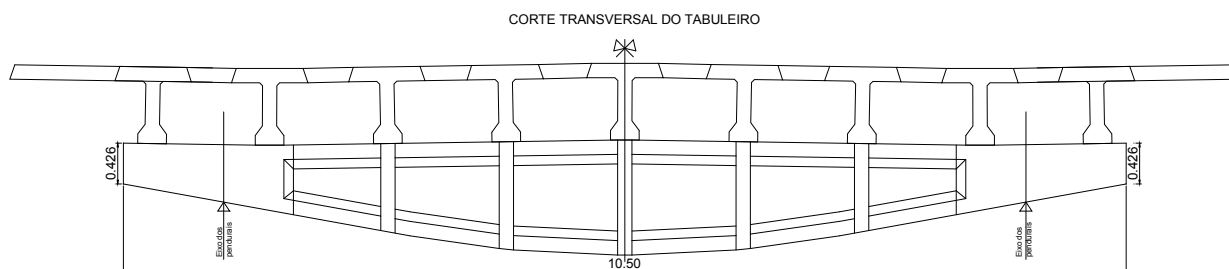


Figura 4.1 - Corte transversal do tabuleiro pelo meio vão da longarina.

«Cada grupo de nove longarinas, formando um tramo entre carlingas, é ligado transversalmente por meio de 4 travessas secundárias, além da ligação que lhes é conferida pelos elementos da laje betonados posteriormente ao nível dos banzos superiores. Estes elementos têm 0,15m de espessura e as travessas secundárias têm 0,30m de largura.» Cardoso, Edgar (1963)

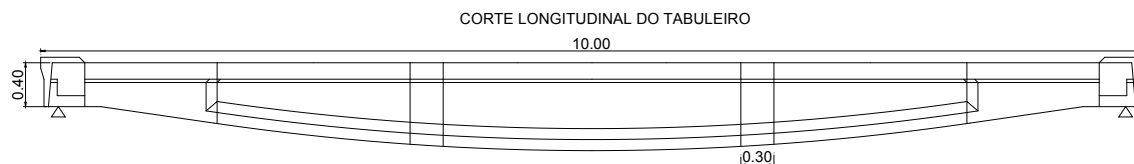


Figura 4.2 - Corte longitudinal do tabuleiro pelo meio vão da carlinga.

«As longarinas são pré-esforçadas, recebendo inicialmente todo o pré-esforço para absolver elasticamente as tensões geradas pela carga permanente total e pelas sobrecargas regulamentares.» Cardoso, Edgar (1963)

## 4.2.2 Acções

Em ambas as pontes foram consideradas as seguintes solicitações: cargas permanentes, restantes cargas permanentes e sobrecargas.

### 4.2.2.1 Normas antigas

#### 4.2.2.1.1 Longarinas

«A carga permanente é formada pelo peso próprio das vigas pré-fabricadas, pela laje, travessas, pavimento, passeios e guardas.

Na avaliação das cargas dividiram-se as longarinas em troços, e recorrendo-se aos desenhos de construção» Cardoso, Edgar (1963)

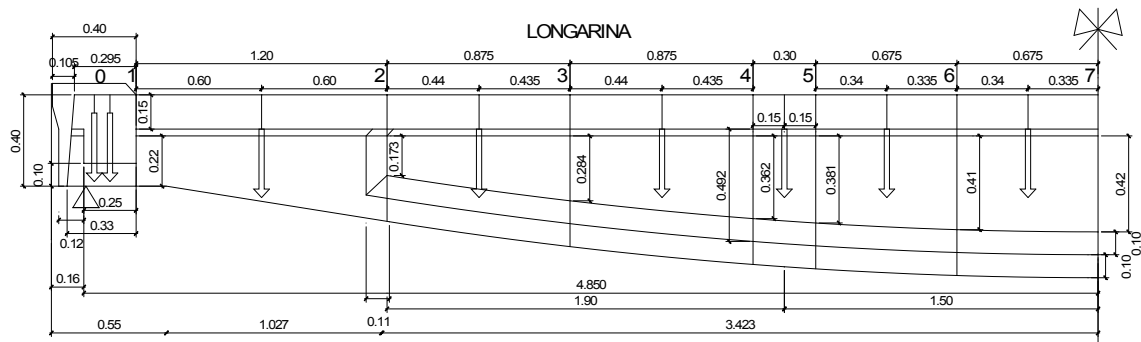


Figura 4.3 - Divisão da longarina em troços.

Na figura 4.4 apresenta-se as secções transversais das respectivas divisões.

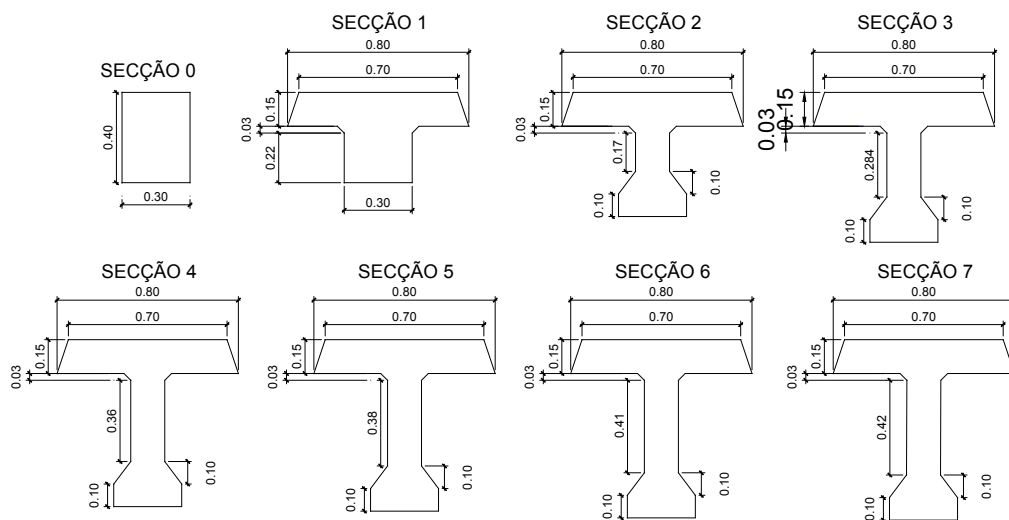


Figura 4.4 - Secção transversal das divisões da longarina.

Conforme referido em 4.1, utilizou-se o programa computacional Lusas, não foi necessário o cálculo do peso próprio dos elementos, pois foram calculados automaticamente pelo programa, introduziram-se apenas as propriedades geométricas destes, conforme solicitado pelo programa.

«O resto de carga permanente é constituído pelas travessas, elementos de laje betonadas “in situ”, guardas, reboco esquartelado dos passeios, guardas-rodas, betão betuminoso da faixa de rodagem e dados de betão nos passeios.

Esta carga distribui-se desigualmente pelas 9 longarinas que constituem o tabuleiro e assim teremos 3 tipos de carregamento, ou melhor, 3 longarinas e cada qual com o seu carregamento:

- Longarinas extremas;
- Longarinas adjacentes às extremas;
- Longarinas intermédias.

Vamos também determinar estas cargas para cada tipo de longarina e para os troços.

Temos no entanto que as fraccionar em duas, uma vez que os elementos da laje betonados “in situ” actuam sobre as longarinas como peso morto. Logo que o betão destes elementos faz pressão, o resto da carga permanente e as sobrecargas actuarão sobre as longarinas com um banzo superior acrescido da parte da secção dos referidos elementos.» Cardoso, Edgar (1963)

Conforme se verificara a seguir no modelo estrutural, o modelo utilizado para simular o tabuleiro, permite incorporar os elementos de laje betonadas “in situ” e travessas. Tendo apenas que acrescentar as seguintes acções:

#### 1) Longarina extrema

- Reboco esquartelado nos passeios:  $esp \times l_{inf} \times \gamma_{B.A.} = 0,02 \times 0,77 \times 25 = 0,385 \text{ kN/m}$
- Dados de betão no passeio:  $esp \times l_{inf} \times \gamma_{B.A.} = 0,07 \times 0,20 \times 25 = 0,35 \text{ kN/m}$
- Guardas: 1kN/m

$$\text{Total} = 0,385 + 0,35 + 1 = 1,74 \text{ kN/m}$$

#### 2) Longarina adjacente

- Reboco esquartelado nos passeios:  $esp \times l_{inf} \times \gamma_{B.A.} = 0,02 \times 0,58 \times 25 = 0,29 \text{ kN/m}$
- Betão betuminoso:  $esp \times l_{inf} \times \gamma_{B.A.} = 0,05 \times 0,50 \times 25 = 0,625 \text{ kN/m}$
- Guardas rodas:  $h \times l \times \gamma_{B.A.} = 0,15 \times 0,50 \times 25 = 1,875 \text{ kN/m}$

$$\text{Total} = 0,29 + 0,625 + 1,875 = 2,79 \text{ kN/m}$$

#### 3) Longarina intermédia

- Betão betuminoso:  $esp \times l_{inf} \times \gamma_{B.A.} = 0,05 \times 1,24 \times 25 = 1,55 \text{ kN/m}$

$$\text{Total} = 1,55 \text{ kN/m}$$

«De acordo com o Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes, estendido ao Ultramar pela Portaria Ministerial nº 19053, as sobrecargas a considerar são:

- Sobrecarga rolante - aplicada a faixa de rodagem constituída por um veiculo de 3 eixos equidistantes, cada um de duas rodas, transmitindo a força de 150kN (classe B), afectado do coeficiente dinâmico 1,2, o que da por eixo  $1,2 \times 15,0 = 18,0 \text{ tf}$ .

2. Sobrecarga linear e uniforme - constituída por uma carga uniforme  $300\text{kgf/m}^2$  aplicada a faixa de rodagem e aos passeios, e por uma carga linear uniforme de  $5,0\text{tf/m}$  aplicada apenas a faixa de rodagem e numa única secção.

Como as longarinas que constituem o tabuleiro estarão sujeitas a diferentes esforços, o pré-esforço que nelas se irá aplicar será diferente.

No entanto, como se verificara no cálculo dos esforços, as longarinas adjacentes às extremas e as intermédias estão sujeitas a esforços praticamente iguais, pelo que o pré-esforço que foi aplicado é o mesmo.

Os pré-esforços a aplicar em estaleiro serão:

- Longarinas extremas 54tf
- Longarinas adjacentes e intermédias 64tf

Após se terem verificado as perdas devidas à fluência do betão, à contracção e à relaxação das armaduras, perdas computadas em 16%, os pré-esforços nas longarinas reduzir-se-ão para os seguintes valores:

- Longarinas extremas 45tf
- Longarinas adjacentes e intermédias 54tf

Em qualquer das longarinas a trajectória média das diferentes armaduras do pré-esforço é, na zona central, uma parábola que continua, até às extremidades das longarinas, por dois troços rectos.

A equação da parábola é  $y = 0,0246639 \times x^2$  referida à tangente e à normal no vértice. Os troços rectos terão uma inclinação  $i = 0,17768595$ .

Na secção 7 o eixo das armaduras do pré-esforço dista 0.05 m do banzo inferior das longarinas.» Cardoso, Edgar (1963)

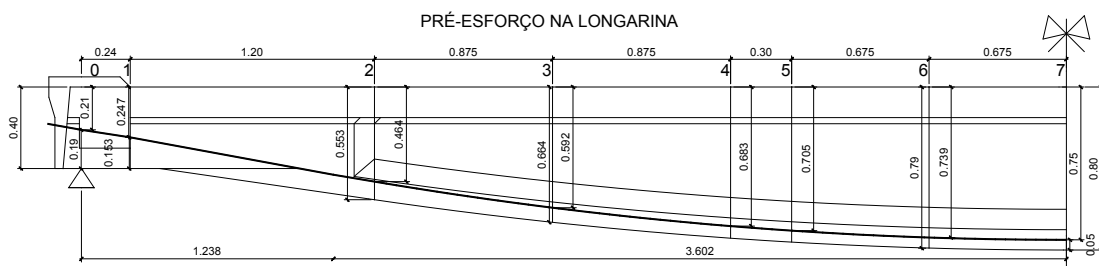


Figura 4.5 - Trajectória média do pré-esforço nas longarinas.

Para a ponte sobre o rio Zambeze, «Os pré-esforços a aplicar em estaleiro serão:

- Longarinas extremas 56tf
- Longarinas adjacentes 68tf
- Longarinas intermédias 62tf

Após a verificação das perdas devido a fluência do betão, a contracção e relaxação das armaduras, perdas computadas em 16%, os pré-esforços nas longarinas reduzir-se-ão para os seguintes valores:

- Longarinas extremas 47tf
- Longarinas adjacentes 57tf
- Longarinas intermédias 52tf» Cardoso, Edgar (1963)

A trajectória média das diferentes armaduras do pré-esforço é igual à da ponte sobre o rio Save.

#### **4.2.2.1.2 Travessas**

«O cálculo analítico das travessas flutuantes, que ligam várias vigas principais, é extremamente complexo quando se consideram todas as influências inerentes ao seu funcionamento no conjunto do tabuleiro, uma análise matemática simplificada, que desprezasse algumas dessas influências não nos conduziram a resultados digno de confiança, pelo que a única forma de considerar o comportamento real das travessas, duma maneira exacta e relativamente simples, consiste no recurso ao modelo reduzido.

No cálculo das travessas interessa considerar apenas a acção das sobrecargas, pois uma parte da carga permanente actua antes da sua construção e a restante distribui-se de um modo praticamente uniforme pelas longarinas, ficando estas sujeitas a deformações indicadas na direcção das travessas, que desta forma são solicitadas apenas pelo peso próprio e pelo peso de uma diminuta zona da laje, de efeitos desprezáveis em face dos produzidos pelas sobrecargas.

Consideraremos apenas a acção da sobrecarga rolante, representada pelo camião regulamentar de 450kN (classe B), afectado do coeficiente dinâmico 1,2.» Cardoso, Edgar (1963)

O modelo utilizado para simular o tabuleiro, permitiu incorporar os elementos de laje betonadas “in situ” e travessas. Assim serão também obtidos os esforços das travessas de uma forma automática.



### 4.2.2.1.3 Lajes do tabuleiro

«O estudo analítico de uma laje, rigidamente ligada as vigas principais e travessas dum tabuleiro de ponte, é extremamente complexo no que se refere aos efeitos das cargas concentradas móveis; a simplicidade e grande rigor obtido através da análise experimental de modelos reduzidos, impõem de novo, a sua utilização, como meio mais rápido e seguro de chegar ao conhecimento dos esforços máximos que se poderão na laje da ponte que estamos a estudando, quando submetida à acção do camião regulamentar.

Interessa apenas considerar a acção do auto camião regulamentar de 45 tf, que descarrega por roda

$$S = 1,2 \times \frac{450}{6} = 9,0tf, \text{ Valor já afectado do coeficiente dinâmico } c = 1,2.$$

Os elementos da laje betonados “in situ” actuam sobre as longarinas como peso morto. Logo que o betão destes elementos faz pressão, o resto da carga permanente e as sobrecargas actuarão sobre as longarinas com um banzo superior acrescido da parte da secção dos referidos elementos.» Cardoso, Edgar (1963)

Para este elemento, utilizou-se a modelação computacional com elementos finitos planos e considerou-se o painel de laje indicado nas figuras a seguir.

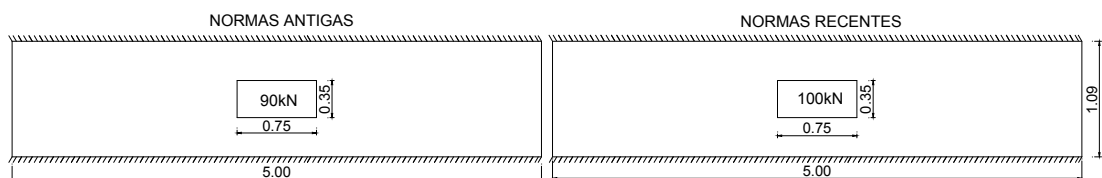


Figura 4.6 - Modelo para o cálculo das lajes do tabuleiro.

A sobrecarga, considerou-se uma carga concentrada de 90 kN para normas antigas e 100 kN para normas recentes (ver subsecção a seguir), actuando sobre uma área de influência com as dimensões indicadas na figura acima.

### 4.2.2.2 Normas recentes

Diferem das anteriores apenas no valor da sobrecarga.

De acordo com o RSA Regulamento de Segurança e Acções para estruturas de Edifícios e Pontes, foram consideradas as seguintes sobrecargas:

1. Sobrecarga rolante - aplicada a faixa de rodagem constituída por um veiculo de 3 eixos equidistantes, cada um de duas rodas, transmitindo a força de 200kN (classe I), afectado do coeficiente dinâmico 1,0, o que da por eixo  $1,0 \times 200 = 200\text{kN}$ .
2. Sobrecarga linear e uniforme - constituída por uma carga uniforme  $4\text{kN/m}^2$  aplicada a faixa de rodagem e  $3\text{kN/m}^2$  aos passeios, e por uma carga linear uniforme de  $50\text{kN/m}$  aplicada apenas a faixa de rodagem e numa única secção.

### 4.2.3 Modelo estrutural

No modelo estrutural do tabuleiro foi utilizado o modelo de grelhas, por este representar de uma forma aproximada o modelo original do tabuleiro e por ser o mais indicado para estes tipos de análise de modo a obter-se bons resultados.



Figura 4.7 - Imagem do tabuleiro, vista inferior da ponte sobre o rio Zambeze,  
<http://www.panoramio.com>. 22-05-11 10:10.

Foi considerado o elemento finito tipo barra para representar os troços das longarinas, travessas e carlingas. Como as longarinas apoiam-se sobre as carlingas, foram consideradas ligações rotuladas para ligar longarinas de um tabuleiro para o outro. As restantes ligações são rígidas.

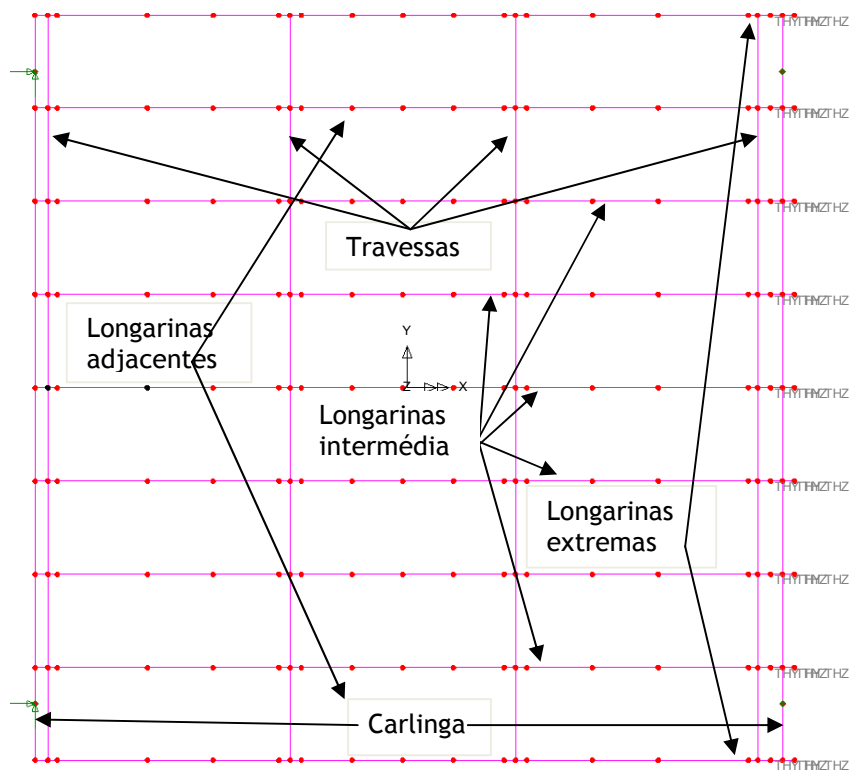


Figura 4.8 - Modelo de grelha da ponte sobre o rio Save no Lusas.

Na modelação computacional recorrendo ao modelo de grelha foi necessário o cálculo das propriedades geométricas a atribuir aos elementos.

«Estes elementos foram necessários para o cálculo das tensões. No seu estudo desprezou-se a influência das armaduras nas tensões por ter muito pequena importância e ser favorável a estabilidade.» Cardoso, Edgar (1963)

Foram divididas as secções em elementos parciais, como mostra a figura 4.9.

Como as lajes ligam rigidamente as vigas principais e travessas do tabuleiro, numa forma simplificada, considerou-se que 50% da área dos elementos da laje betonada “in situ” fazendo parte integrante da secção das longarinas, de modo a poder obter esforços mais desfavoráveis. Neste caso este já se encontra incluída no cálculo do peso próprio das longarinas. Como mostra a figura 4.9 nos troços 6-7.

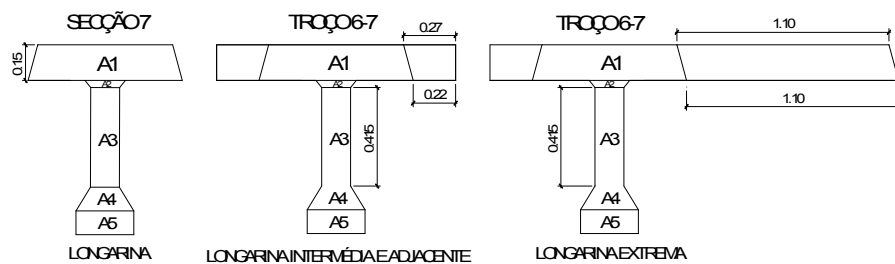


Figura 4.9 - Áreas parciais das secções.

Para facilitar os cálculos usaram-se as folhas de cálculos (Tabela 4.1).

O referencial de eixos cartesianos utilizado para a elaboração das tabelas está representado na figura 4.10.

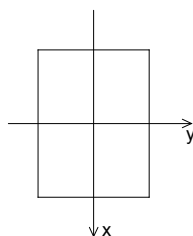


Figura 4.10 - Referencial de eixos cartesianos utilizado na elaboração das tabelas, das propriedades geométricas dos elementos.

Na introdução dos dados das propriedades geométricas no programa de cálculo, foi necessário ter em atenção o referencial local dos elementos barra.

O cálculo de propriedades geométricas de secções transversais compostas por diferentes figuras geométricas, foi efectuado recorrendo ao teorema de Steiner.

O produto de inércia foi considerado nulo para secções transversais simétricas em relação a um eixo.

Na tabela 4.1 é apresentado o exemplo do cálculo das propriedades geométricas do troço 6-7 da longarina intermédia.

Tabela 4.1 - Cálculo das propriedades geométricas das secções da ponte sobre o rio Save.

Troço 6 - 7																	
i	b <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	A <sub>i</sub>	X <sub>cgi</sub>	Y <sub>cgi</sub>	S <sub>xi</sub>	S <sub>yi</sub>	X <sub>cg</sub>	Y <sub>cg</sub>	I <sub>xcgi</sub>	I <sub>ycgi</sub>	I <sub>xi</sub>	I <sub>yi</sub>	I <sub>xyi</sub>	A <sub>sxi</sub>	A <sub>syi</sub>	J <sub>i</sub>
	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[m <sup>3</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	[m]	[m]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]
1	1.24	0.15	0.19	0.00	0.075	0.014	0.000	0.00	0.25	0.0003	0.0238	0.006	0.024	0.00	0.155	0.155	0.0013
2	0.18	0.03	0.01	0.00	0.165	0.001	0.000	0.00	0.25	0.0000	0.0000	0.000	0.000	0.00	0.005	0.005	0.0000
3	0.15	0.415	0.06	0.00	0.388	0.024	0.000	0.00	0.25	0.0009	0.0001	0.002	0.000	0.00	0.052	0.052	0.0004
4	0.225	0.1	0.02	0.00	0.645	0.015	0.000	0.00	0.25	0.0000	0.0001	0.004	0.000	0.00	0.019	0.019	0.0001
5	0.3	0.1	0.03	0.00	0.745	0.022	0.000	0.00	0.25	0.0000	0.0002	0.007	0.000	0.00	0.025	0.025	0.0001
Secção	-	0.795	0.3062	-	-	0.076	0.00	0.00	0.25	-	-	0.0191	0.0243	-	0.2551	0.2551	0.0018
									Y <sub>i</sub>								0.55

Nas tabelas, as variáveis utilizadas têm o seguinte significado:

$$A_i = b_i \times h_i \quad (1)$$

A<sub>i</sub> - Área de cada parcela da secção transversal, em m<sup>2</sup>;

b<sub>i</sub> - Largura de cada parcela da secção transversal, em m;

h<sub>i</sub> - Altura de cada parcela da secção transversal, em m;

x<sub>gi</sub>, y<sub>gi</sub> - distancias à referencial (x,y) dos centros de gravidade das áreas de cada parcela;

$$S_{xi} = A_i \times y_{gi} \quad (2)$$

$$S_{yi} = A_i \times x_{gi} \quad (3)$$

S<sub>xi</sub>, S<sub>yi</sub> - Momentos estáticos das áreas das parcelas em relação ao eixo de referência (x,y);

$$x_{cg} = \frac{\sum S_{xi}}{\sum A_i} \quad (4)$$

$$y_{cg} = \frac{\sum S_{yi}}{\sum A_i} \quad (4)$$

x<sub>cg</sub>, y<sub>cg</sub> - Distâncias do centro de gravidade do elemento de secção transversal composto no referencial (x,y).

I<sub>xcgi</sub>, I<sub>ycgi</sub> - momentos de inércia dos baricentros das áreas das parcelas;

$$I_{xi} = I_{xcgi} + A_i \times (y_{cgi} - y_{cg}) \quad (5)$$

$$I_{yi} = I_{ycgi} + A_i \times (x_{cgi} - x_{cg}) \quad (6)$$

$I_{xi}$ ,  $I_{yi}$  - Momentos de inércia das parcelas, em relação ao centro de gravidade da secção composta (Teorema de Steiner);

$$I_{xx} = \sum I_{xi} \quad (7)$$

$$I_{yy} = \sum I_{yi} \quad (8)$$

$I_{xx}$ ,  $I_{yy}$  - Momentos de inércia da figura composta em relação aos eixos centrais.

$$I_{xy} = I_{xx} + I_{yy} \quad (9)$$

$I_{xy}$  - Produto de inércia. Para secções (áreas) simétricas, é igual a zero.

$$A_{sxi} = \frac{5}{6} \times A_i \quad (10)$$

$$A_{syi} = \frac{5}{6} \times A_i \quad (11)$$

$A_{sxi}$ ,  $A_{syi}$  - Áreas de corte da secção transversal de cada parcela, em relação ao eixo x, y.

$$J_i = b \times \frac{h^3}{6} \times \left[ \frac{16}{3} - 3,36 \times \frac{h}{b} \times \left( 1 - \frac{h^4}{12 \times b^4} \right) \right] \quad (12)$$

$J_i$  - Momento torsor de inércia de cada parcela (h é o lado de maior comprimento; b o lado de menor comprimento da secção rectangular).

Segundo G.S.Pissarenko; A.P.Lakovlev; V.V.Matveiev. (1985), no caso de torção das barras cuja secção é um trapézio isósceles, os valores aproximados de J podem ser calculados após a determinação das grandezas citadas para uma barra de secção rectangular equivalente, construído de acordo com o esquema representados na figura 4.11.

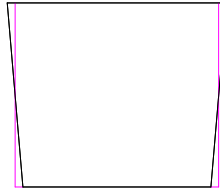


Figura 4.11 - Distribuição da carga rolante sobre os eixos.

Foi utilizado este critério para calcular o esforço transversal nas carlingas e nas secções de esquadros das longarinas.

«Dado que a consideração directa do efeito do momento torsor dificulta a tarefa de dimensionamento das lajes, é frequente nas grelhas desprezar-se o valor da rigidez de torção:  $GJ=0$ . Assim, o carregamento é apenas equilibrado pela distribuição dos momentos flectores (os momentos torsores de compatibilidade nas barras são desprezados). Trata-se de uma aplicação simplificada do Método Estático, estando por isso do lado da segurança.» Bernardo, L. (2009).

Neste trabalho, foi considerado apenas o momento torsor nas carlingas, uma vez que esta não faz parte do tabuleiro e as longarinas apoiam-se sobre ela.

Quanto ao carregamento, foram consideradas cargas transversais lineares e nodais para simular o carregamento linear ou uniformemente distribuído no tabuleiro. Para tal, multiplicou-se o valor da carga linear ou uniformemente distribuída pela correspondente área ou largura de influência.

Tomando como exemplo as normas antigas, obteve-se:

Sobrecarga rolante aplicada a faixa de rodagem, constituída por um veículo de 3 eixos equidistantes, cada um de duas rodas, transmitindo a força de 150kN (classe B) afectado do coeficiente dinâmico 1,2 para normas antigas e 200kN (classe I) com coeficiente dinâmico de 1,0 para normas recentes, o que deu por eixo:

$$1,2 \times 150 = 180kN \text{ e } 1,0 \times 200 = 200kN$$

Aplicando no tabuleiro, ficou:

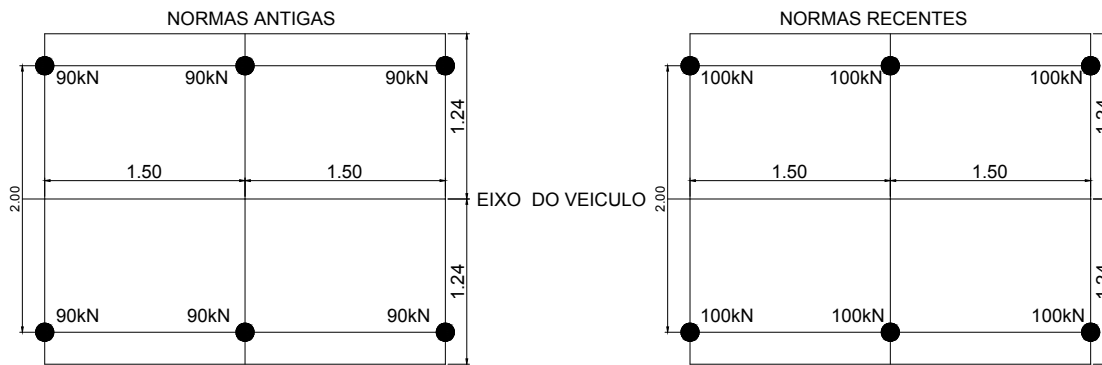


Figura 4.12 - Distribuição da carga rolante sobre os eixos.

Aplicando no tabuleiro, ficou:

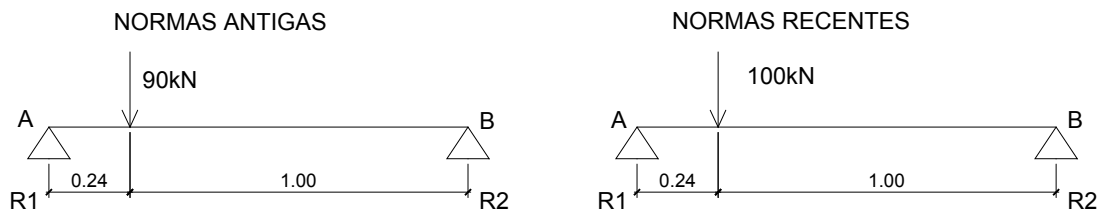


Figura 4.13 - Distribuição da carga rolante entre longarinas.

Aplicando uma análise linear, ficou:

Normas antigas

$$\sum M_A = 0 \Leftrightarrow 90 \times 0,24 - R_2 \times 1,24 = 0 \Leftrightarrow R_2 = 17,42 \text{ kN} \cong 18 \text{ kN}$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow R_1 + R_2 - 90 = 0 \Leftrightarrow R_2 = 72,58 \text{ kN} \cong 72 \text{ kN}$$

Normas recentes

$$\sum M_A = 0 \Leftrightarrow 100 \times 0,24 - R_2 \times 1,24 = 0 \Leftrightarrow R_2 = 19,35 \text{ kN} \cong 20 \text{ kN}$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow R_1 + R_2 - 100 = 0 \Leftrightarrow R_2 = 80,65 \text{ kN} \cong 80 \text{ kN}$$





Figura 4.14 - Distribuição da carga rolante sobre os eixos no tabuleiro.

Foram consideradas a actuarem nas seguintes posições do tabuleiro:

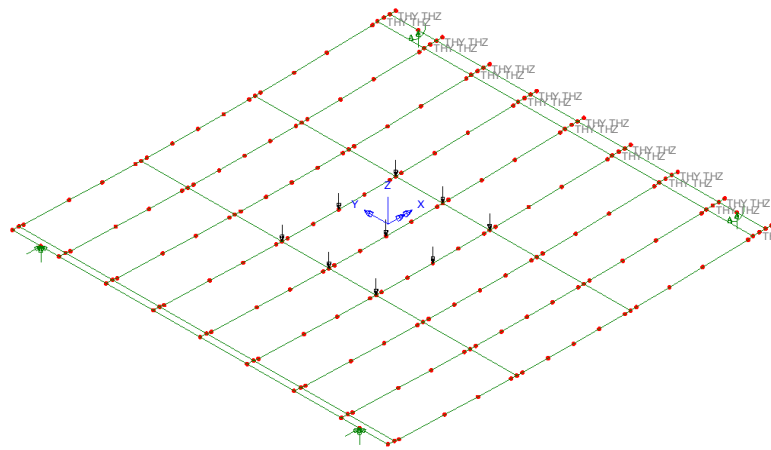


Figura 4.15 - Sobrecarga rolante actuando no meio do tabuleiro.

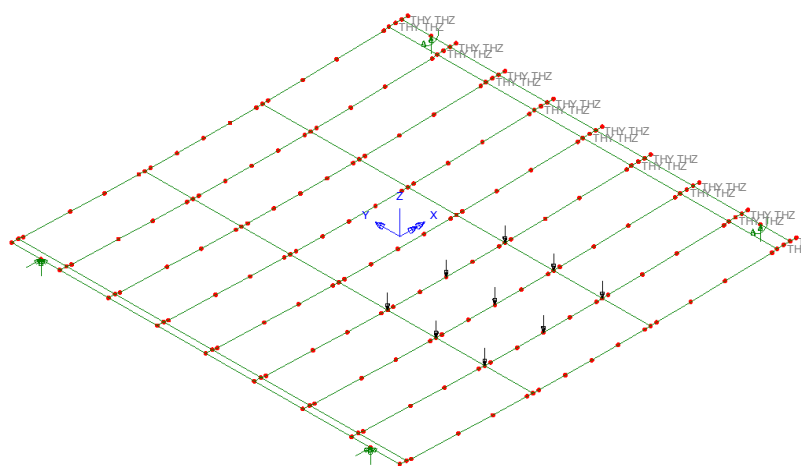


Figura 4.16 - Sobrecarga rolante actuando no meio vão do tabuleiro, mais encostado a zona do passeio.

A sobrecarga uniforme que é constituída por uma carga de  $3\text{kN/m}^2$  aplicada a faixa de rodagem e aos passeios normas antigas, para normas recentes  $4\text{kN/m}^2$  aplicada a faixa de rodagem e  $3\text{kN/m}^2$  para os passeios. No modelo de grelha, estas foram distribuídas linearmente sobre as longarinas.

$$Q = q \times l_i \quad (13)$$

Onde:

$Q$  - sobrecarga linear, em  $\text{kN/m}$ .

$q$  - Sobrecarga uniformemente distribuída em plano horizontal, em  $\text{kN/m}^2$ .

$l_i$  - comprimento de influência da secção transversal da longarina, em m.

Aplicando ao tabuleiro ficou:

Para longarinas intermédias e adjacentes,  $Q = 3 \times 1,2 = 3,6 \text{ kN/m}$ ;  $Q = 4 \times 1,2 = 4,8 \text{ kN/m}$ ;

Para longarinas extremas,  $Q = 3 \times 2,05 = 6,15 \text{ kN/m}$ ;

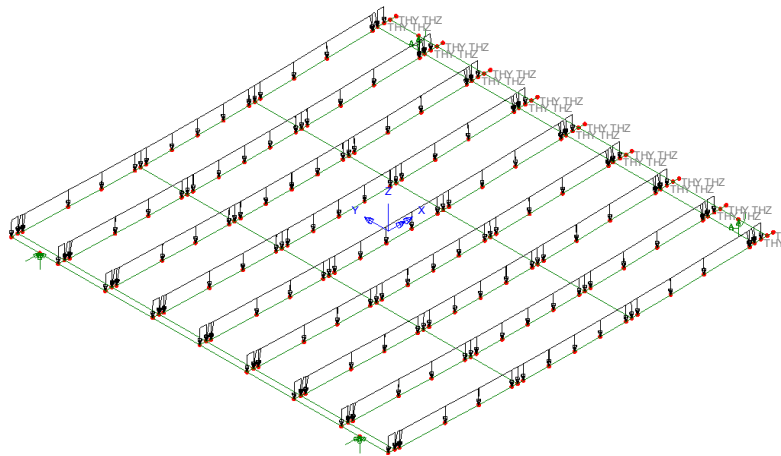


Figura 4.17 - Sobrecarga uniforme actuando no tabuleiro.

A sobrecarga linear constituída por uma carga de  $50 \text{ kN/m}$  aplicada apenas a faixa de rodagem e numa única secção. Esta, foi aplicada nos nós a meio vão das longarinas e sobre a carlinga em forma de faca, cortando o tabuleiro de uma ponta a outra em forma de faca.

$$Q = q.l_i \quad (14)$$

Onde:

$Q$  - sobrecargas nodais, em  $kN$ .

$q$  - Sobrecarga linear, em  $kN/m$ .

$l_i$  - comprimento de influência do espaçamento entre longarina, em m.

Aplicando ao tabuleiro ficou:  $Q = 50 \times 1,24 = 62kN$ ;

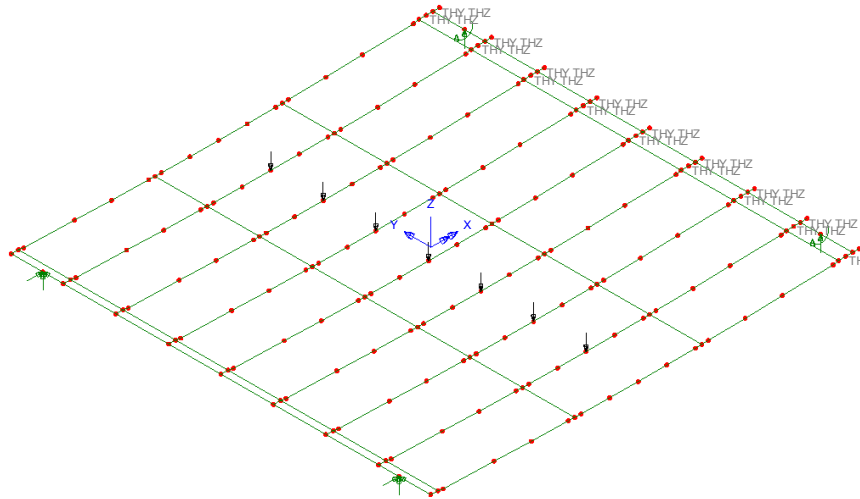


Figura 4.18 - Sobrecarga linear actuando no meio vão do tabuleiro.

Não foram aplicadas a longarinas extremas por estas não fazerem parte da faixa de rodagem.

Para analisar o tabuleiro foram considerados os seguintes casos de carga:

- Caso 1 - sobrecarga rolante actuando no meio do tabuleiro;
- Caso 2 - sobrecarga rolante actuando no meio vão do tabuleiro, mais encostado a zona do passeio;
- Caso 3 - Sobrecarga linear e uniforme actuando em simultâneo.

#### 4.2.4 Análise de esforços

Os esforços foram extraídos do programa de cálculo automático de estruturas, Lusas. Para as sobrecargas, foi considerado o caso mais desfavorável para cada tipo de longarina e travessas. Depois de várias análises, chegou-se a conclusão que para todas as longarinas o caso mais desfavorável é o da sobrecarga rolante actuando a meio vão do tabuleiro, mais encostado a zona do passeio. Apesar de que para as longarinas intermédias, as que se encontram no meio do tabuleiro, tenham outros casos mais desfavoráveis. Neste caso considerou-se o mais gravoso de todos.

Utilizou-se a seguinte convenção de sinais para o cálculo dos esforços.

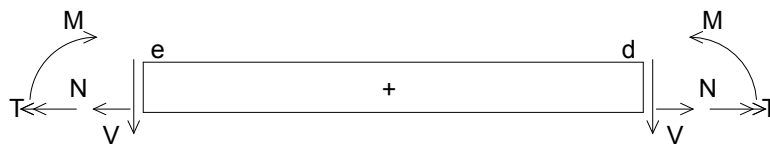


Figura 4.19 - Convenção de sinais para o momento fletor, momento torsor, esforços transversos e axiais (sentidos positivos).

#### 4.2.4.1 Longarinas

As longarinas funcionam como vigas simplesmente apoiadas, descarregam sobre as carlingas. Os seus esforços máximos, são verificados a meio vão para momentos flectores e nos apoios para o esforço transversal. A seguir apresentam-se os diagramas tipo de esforços numa longarina.

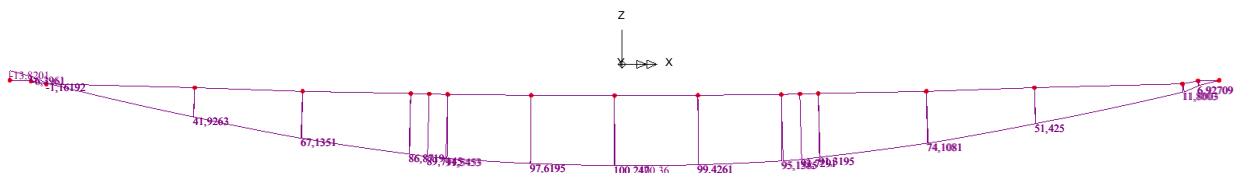


Figura 4.20 - Exemplo de um diagrama de momentos flectores de uma longarina devido ao peso próprio (ponte sobre o rio Save).

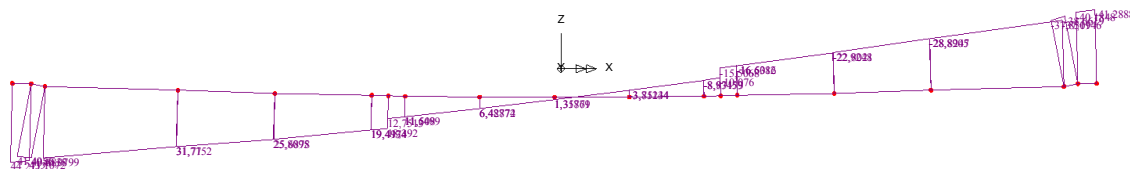


Figura 4.21 - Exemplo de um diagrama de esforço transversal de uma longarina devido ao peso próprio (ponte sobre o rio Save).

Na tabela em baixo, são apresentados em resumo os momentos flectores e esforços transversos máximos das longarinas, devido a carga permanente e sobrecarga mais desfavoráveis.

Tabela 4.2 - Quadro resumo de esforços máximos numa longarina (ponte sobre o rio Save).

ESFORÇOS	LONGARINA EXTREMA	LONGARINA ADJACENTE	LONGARINA INTERMÉDIA
	[KN*m]	[KN*m]	[KN*m]
$M_{CP}$	147.00	131.20	120.60
$M_{SC,NA}$	246.00	240.50	181.80
$M_{SC,NR}$	273.30	267.30	202.00
	[KN]	[KN]	[KN]
$V_{CP}$	59.37	55.77	51.76
$V_{SC,NA}$	78.20	66.26	47.62
$V_{SC,NR}$	86.88	73.62	52.92

Onde:

$M_{CP}$  - momento flector devido a cargas permanentes

$M_{SC,NA}$  e  $M_{SC,NR}$  - momento flector devido a sobrecarga mais desfavorável, normas antigas e recentes;

$V_{CP}$  - esforço transversal devido a cargas permanentes

$V_{SC,NA}$  e  $V_{SC,NR}$  - esforço transversal devido a sobrecarga mais desfavorável, normas antigas e recentes.

$$M_{Sd} = \gamma_g \times M_{CP} + \gamma_q \times M_{SC} \quad (15)$$

Para uma longarina extrema temos:

$$M_{Sd,NA} = \gamma_g \times M_{CP,NA} + \gamma_q \times M_{SC,NA} = 1,35 \times 147,0 + 1,5 \times 246,00 = 567,45 \text{ kN} \times \text{m}$$

Tabela 4.3 - Quadro resumo de esforços máximos majorados numa longarina (ponte sobre o rio Save).

ESFORÇOS	LONGARINA EXTREMA	LONGARINA ADJACENTE	LONGARINA INTERMÉDIA
	[KN*m]	[KN*m]	[KN*m]
$M_{SdNA}$	567.45	537.87	435.51
$M_{SdNR}$	608.4	578.07	465.81
	[KN]	[KN]	[KN]
$V_{SdNA}$	197.45	174.68	141.31
$V_{SdNR}$	210.47	185.72	149.26

Onde:

$M_{Sd,NA}$  e  $M_{Sd,NR}$  - momento flector actuante, normas antigas e recentes;

$V_{Sd,NA}$  e  $V_{Sd,NR}$  - esforço transversal actuante, normas antigas e recentes.

#### 4.2.4.1 Travessas

Como foi referido ainda neste capítulo, «no cálculo das travessas interessa considerar apenas a acção das sobrecargas, pois uma parte da carga permanente actua antes da sua construção e a restante distribui-se de um modo praticamente uniforme pelas longarinas, ficando estas sujeitas a deformações indicadas na direcção das travessas, que desta forma são solicitadas apenas pelo peso próprio e pelo peso de uma diminuta zona da laje, de efeitos desprezáveis em face dos produzidos pelas sobrecargas.» Cardoso, Edgar (1963)

Tabela 4.4 - Quadro resumo de esforços máximos numa travessa (ponte sobre o rio Save).

ESFORÇOS	TRAVESSAS	ESFORÇOS	TRAVESSAS
	[KN*m]		[KN*m]
$M_{SC,NA}$	246.00	$M_{SdNA}$	369
$M_{SC,NR}$	273.30	$M_{SdNR}$	409.95
	[KN]		[KN]
$V_{SC,NA}$	78.20	$V_{SdNA}$	117.3
$V_{SC,NR}$	86.88	$V_{SdNR}$	130.32

Onde:

$M_{CP}$  - momento flector devido a cargas permanentes

$M_{SC,NA}$  e  $M_{SC,NR}$  - momento flector devido a sobrecarga mais desfavorável, normas antigas e recentes;

$V_{CP}$  - esforço transversal devido a cargas permanentes

$V_{SC,NA}$  e  $V_{SC,NR}$  - esforço transversal devido a sobrecarga mais desfavorável, normas antigas e recentes.

$M_{Sd,NA}$  e  $M_{Sd,NR}$  - momento flector actuante, normas antigas e recentes;

$V_{Sd,NA}$  e  $V_{Sd,NR}$  - esforços transversos actuante, normas antigas e recentes.

#### 4.2.4.3 Lajes do tabuleiro

Conforme referiu-se anteriormente, para o cálculo de esforços na laje do tabuleiro, utilizou-se a modelação computacional com elementos finitos planos.

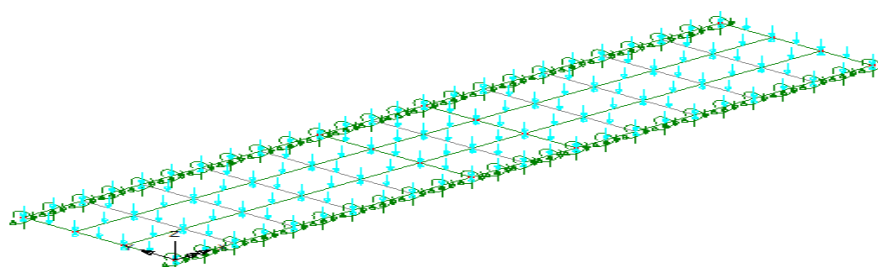


Figura 4.22 - Modelo dos elementos finitos, carga permanente (ponte sobre o rio Save).

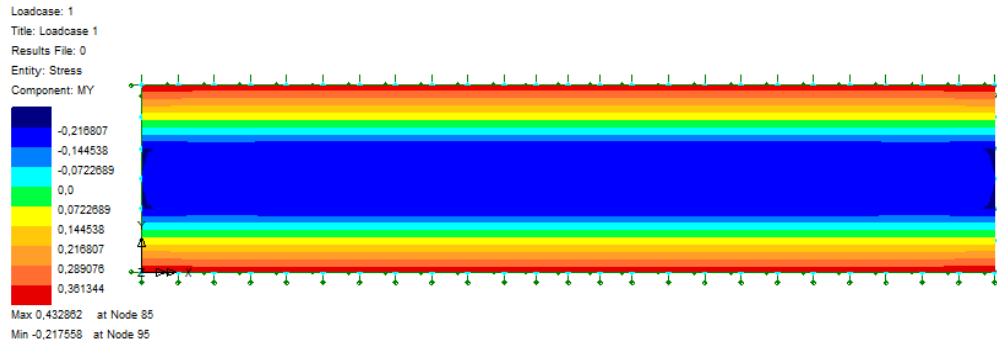


Figura 4.23 - Mapa de cores relativo ao momento flector  $M_y$  devido a carga permanente (ponte sobre o rio Save).

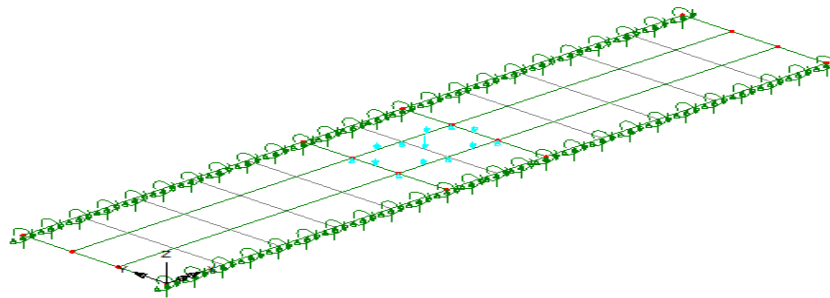


Figura 4.24 - Modelo dos elementos finitos, sobrecarga (ponte sobre o rio Save).

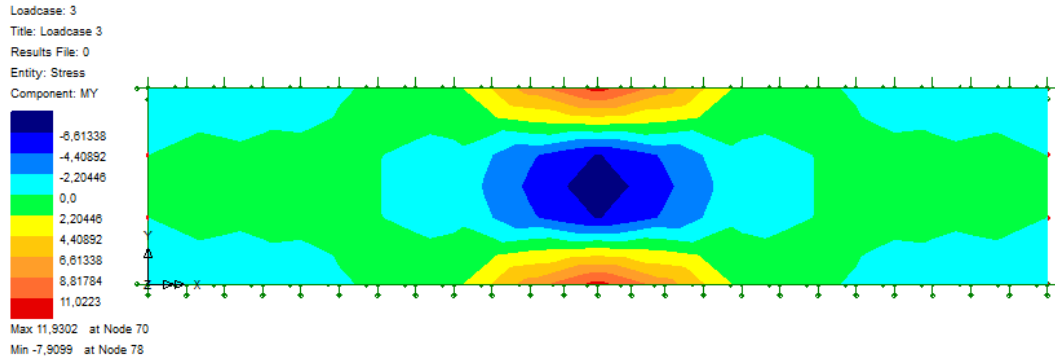


Figura 4.25 - Mapa de cores relativo ao momento flector  $M_y$  devido a sobrecarga, normas antigas (ponte sobre o rio Save).

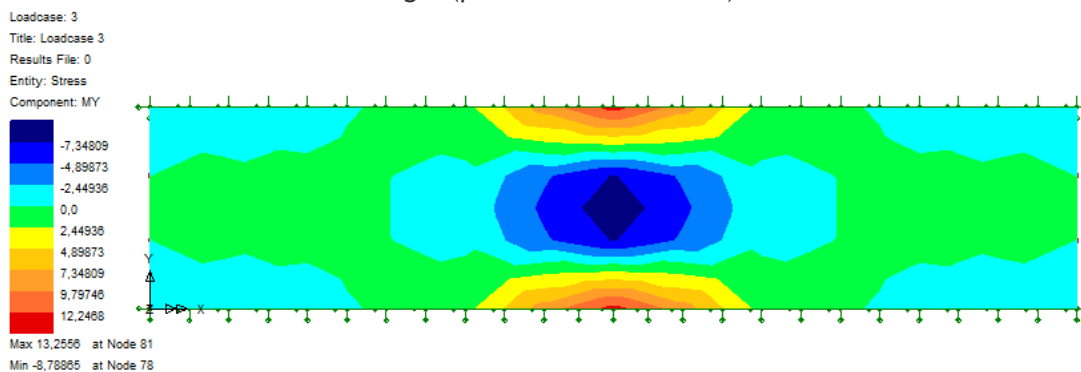


Figura 4.26 - Mapa de cores relativo ao momento flector  $M_y$  devido a sobrecarga, normas recentes (ponte sobre o rio Save).

$$M_{Sd,NA}^+ = \gamma_g \times M_{CP,NA}^+ + \gamma_q \times M_{SC,NA}^+ = 1,35 \times (0,22) + 1,5 \times (4,4) = 6,90 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

$$M_{Sd,NA}^- = \gamma_g \times M_{CP,NA}^- + \gamma_q \times M_{SC,NA}^- = 1,35 \times (-0,30) + 1,5 \times (-7,00) = -10,90 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

$$M_{Sd,NR}^+ = \gamma_g \times M_{CP,NR}^+ + \gamma_q \times M_{SC,NR}^+ = 1,35 \times (0,22) + 1,5 \times (5,00) = 7,80 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

$$M_{Sd,NR}^- = \gamma_g \times M_{CP,NR}^- + \gamma_q \times M_{SC,NR}^- = 1,35 \times (-0,30) + 1,5 \times (-10,00) = -15,41 \text{ kN} \times \text{m/m}$$

Onde:

$M_{Sd,NA}^+$  e  $M_{Sd,NA}^-$  é o momento flector positivo e negativo actuante nas lajes do tabuleiro segundo normas antigas.

$M_{Sd,NR}^+$  e  $M_{Sd,NR}^-$  é o momento flector positivo e negativo actuante nas lajes do tabuleiro segundo normas recentes.

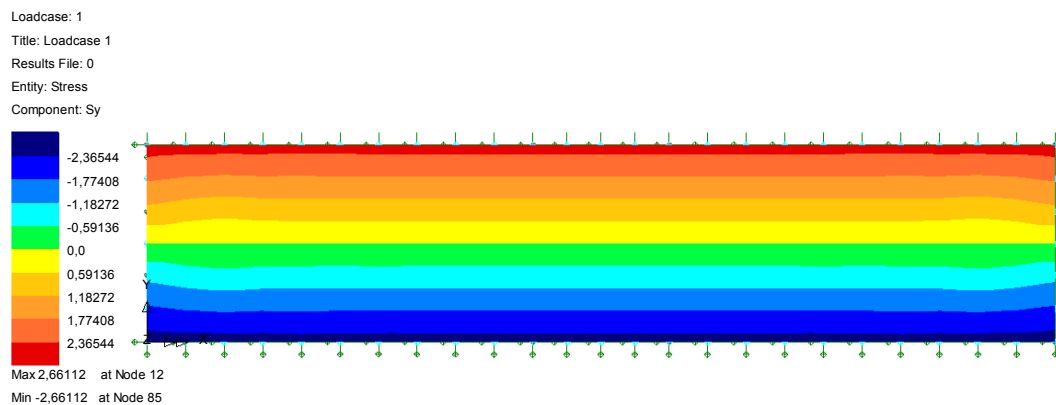


Figura 4.27 - Mapa de cores relativo ao esforço transversal devido a carga permanente (ponte sobre o rio Save).

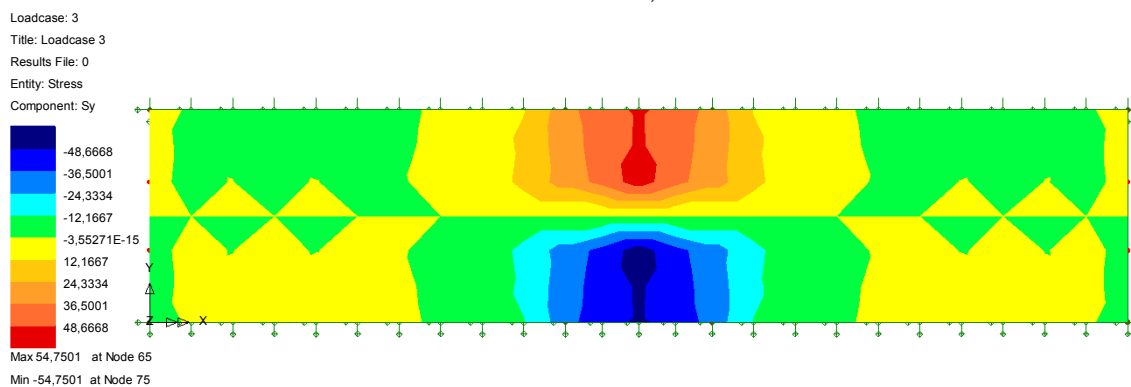


Figura 4.28 - Mapa de cores relativo ao esforço transversal devido a sobrecarga, normas antigas (ponte sobre o rio Save).



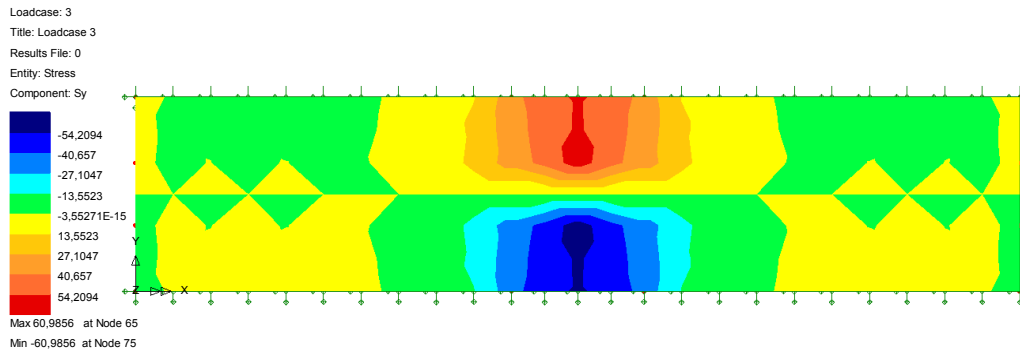


Figura 4.29 - Mapa de cores relativo ao esforço transverso devido a sobrecarga, normas recentes (ponte sobre o rio Save).

$$V_{Sd,NA} = \gamma_g \times V_{CP,NA} + \gamma_q \times V_{CV,NA} = 1,35 \times (1,50) + 1,5 \times (24,00) = 37,50 \text{ kN/m}$$

$$V_{Sd,NR} = \gamma_g \times V_{CP,NR} + \gamma_q \times V_{CV,NR} = 1,35 \times (1,50) + 1,5 \times (27,00) = 42,00 \text{ kN/m}$$

Onde:

$V_{Sd,NA}$  e  $V_{Sd,NR}$  é o esforço transverso actuante nas lajes do tabuleiro segundo normas antigas e recentes.

## 4.2.5 Verificação da estabilidade

Neste ponto, é feita a verificação de segurança dos elementos em relação aos estados limites últimos e de serviços. Para o estado limites últimos é aplicada a seguinte condição  $S_d \leq R_d$  e para o estado limite de serviço á utilizado o diagrama de magnel.

### 4.2.5.1 Verificação da segurança aos estados limites últimos

Com os esforços actuantes  $S_d$  obtidos no capítulo anterior, aqui são calculados os esforços resistentes  $R_d$  e depois são comparados os resultados. Efectuam-se estes cálculos para os momentos flectores e esforços transversos em todos os elementos do tabuleiro.

Uma vez no projecto não foi especificado o material utilizado, foram considerados como hipótese os seguintes materiais:

$$\text{Aço para armadura ordinária } f_{yk} = 235 \text{ MPa}; f_{syd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{235}{1,15} = 205 \text{ MPa}$$

$$\text{Aço do Pré-esforço } f_{puk} = 1800 \text{ MPa}; f_{pd} = 0,75 \times f_{puk} = 0,75 \times 1800 \text{ MPa} = 1350 \text{ MPa}$$

$$\text{Betão } C20/25; f_{ck}(C20/25) = 20\text{MPa}; f_{cd}(C20/25) = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1.5} = 13,33\text{MPa}$$

#### 4.2.5.1.1 Verificação da segurança ao estado limite último de resistência a flexão $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ e esforços transversos $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

A seguir são apresentadas as figuras das secções transversais com armadura existente nos elementos, extraídos nos desenhos do projecto original e de seguida são calculados os esforços resistentes.

Longarinas:

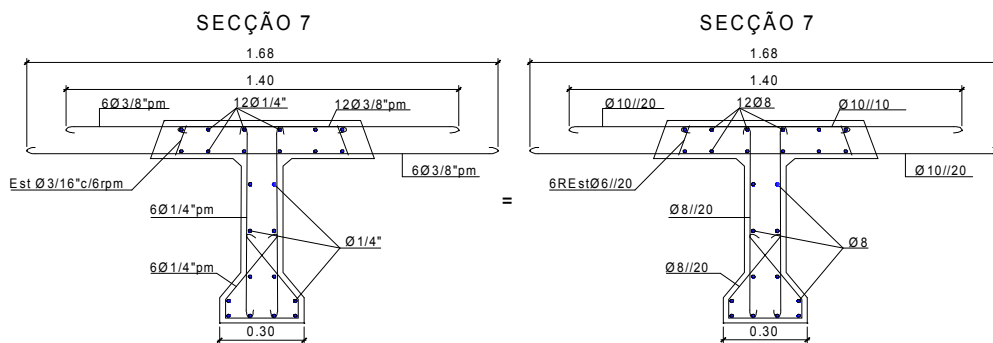


Figura 4.30 - Armadura na secção de meio vão de uma longarina (ponte sobre o rio Save).

$$A_s = 6\phi 8 = 3,02\text{cm}^2; c = 0,03\text{m}; d = h - c - \phi_{est} - \frac{\phi_l}{2} = 80 - 3 - 0,6 - \frac{0,8}{2} = 76,00\text{cm}$$

$$Z_s = 0,95 \times d = 0,95 \times 0,76 = 0,72\text{m}$$

Considerando o pré-esforço inicial de 640kN calcula-se a área nas longarinas.

$$A_p \geq \frac{P_0}{f_{pd}} = \frac{640 \times 10^4}{1350 \times 10^3} = 4,74\text{cm}^2; a = 0,05\text{m}; Z_p = h - a = 0,80 - 0,05 = 0,75\text{m}$$

$$M_{Rd} = A_p \times f_{pd} \times Z_p + A_s \times f_{syd} \times Z_s \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 4,74 \times 10^{-4} \times 1350 \times 10^3 \times 0,75 + 3,02 \times 10^{-4} \times 205 \times 10^3 \times 0,72 = 524,50\text{kN} \times \text{m} \geq M_{Sd}$$

$$\frac{A_s}{s} = \phi 10 // 10 = 7,85\text{cm}^2, \theta = 45^\circ$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times Z \times f_{ywd} \times \cot g \theta = 7,85 \times 10^{-4} \times 0,62 \times 205 \times 10^3 \times \cot g(45^\circ) = 100,00\text{kN} \geq V_{Sd}$$

Onde:  $M_{Rd}$  é o momento resistente e  $V_{Rd,s}$  o esforço resistente numa longarina.

A seguir são apresentados em resumo numa tabela os resultados da verificação de segurança aos estados limites últimos nas longarinas.

Tabela 4.5 - Quadro resumo da verificação de segurança aos estados limites últimos das longarinas (ponte sobre o rio Save).

ESFORÇOS	LONGARINA EXTREMA			LONGARINA ADJACENTE			LONGARINA INTERMEDIA		
	[KN*m]	$M_{Rd}$ [KN*m]	Verificação	[KN*m]	$M_{Rd}$ [KN*m]	Verificação	[KN*m]	$M_{Rd}$ [KN*m]	Verificação
$M_{SdNA}$	567.45	524.50	KO!	537.87	524.50	KO!	435.51	524.50	OK!
$M_{SdNR}$	608.4		KO!	578.07		KO!	465.81		OK!
	[KN]	$V_{Rd}$ [KN]		[KN]	$V_{Rd}$ [KN]		[KN]	$V_{Rd}$ [KN]	
$V_{SdNA}$	197.45	100.00	KO!	174.68	100.00	KO!	141.31	100.00	KO!
$V_{SdNR}$	210.47		KO!	185.72		KO!	149.26		KO!

KO! - significa que não verifica e OK! verifica.

Sendo longarinas elementos pré-esforçados, é aplicada a seguinte equação para esforços transversos:

$$\bar{V} = V - P \times \tan(\alpha) \quad (16)$$

Onde:

$V$  é o valor do esforço transversal obtido no programa e  $\bar{V}$  o esforço transversal final.

$P$  é o valor do pré-esforço no cabo e  $\alpha$  o ângulo que este forma com a tangente, foi considerado  $10^\circ$ .

Tabela 4.6 - Quadro resumo da verificação de segurança aos estados limites últimos das longarinas (ponte sobre o rio Save).

	[KN]	$V_{Rd}$ [KN]	Verificação	0	$V_{Rd}$ [KN]	Verificação	[KN*m]	$V_{Rd}$ [KN]	Verificação
$V_{SdNA}$	-152.67	100.00	OK!	-175.44	100.00	OK!	-208.81	100.00	OK!
$V_{SdNR}$	-139.65		OK!	-164.40		OK!	-200.86		OK!

Travessas:

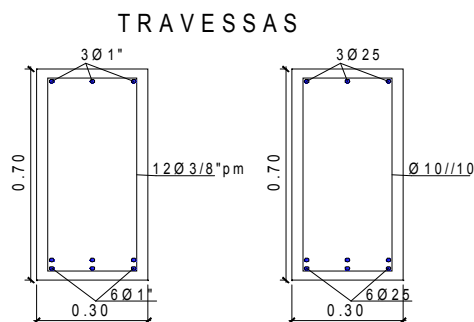


Figura 4.31 - Armadura na secção de meio vão de uma longarina (ponte sobre o rio Save).

$$A_s = 6\phi 25 = 29,45\text{cm}^2; c = 0,03\text{m}; d \cong h - c - \phi_{est} - \frac{\phi_l}{2} = 70 - 3 - 0,6 - \frac{0,8}{2} \cong 66,00\text{cm}$$

$$Z_s = 0,95 \times d = 0,95 \times 0,66 = 0,62\text{m}$$

$$M_{Rd} = A_s \times f_{syd} \times Z_s = 29,45 \times 10^{-4} \times 205 \times 10^3 \times 0,62 = 374,31\text{kN} \times \text{m} \geq M_{Sd}$$

$$\frac{A_s}{s} = \phi 10//10 = 7,85\text{cm}^2, \theta = 45^\circ$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times Z \times f_{ywd} \times \cot g\theta = 7,85 \times 10^{-4} \times 0,62 \times 205 \times 10^3 \times \cot g(45^\circ) = 100\text{kN} \geq V_{Sd}$$

Onde:  $M_{Rd}$  é o momento resistente e  $V_{Rd,s}$  o esforço resistente numa longarina.

Tabela 4.7 - Quadro resumo da verificação de segurança aos estados limites últimos das travessas (ponte sobre o rio Save).

ESFORÇOS	TRAVESSAS		
	[KN*m]	$M_{Rd}$ [KN*m]	Verificação
$M_{SdNA}$	369	374.31	OK!
$M_{SdNR}$	409.95		KO!
	[KN]	$V_{Rd}$ [KN]	
$V_{SdNA}$	117.3	100.00	KO!
$V_{SdNR}$	130.32		KO!

KO! - significa que não verifica e OK! verifica.

Lajes do tabuleiro:

Através da figura das longarinas, foram retirados os valores da armadura e espessura.

$$A_S^+ = \phi 10 // 20 = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{m}; A_S^- = \phi 10 // 10 = 7,85 \text{ cm}^2 / \text{m}; d = 0,12 \text{ m};$$

$$Z_s = 0,95 \times d = 0,95 \times 0,12 = 0,11 \text{ m}$$

$$M_{Rd}^+ = A_S^+ \times f_{syd} \times Z_S = 3,93 \times 10^{-4} \times 205 \times 10^3 \times 0,11 = 8,86 \text{ kN} \times \text{m} / \text{m} \geq M_{Sd}^+$$

$$M_{Rd}^- = A_S^- \times f_{syd} \times Z_S = 7,85 \times 10^{-4} \times 205 \times 10^3 \times 0,11 = 17,70 \text{ kN} \times \text{m} / \text{m} \geq M_{Sd}^-$$

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \geq (0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12; \quad \sigma_{cp} = 0; \quad f_{ck} (C20 / 25) = 20 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = \sqrt{\frac{200}{120}} = 1,29 \leq 2,00 \text{ OK!};$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl} (\phi 10 // 10)}{b_w \times d} = \frac{7,85 \times 10^{-4}}{1 \times 0,12} = 0,006542 \leq 0,02 \text{ OK!}$$

$$V_{Rd,c} = 43,80 \text{ kN} / \text{m} \geq 27,55 \text{ kN} / \text{m} \text{ OK!} \Rightarrow V_{Rd,c} = 43,80 \text{ kN} / \text{m} \geq V_{Sd}^-$$

Onde:

$M_{Sd,NA}^+$ ,  $M_{Sd,NA}^-$  e  $M_{Sd,NR}^+$ ,  $M_{Sd,NR}^-$  são os momentos resistentes positivo e negativo actuante nas lajes do tabuleiro devido normas antigas e recentes.

$V_{Sd,NA}$ ,  $V_{Sd,NR}$  é o esforço transversal resistente nas lajes do tabuleiro segundo normas antigas e recentes.

Tabela 4.8 - Quadro resumo da verificação de segurança aos estados limites últimos das lajes do tabuleiro (ponte sobre o rio Save).

ESFORÇOS	LAJES DO TABULEIRO					
	[kN*m]	MRd [kN*m]	Verificação	[kN*m]	MRd [kN*m]	Verificação
MSdNA	6.90	8.86	OK!	10.90	17.70	OK!
MSdNR	7.80		OK!	15.41		OK!
	[kN]	VRd [kN]		[kN]	VRd [kN]	
VSdNA	37.50	43.80	OK!			
VSdNR	42.00		OK!			

KO! - significa que não verifica e OK! verifica.

## 4.2.5.2 Verificação da segurança aos estados limites de utilização

### 4.2.5.2.1 Longarinas

Foi utilizado o diagrama de Magnel para a verificação da descompressão do pré-esforço aplicado nas longarinas dos tabuleiros nas duas pontes.

«O diagrama de Magnel é um ferramenta gráfica que fornece a região de valores “ $P_0$ ” e “ $e$ ” possíveis no jogo da colocação dos cabos e sua força de pré-esforço, de uma forma a colocar estes na posição correcta, permitindo o bom funcionamento da estrutura.

A intersecção das 4 rectas em conjunto com o semiplano de soluções associado a cada recta define uma região de soluções validas.» Santos, Álvaro; Martins, João Guerra (2006)

Foi considerada a seguinte secção transversal da longarina.

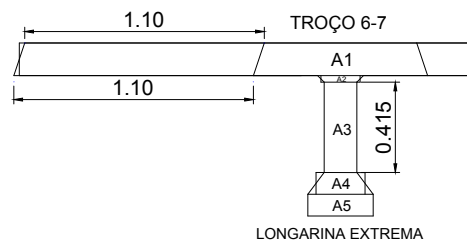


Figura 4.32 - Secções analisadas em ambas as pontes.

A seguir é apresentado diagrama de Magnel da secção.

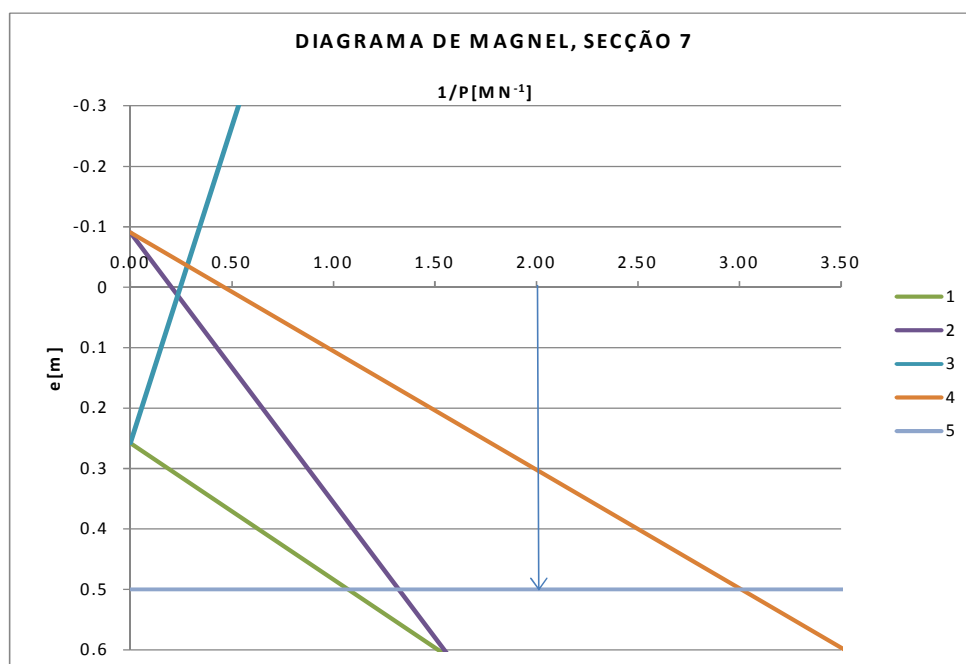


Gráfico 4.1 - Diagrama de Magnel para a secção 7 de uma longarina extrema da ponte sobre o rio Save, normas antigas.

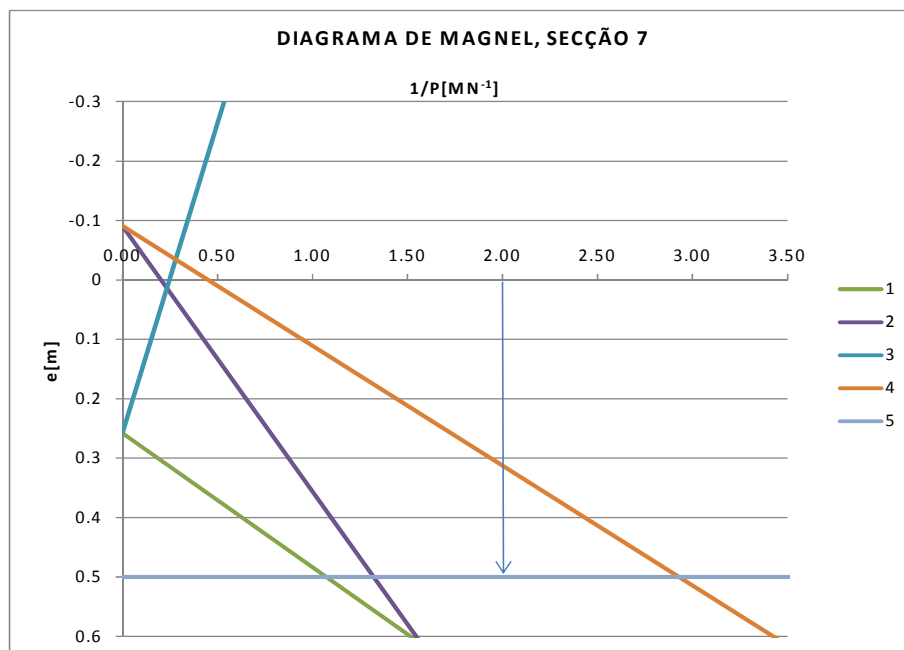


Gráfico 4.2 - Diagrama de Magrel para a secção 7 de uma longarina extrema da ponte sobre o rio Save, normas recentes.

As linhas do gráfico acima são definidas pelas seguintes equações:

Equação 1:  $e \leq k_s + \frac{1}{P_0} (M_{cp} - f_{ct}^\phi \cdot Z_s)$ , representa o limite inicial para a tracção do betão para  $t = t_0$  (instante de aplicação do pré-esforço);

Equação 2:  $e \leq -k_i + \frac{1}{P_0} (M_{cp} - f_{cc}^\phi \cdot Z_i)$ , representa o limite inicial para a compressão do betão para  $t = t_0$  (instante de aplicação do pré-esforço);

Equação 3:  $e \geq k_s + \frac{1}{P_\infty} (M_{cqp} + f_{cc}^\infty \cdot Z_i)$ , representa o limite máximo para a compressão do betão para  $t = t_\infty$  (a longo prazo);

Equação 4:  $e \geq -k_i + \frac{1}{P_\infty} (M_{cqp} - f_{ct}^\infty \cdot Z_i)$ , representa o limite máximo para a tracção do betão para  $t = t_\infty$  (a longo prazo);

Onde:

$y_i, y_s$  - distâncias da fibra inferior e superior ao centro de gravidade;

$$Z_i = \frac{I}{y_i} \quad (17)$$

$$Z_s = \frac{I}{y_s} \quad (18)$$

$Z_i, Z_s$  - módulos de flexão para a fibra inferior e superior;

$I$  - momento de inércia da secção;

$$k_i = \frac{Z_i}{A} \quad (19)$$

$$k_s = \frac{Z_s}{A} \quad (20)$$

$k_i, k_s$  - correspondente quociente entre aos módulos de flexão superior e inferior, pela área de secção transversal.,

$A$  - área da secção transversal;

$e$  - excentricidade do cabo ao centro de gravidade da viga;

$P_0, P_\infty$  - força de pré-esforço inicial e final

$f_{cc}, f_{ct}$  - tensão de rotura de betão tracção e a compressão

$t_0, t_\infty$  - é a idade do betão à data da aplicação do pré-esforço e depois das perdas totais;

$M_{cp}$  - momento flector devido a carga permanente

$M_{cqp}$  - momento quase permanente

A região de soluções possíveis é definida no diagrama de Magnel das figuras acima, pelas rectas definidas pelas equações também acima descritas.



Para o caso em estudo interessa verificar a intersecção das equações 4 e 5. Pelo gráfico verificamos que a intersecção destas nunca atinge o valor máximo de  $\frac{1}{P_\infty}$  que para a longarina

representada no gráfico (intermédia) é de  $\frac{1}{P_\infty} = \frac{1}{0,54} = 1,85MPa$  para a ponte sobre o rio

Save e  $\frac{1}{P_\infty} = \frac{1}{0,52} = 1,92MPa$  para a ponte sobre o rio Zambeze.

## 4.3 Carlingas

### 4.3.1 Geometria

«As carlingas são todas iguais, sendo pré-fabricadas, de betão armado e pré-esforçadas, com resistência igual e o seu banzo superior alargado (70 cm) para formar a mesa de apoio ou estribo do tabuleiro. A sua altura varia de 1,20 m a meio vai até 0,426 m nos extremos. São de secção I de banzo desigual, com reforços de alma na prumada da zona onde as carlingas são suportadas pelos pendurais oblíquos.

O comprimento total de uma carlinga é 10,50 m sendo o vão entre suspensões de 8,40 m o que quer dizer que as carlingas terão nos seus topos consolas com um vão de 1,05 m.» Cardoso, Edgar (1963)

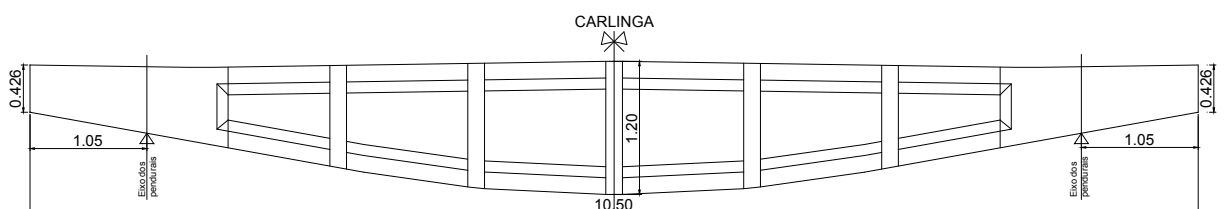


Figura 4.33 - Carlinga (ponte sobre o rio Save).

### 4.3.2 Acções

«A carga permanente é formada pelo peso próprio das carlingas e pela acção do tabuleiro sobre as referidas carlingas.» Cardoso, Edgar (1963)

Como se viu no capítulo 4.2, a carga permanente distribui-se desigualmente pelas 9 longarinas que constituem o tabuleiro.

Assim a reacção de cada uma destas longarinas devido a carga permanente incluindo o aparelho de apoio, correspondera a carga permanente que as longarinas dos tabuleiros descarregam sobre as carlingas.

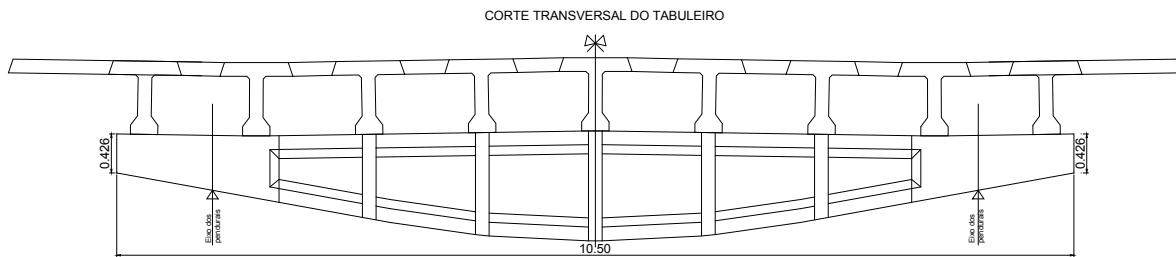


Figura 4.34 - Corte transversal do tabuleiro na zona da carlinga (ponte sobre o rio Save).

Tal como nas longarinas, na avaliação das cargas dividiram-se as carlingas em troços.

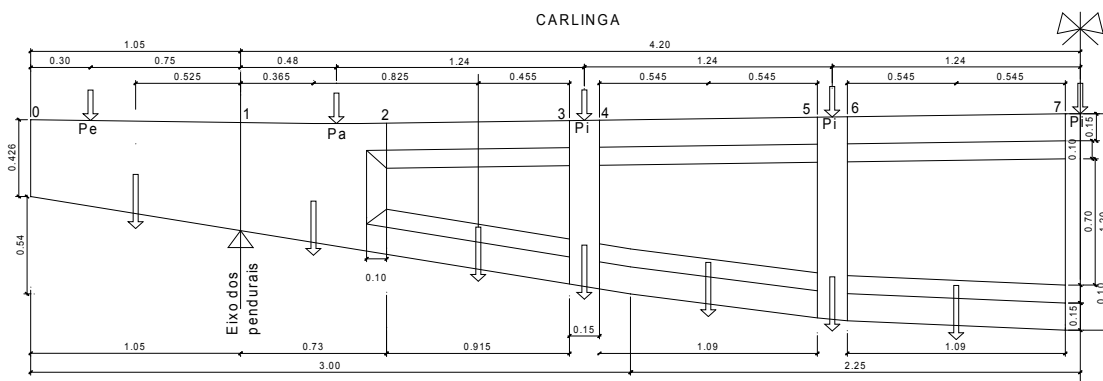


Figura 4.35 - Divisão da carlinga em troços (ponte sobre o rio Save).

Onde:

Pe - é o peso ou reacção que a longarina extrema descarrega na carlinga;

Pa - é o peso ou reacção que a longarina adjacente descarrega na carlinga;

Pi - é o peso ou reacção que a longarina intermédia descarrega na carlinga;

A seguir apresenta-se as secções transversais das respectivas divisões.

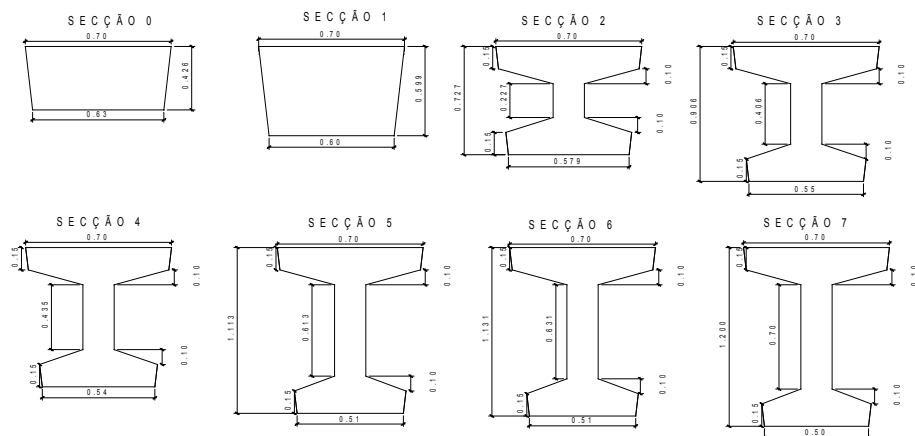


Figura 4.36 - Secção transversal das divisões da carlinga (ponte sobre o rio Save).

Uma das diferenças entre a ponte sobre os rios Save e Zambeze, é a largura dos passeios laterais. Há um pequeno aumento na zona do passeio na ponte sobre o rio Zambeze.

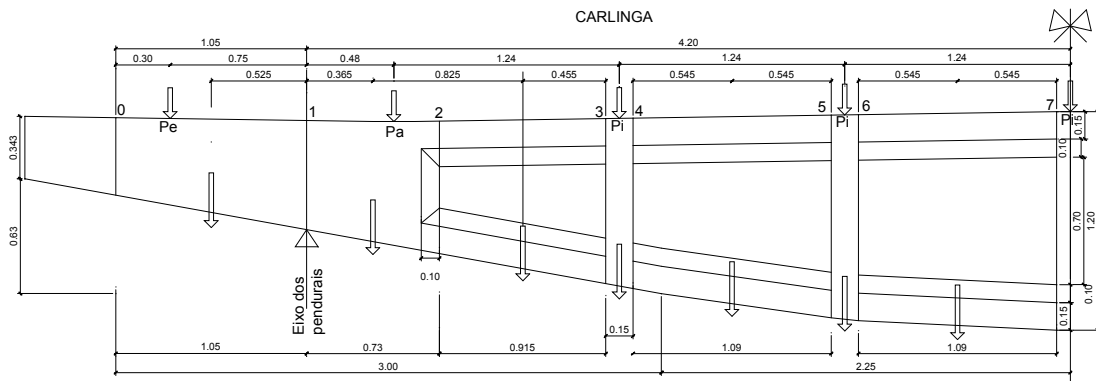


Figura 4.37 - Divisão da carlinga em troços (ponte sobre o rio Zambeze).

As dimensões da secção 0 da ponte sobre o rio Save serão diferentes da secção da ponte sobre o rio Zambeze.

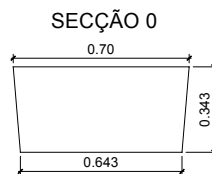


Figura 4.38 - Secção transversal das divisões da carlinga (ponte sobre o rio Zambeze).

»O pré-esforço a dar em cada carlinga em estaleiro será de  $N=190tf$ .

Após se terem verificado as perdas devidas a fluência do betão, a contracção deste e a relaxação das armaduras, perdas computadas em 16% o pré-esforço nas carlingas reduzir-se-á para  $N=160tf$ .

A trajectória média das diferentes armaduras do pré-esforço é na zona central uma parábola que continua até as extremidades das longarinas, por dois troços rectos.

A equação da parábola é  $y = 0,0515 \times x^2$  referente a tangente e a normal no vértice. Os troços rectos terão uma inclinação  $i = 0.2761$ . » Cardoso, Edgar (1963)

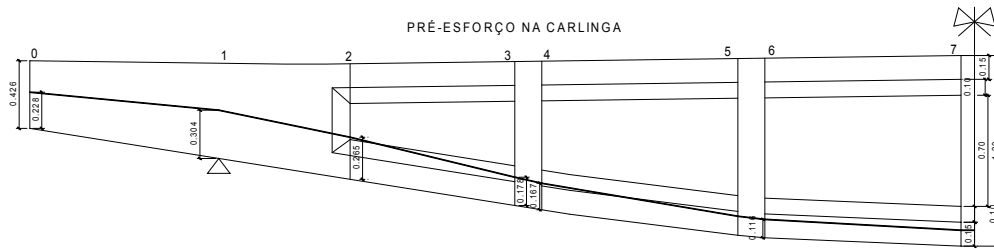


Figura 4.39 - Trajectória média do pré-esforço nas carlingas (ponte sobre o rio Save).

Assim como a carga permanente, a sobrecarga que actua na carlinga vem da reacção descarregada pelo tabuleiro sobre a carlinga.

Foi considerado o caso em que o camião actua no ponto de ligação entre longarinas, por cima da carlinga e a seu meio vão. O caso mais desfavorável.

### 4.3.3 Modelo estrutural

A utilização do programa computacional Lusas, facilitou os cálculos. Foi modelado o tabuleiro, com as longarinas a descarregarem nas carlingas o que permitiu uma fácil obtenção dos resultados.

### 4.3.4 Análise de esforços

Os valores e os diagramas foram extraídos do programa computacional Lusas. A seguir, apresentam-se exemplos de diagramas e tabelas com resumo dos esforços máximos.

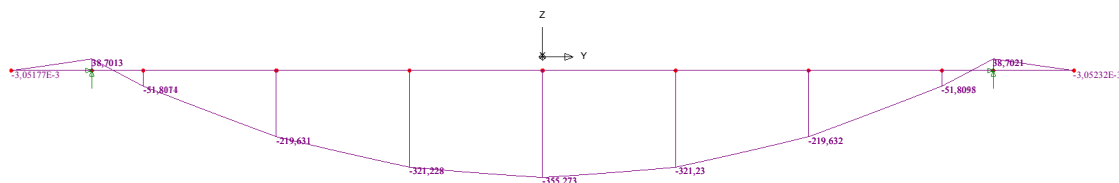


Figura 4.40 - Diagrama de momentos flectores de uma carlinga devido a carga permanente (ponte sobre o rio Save).

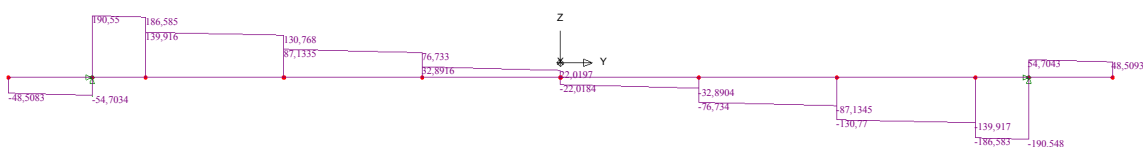


Figura 4.41 - Diagrama de esforço transverso de uma carlinga devido a carga permanente (ponte sobre o rio Save).

Tabela 4.9 - Quadro resumo de esforços máximos majorados numa carlinga (ponte sobre o rio Save).

ESFORÇOS	CARLINGA	ESFORÇOS	CARLINGA
	[KN*m]		[KN*m]
$M_{CP}$	406.40		
$M_{SC,NA}$	374.20	$M_{SdNA}$	1109.94
$M_{SC,NR}$	415.70	$M_{SdNR}$	1172.19
	[KN]		[KN]
$V_{CP}$	221.80		
$V_{SC,NA}$	302.80	$V_{SdNA}$	753.63
$V_{SC,NR}$	336.40	$V_{SdNR}$	804.03

$$M_{Sd} = \gamma_g \times M_{CP} + \gamma_q \times M_{SC}$$

Onde:

$M_{Sd,NA}$  - momento flector actuante, normas antigas

$M_{Sd,NR}$  - momento flector actuante, normas recentes

$V_{Sd,NA}$  - esforços transversos actuante, normas antigas

$V_{Sd,NR}$  - esforços transversos actuante, normas recentes

### 4.3.5 Verificação da estabilidade

Tal como nas longarinas, nas carlingas foi efectuada a verificação de segurança dos elementos em relação aos estados limites últimos e de serviços. Para o estado limites últimos é aplicada a seguinte condição  $S_d \leq R_d$  e para o estado limite de serviço é utilizado o diagrama de magnel.

#### 4.3.5.1 Verificação da segurança aos estados limites últimos

Uma vez no projecto não foi especificado o material utilizado, foi considerado como hipótese dos seguintes materiais:

$$\text{Aço para armadura ordinária } f_{yk} = 235 \text{MPa}; f_{syd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{235}{1,15} = 205 \text{MPa}$$

$$\text{Aço do Pré-esforço } f_{puk} = 1800 \text{MPa}; f_{pd} = 0,75 \times f_{puk} = 0,75 \times 1800 \text{MPa} = 1350 \text{MPa}$$

$$\text{Betão } C20/25; f_{ck}(C20/25) = 20 \text{MPa}; f_{yd}(C20/25) = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{MPa}$$

### 4.3.5.1.1 Verificação da segurança ao estado limite último de resistência a flexão $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ e esforços transversos $V_{Sd} \leq V_{Rd}$

A seguir são apresentadas as figuras das secções transversais com armadura existente na carlinga, e de seguida são calculados os esforços resistentes.

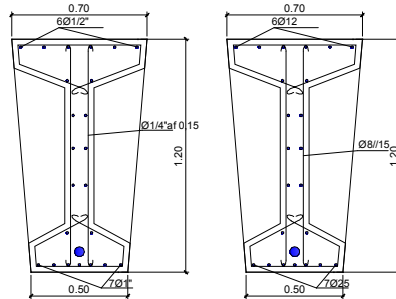


Figura 4.42 - Armadura na secção de meio vão de uma longarina (ponte sobre o rio Save).

$$A_s = 7\phi 25 = 34,34 \text{ cm}^2; c = 0,03 \text{ m}; d = h - c - \phi_{est} - \frac{\phi_l}{2} = 120 - 3 - 1,0 - \frac{2,5}{2} = 114,75 \text{ cm}$$

$$Z_s = 0,95 \times d = 0,95 \times 1,15 = 1,04 \text{ m}$$

Considerando o pré-esforço inicial de 640kN é calculada a área do cabo de pré-esforço.

$$A_p \geq \frac{P_0}{f_{pd}} = \frac{1900 \times 10^4}{1350 \times 10^3} = 14,07 \text{ cm}^2; a = 0,10 \text{ m}; Z_p = h - a = 1,20 - 0,10 = 1,10 \text{ m}$$

$$M_{Rd} = A_p \times f_{pd} \times Z_p + A_s \times f_{syd} \times Z_s \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow 14,07 \times 10^{-4} \times 1350 \times 10^3 \times 1,10 + 34,36 \times 10^{-4} \times 205 \times 10^3 \times 1,04 = 2821,95 \text{ kN} \times \text{m} \geq M_{Sd}$$

$$\frac{A_s}{s} = \phi 8 // 15 = 5,24 \text{ cm}^2, \theta = 45^\circ$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times Z \times f_{ywd} \times \cot g \theta = 5,24 \times 10^{-4} \times 0,72 \times 205 \times 10^3 \times \cot g(45^\circ) = 77,35 \text{ kN} \geq V_{Sd}$$

A seguir é apresentado em resumo, uma tabela de verificação de segurança aos estados limites últimos nas carlingas.

Tabela 4.10 - Quadro resumo da verificação de segurança aos estados limites últimos da carlinga (ponte sobre o rio Save).

ESFORÇOS	CARLINGA		
	[KN*m]	$M_{Rd}$ [KN*m]	Verificação
$M_{SdNA}$	1109.94	2821.95	OK!
$M_{SdNR}$	1172.19		OK!
	[KN]	$V_{Rd}$ [KN]	
$V_{SdNA}$	753.63	77.35	KO!
$V_{SdNR}$	804.03		KO!

Sendo carlingas elementos pré-esforçados, é aplicada a seguinte equação para esforços transversos:

$$\bar{V} = V - P \times \tan(\alpha)$$

Onde:  $V$  é o valor do esforço transversal obtido no programa e  $\bar{V}$  o esforço transversal final.

$P$  é o valor do pré-esforço no cabo e  $\alpha$  o ângulo que este forma com o a tangente, foi considerado  $10^\circ$ .

#### 4.3.5.2 Verificação da segurança aos estados limites de serviço

Pelo diagrama de Magnel, tem-se.

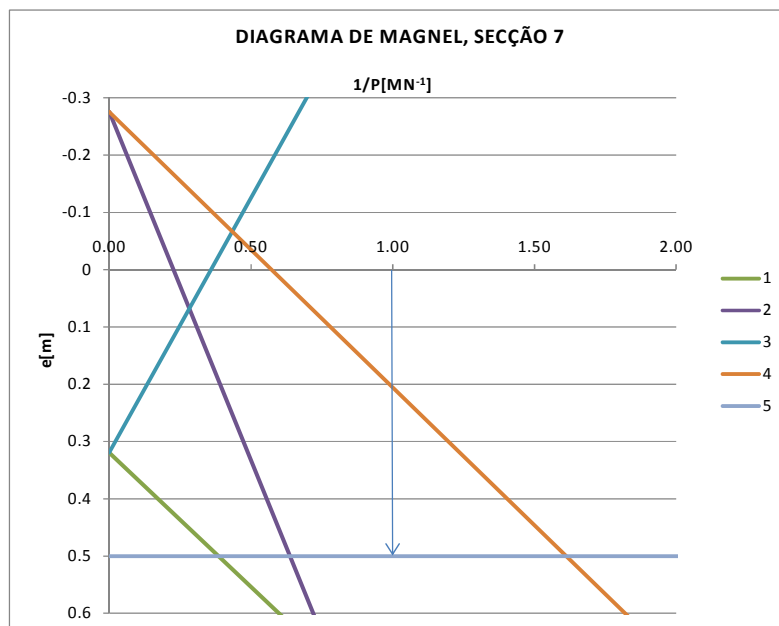


Gráfico 4.3 - Diagrama de Magnel para a secção do meio vão da carlinga, normas antigas (ponte sobre o rio Save).

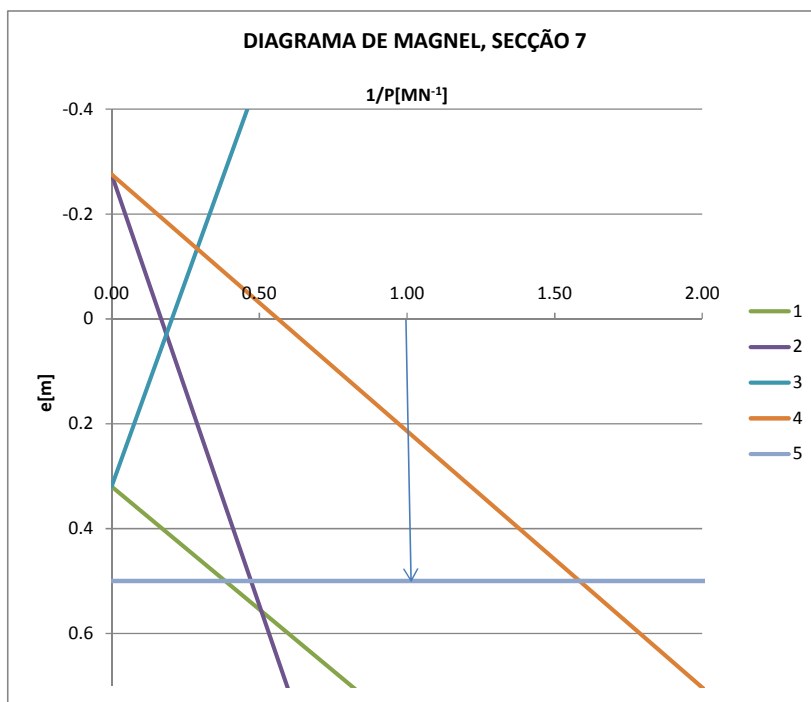


Gráfico 4.4 - Diagrama de Magrel para a secção do meio vão da carlinga, normas recentes (ponte sobre o rio Save).

## 4.4 Cabos da estrutura principal

### 4.4.1 Introdução

«No presente capítulo, é feito o cálculo dos cabos que constituem a estrutura principal, cabos que com as carlingas e os tabuleiros de betão formam a superestrutura existente.

Como se sabe, a superestrutura é formada com duas paredes “de suspensão” resistentes, cada uma um misto de ponte suspensa e de vigas contínuas trianguladas.

Essas paredes de suspensão são constituídas cada uma por um cabo funicular contínuo com as extremidades ligadas aos encontros e apoiadas em quatro torres intermédias equidistantes de 210m, tendo vãos marginais de 105m por um cabo horizontal de rigidez, pré-esforçado, e por um conjunto de pendurais inclinados de modo a formarem com os dois primeiros uma estrutura triangulada.» Cardoso, Edgar (1963)



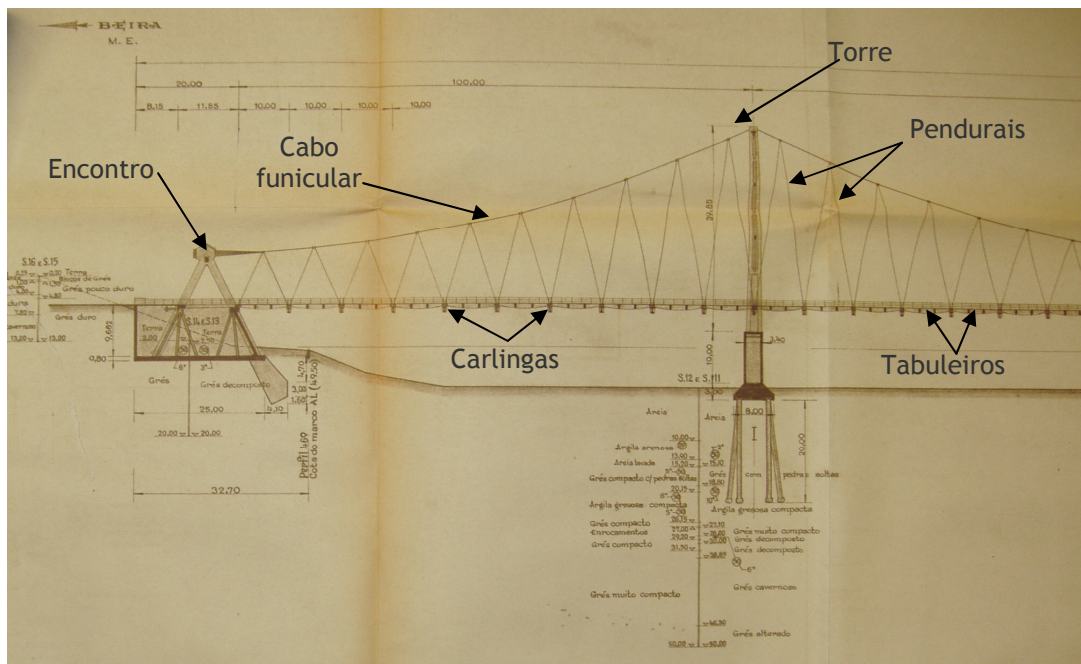


Figura 4.43 - localização dos elementos estruturais da ponte sobre o rio Save, Cardoso, Edgar (1963)

«Como as cargas permanentes actuam nos pendurais antes de estes estarem ligados ao cabo de rigidez, os pendurais ficam traccionados com esforços conhecidos, de componentes vertical constantes para a carga permanente, bem como o cabo funcional. Ligando-os, portanto, aos cabos de rigidez, já previamente traccionados, ficamos com um conjunto perfeitamente estável mesmo para a hipótese de solicitação que gerem nas malhas triangulares dessa rede esforços de compressão, sem que de gerem grandes deformações.

Ligados as duas paredes de suspensão pelas carlingas e estas pelos tabuleiros, com disposição diagonal ficaremos também com conjunto estável para as acções laterais dado que se obtém uma viga horizontal resistente, particularmente para as acções de vento.

Nessa “viga horizontal” os cabos de rigidez formam os “banzos”, as carlingas os “montantes” e os tabuleiros as “diagonais” duma estrutura triangulada, continua, de dois vãos extremos de 105m encastrados nos encontros e com 3 vãos intermédios de 200m entre torres. Para a carga permanente só trabalham, portanto, os cabos funiculares e os cabos pendurais. Para as restantes solicitações todo o conjunto funciona notando-se porem, desde já, serem muito reduzidos os esforços nos pendurais e nos cabos funiculares para as variações de temperatura.

A determinação dos esforços que se gerem nos cabos pela carga permanente não oferecem qualquer dificuldade visto que, para essa fase da construção a estrutura é ou pode sempre tornar-se isostática.

Porem a análise do funcionamento do conjunto para as sobrecargas actualmente é de extrema dificuldade quando se pretende efectuar o estado por via algébrica dando que não se pode assemelhar o sistema com uma simples viga continua triangulada. Isto porque, nos cálculos clássicos das vigas continuas não se tem em conta a deformação dos banzos superiores como cabo funicular, ou por outras palavras por não se ter em conta a deformabilidade da estrutura, que apresente caso se não pode desperdiçar, dado o grande erro que resultaria em prejuízo da economia. Por isto dissemos que o funcionamento estrutural da ponte é um misto de ponte suspensa e viga continua como claramente se constata pelas linhas de influência das tensões, por exemplo, dos cabos de rigidez a meio dos vãos e os apoios.

Para o estudo das tensões ou esforços nos diferentes cabos da ponte devido as sobrecargas - auto-camião ou sobrecarga uniforme e sobrecarga linear - utilizamos o processo experimental baseado nos ensaios em modelo reduzido da estrutura resistente. Efectua-se, para o efeito diversos modelos um dos quais, a escala 1:50 na própria província de Moçambique, no laboratório de ensaio de materiais mecânica do solo, se bem que não exactamente da ponte do Save mas da ponte enóloga, do rio Zambeze, em Tete.

Esses estudos constam do anexo a estes cálculos. A partir dos resultados dos ensaios em módulo executados no nosso laboratório, fizemos o dimensionamento das pontes dos rios Save e Zambeze para essa determinação dos esforços tensões e determinações devidas as sobrecargas.

Os restantes estatutos, da carga permanente a que já nos referimos das variações uniformes e diferençonas da temperatura e do vento horizontal e excepcional forma efectuados por via analítica. Os processos ou métodos segundos para a determinação dos esforços em cada caso consta dos artigos que tratam de cada uma destas solicitações.

Uma vez obtidos os esforços e tensões correspondentes a cada uma das solicitações actualmente faremos a sua combinação de modo a obter-se o conjunto mais desfavorável, tendo no entanto presente as hipóteses reais de solicitação provável.

Combinaremos assim as acções das cargas permanentes como as das sobrecargas, da temperatura e do vento, se bem que como se refere nos próprios ensaios em anexo a sobrecarga considerada seja de todo improvável como se admitiu e com essa excepcionalíssima sobrecarga actuem simultaneamente em vento ciclónico de 140km/h. Mas lógico seria considerar este vento, realmente possível com uma sobrecarga real já de per si das mais severas que eventual e excepcionalmente venham a transitar na ponte, sobrecargas por exemplo correspondentes no camião tipo ou cerca de metade da sobrecarga uniforme e sobrecarga de faca.

Também não será de admitir a hipótese duma variação uniforme de temperatura composta com uma variação diferencial entre o cabo funicular e pendurais relativamente ao cabo de rigidez com este a temperatura mais alta que os primeiros.

Efectivamente os cabos de rigidez estão sempre a sombra, protegidos do sol, embora ao ar. Só haverá pois que considerar uma variação para mais nos cabos funiculares e nos pendurais por estarem expostos directamente aos raios solares.

Para o caso do vento excepcional e realmente de todo impossível existir quaisquer espécie de sobrecarga na ponte havendo portanto que combinar apenas os esforços da carga permanente com as variações da temperatura uniforme e com o vento excepcional (não entrarão as variações diferençonas por essa ocasião o vento uniformizar as extensões).

Na terão ainda importância os esforços de rigidez, dando o tipo de ponte - por existirem cabos de rigidez ao nível dos apoios dos tramos de 10 m, que os suportam em boas condições, como se vera. Faremos adiante, em pormenor a critica das combinações das solicitações prováveis, improváveis mas possíveis e, até as de todo impossíveis.» Cardoso, Edgar (1963)

#### 4.4.2 Geometria

«As dimensões gerais da ponte constam do desenho nº10946 “dimensionamento geral” que junto se apresentam. O desenho III-1 dá-nos as dimensões parciais do cabo funicular e as medidas teóricas dos pendurais.

A ponte de três vãos de 210 m cada e dois vãos marginais de 105 m.

A restante é horizontal sob a acção da carga permanente e a temperatura média da estrutura. O cabo funicular, desprezando a curvatura proveniente do seu próprio peso é formado, para cada vão, por uma poligonal inserida numa parábola de corda 210 m e de flecha 25 m.

Os pendurais são inferiormente ligados as carlingas - estando estas equidistantes de 10m - e inferiormente aos cabos funiculares, em pontes que distam em projecção horizontal, também de 10m.» Cardoso, Edgar (1963)

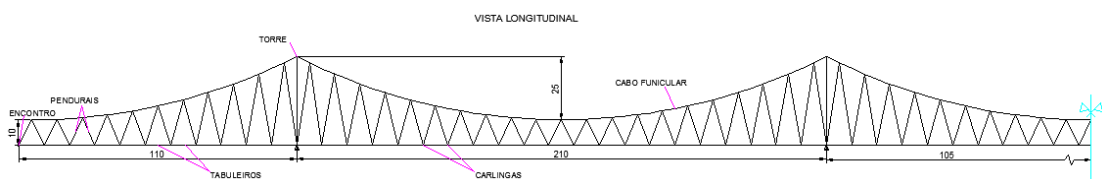


Figura 4.44 - Vista longitudinal da ponte sobre o rio Save.

#### 4.4.2.1 Secções adoptadas

As secções dos diferentes cabos são as seguintes:

##### 4.4.2.1.1 Cabos funiculares

«Cada cabo é formado por 7 cabos elementares cada um de 183 fios de aço duro, galvanizado de diâmetro útil de 5mm (0,196cm<sup>3</sup>), ponte sobre o rio Save.

Para o Zambeze, cada cabo é formado por 7 cabos elementares cada um de 183 fios de aço duro galvanizado de diâmetro útil de 5mm (0,196cm<sup>3</sup>).» Cardoso, Edgar (1963)

A secção é portanto:  $7 \times 183 \times 0,196 = 251,076 \text{cm}^2 \Rightarrow S_f = 251 \text{cm}^2$  ponte sobre o rio Save e  $7 \times 146 \times 0,196 = 200,31 \text{cm}^2 \Rightarrow S_f = 200 \text{cm}^2$  para a ponte sobre o rio Zambeze.

##### 4.4.2.1.2 Cabos de rigidez

«Cada cabo tem 183 fios de aço duro de 5mm de diâmetro, também galvanizados.» Cardoso, Edgar (1963)

A sua secção é:  $183 \times 0,196 = 35,868 \text{cm}^2 \Rightarrow S_r = 35,9 \text{cm}^2$  ponte sobre o rio Save e  $146 \times 0,196 = 28,616 \text{cm}^2 \Rightarrow S_r = 28,62 \text{cm}^2$  para a ponte sobre o rio Zambeze.

##### 4.4.2.1.3 Cabos pendurais

«São igualmente formados por fio de aço duro galvanizado de 5mm de diâmetro, em números de 63.» Cardoso, Edgar (1963)

A sua secção é:  $63 \times 0,196 = 12,35 \text{cm}^2 \Rightarrow S_p = 12,4 \text{cm}^2$  para ambas pontes.

#### 4.4.2.2 Materiais

«Como disse os cabos são de arame e aço duro, com galvanização especial de diâmetro de 5mm (antes da galvanização), com as características mecânicas seguintes:

- Tensão de rotura mínima - 180 kgf/mm<sup>2</sup>
- Alongamento, em 10 diâmetros maior que 7 %
- Módulo de elasticidade - E=19000 a 21000kgf/mm<sup>2</sup>

O módulo de elasticidade refere-se ao dos arames e não ao cabo atribuindo-se para este o valor é igual a 18000 kgf/mm<sup>2</sup>.

Em condições de serviços normais o coeficiente de segurança em relação a rotura é da ordem de 3 prevendo-se que para condições excepcionais puramente teóricas de solicitação baixa para 2,5 como é o caso da acumulação dos efeitos das cargas permanentes sobrecargas de

calculo cobrindo certas zonas da ponte, com a maior intensidade, variações de temperatura uniforme e diferencial e vento de 140 km/h. a diante se fara uma critica mais completa da segurança da superestrutura.» Cardoso, Edgar (1963)

#### **4.4.3 Acções**

«As solicitações a considerar no cálculo dos cabos da estrutura são os seguintes:

Carga permanente - constituída pelo peso próprio dos cabos, enrolamentos, aparelhos de fixação ou ligação, etc., designados por acessórios; o peso dos tabuleiros de 10m e os pesos das carlingas.

Sobrecargas - constituídas pelas sobrecargas uniformes da faixa de rodagem e dos passeios e pela sobrecarga linear da faixa de rodagem ou pelo auto-camião, afectado do coeficiente dinâmico.

Temperaturas - uniforme ou diferencial acima e abaixo da temperatura de montagem.

Vento - designado por “habitual”, de cerca de 140 km/h e por vento “excepcional” de cerca de 200 km/h.

Frenagem - da sobrecarga da faixa de rodagem.

Fluência e relaxação dos aços - particularmente dos cabos funiculares e de rigidez.

Assentamentos - irreversíveis das torres e dos maciços de amarração.

Pré-esforço - apenas dos cabos de rigidez antes de estarem ligados as carlingas.

As pontes do Save e do Zambeze começaram a ser calculadas em fins de 1960 embora só em 1962 tivesse sido entregues os processos completos concursos com as respectivas séries de desenhos de construção.

Também só nesta data puderam ser devidamente organizados todos os cabos que conduziram ao dimensionamento então adoptados.

Serve esta nota para referir que os estudos foram iniciados antes da publicação do decreto lei numero 44041 de 18 de Novembro de 1961 que fixa as solicitações a considerar no dimensionamento das estruturas, edifícios e pontes. Aquele decreto-lei foi tornado extensivo a ultramar, por portaria ministerial numero 19053, de 1 de Março de 1962.

Contudo seguiu-se de um modo geral, o disposto em tal decreto pelo facto do signatário haver tomado parte na sua elaboração, nomeadamente ao que se refere as pontes rodo e ferroviárias.

Adoptaram-se também as condições e solicitações agora regulamentadas, fazendo-se apenas ligeira excepção no que se refere a simultaneidade certas acções consideradas irrealizáveis - por se tratar de obras excepcionais quanto as dimensões dos seus vãos e ainda ao facto das disposições regulamentares serem especificadamente estabelecidas para a metrópole, particularmente quanto a temperaturas e vento.

Ao tratarmos da combinação das solicitações voltaremos a referir-nos concretamente a este assunto, por agora deixando em aberto.» Cardoso, Edgar (1963)

Assim como nos capítulos anteriores, neste capítulo também recorreu-se ao programa computacional Lusas para o cálculo de esforços.

Neste caso, o peso próprio dos elementos é calculados automaticamente pelo programa, introduziram-se apenas as propriedades geométricas destes, conforme solicitado pelo programa.

O peso dos tabuleiros e das carlingas, foi retirado dos cálculos efectuados nos capítulos anteriores, considerou-se o valor da reacção da carlinga no ponto onde passa o eixo dos pendurais. Uma vez que as longarinas descarregam sobre as carlingas, o peso do tabuleiro é transferido para as carlingas através das longarinas.

Os acessórios foram desprezados, por se considerar possuírem peso irrelevante comparando com o da estrutura em causa.

A sobrecarga foi calculada da mesma forma ao peso dos tabuleiros e das carlingas. Esta, aqui só é considerada fundamental na análise do conjunto todo e considera-se apenas a sobrecarga uniformemente distribuída actuando sobre o tabuleiro e linear a meio de cada vão.

«O pré-esforço é uma solicitação que se introduz na estrutura, mas apenas nos cabos de rigidez.

Tem o pré-esforço a finalidade de introduzir os cabos um estado de tensão de tracção por forma a que os cabos possam suportar as compressões produzidas por certas hipóteses de sobrecarga e pelas acções de vento.

Serão pré-esforçados cada um a  $T = 150tf$  o que corresponde a introduzir um estado de tracção dado pela tensão normal de tracção  $R = -\frac{T}{S_r} = -\frac{150000}{3590} = -41,8 \text{ kgf/mm}^2 \gg$

Cardoso, Edgar (1963)

As restantes solicitações: temperaturas, vento, frenagem, fluência e relaxação dos aços e assentamentos, foram desprezadas por considerar-se irrelevante para esta análise.

Em relação a normas recentes, diferem das anteriores apenas no valor da sobrecarga.

#### 4.4.4 Modelo estrutural

A utilização do programa computacional lusas, permitiu modelar a estrutura toda de modo a analisar os esforços em simultâneo e ainda perceber melhor como a esta reage devido a varias solicitações e efeitos sobre os vários elementos do conjunto.

Todos os componentes foram modelados como elementos finitos tipo barra, atribuindo a cada um a sua correspondente secção transversal. Para os funiculares e de rigidez, foram considerados pequenos troços de comprimentos iguais da distância entre os cabos funiculares.

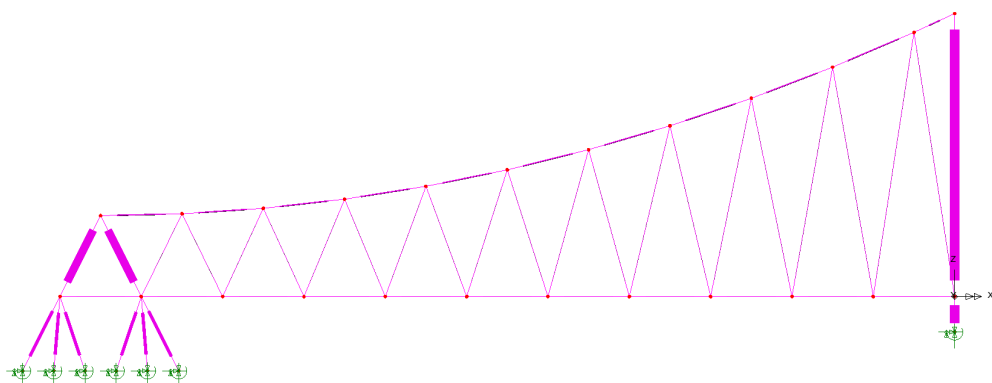


Figura 4.45 - Modelo do vão marginal da ponte sobre o rio Save no Lusas.

Considerou-se apenas uma face da ponte para uma análise simplificada, os esforços apresentados e análise efectuada é correspondente a cada cabo.

Quanto ao carregamento, foram consideradas cargas transversais nodais para simular a reacção do tabuleiro sobre os cabos.

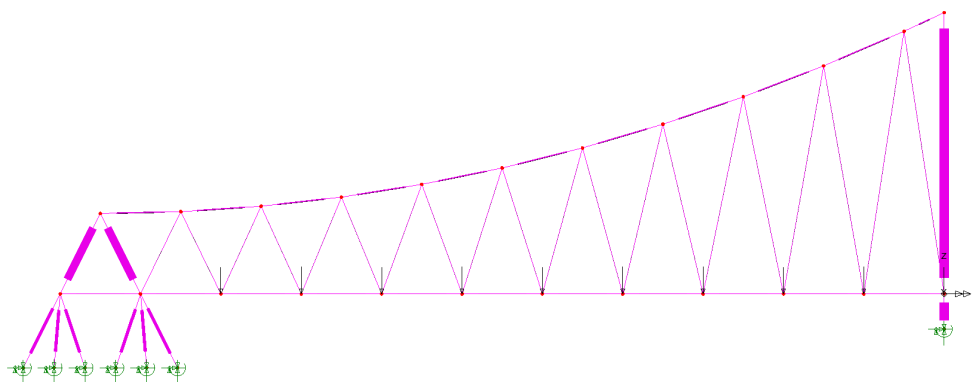


Figura 4.46 - Modelo da reacção do tabuleiro sobre os cabos, vão marginal da ponte sobre o rio Save no Lusas.

#### 4.4.5 Análise de esforços

Uma vez que a estrutura apresenta deformações permanentes e a rigidez geométrica do cabo depende da força axial, é feita uma análise não linear da estrutura de modo a obter-se esforços mais desfavoráveis. Estes esforços foram calculados tendo em conta o estado limite último e de utilização.

No estado limite de utilização, primeiro é calculado o pré-esforço aplicado para esticar o cabo funicular e a flecha inicial, para que quando for submetido ao peso do tabuleiro desça até a posição desejada.

A seguir é aplicado o peso da carga permanente do tabuleiro, calcula-se a flecha final e o esforço existente no cabo funicular devido a esta solicitação.

Como as cargas permanentes actuam nos pendurais antes de estes estarem ligados ao cabo de rigidez, nas análises acima descritas, foram consideradas como se o cabo de rigidez não existisse, aplicando-lhe um material com módulo de elasticidade muito pequeno, de modo a anular a influência da sua rigidez na estrutura.

Depois de aplicado o peso da carga permanente do tabuleiro, os pendurais ficam traccionados assim como os cabos funiculares. Depois, estes são ligados aos cabos de rigidez, já previamente traccionados, ficando com um conjunto.

E por fim adiciona-se ao peso da carga permanente a sobrecarga, e obtém-se o esforço axial nos cabos para uma combinação rara.

Para esta análise, foi considerado o módulo de elasticidade do cabo de rigidez, uma vez que para as restantes solicitações todo o conjunto funciona



No estado limite último, são calculados os esforços considerando todas as cargas aplicadas à estrutura no seu estado majorado.

Na figura 4.47 é apresentada a convenção de sinais utilizada para o cálculo dos esforços.

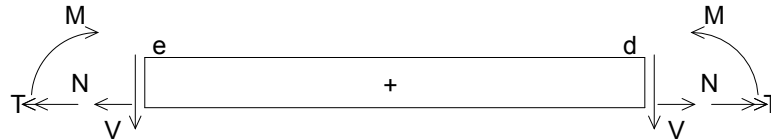


Figura 4.47 - Convenção de sinais para o momento flector, momento torsor, esforços transversos e axiais (sentidos positivos).

#### 4.4.5.1 Cabo funicular

Depois da feita análise, chegou-se à conclusão de que para a ponte sobre o rio Save o pré-esforço inicial foi de 553 kN e uma flecha inicial de 23,5 m, para a ponte sobre o rio Zambeze o pré-esforço inicial foi de 522 kN e flecha inicial de 17,25 m. Quando é aplicado o peso do tabuleiro, a flecha passa para 25 m com uma força de 13,5 MN para a ponte sobre o rio Save e uma flecha passa para 18,8 m com uma força de 12,30 MN para a ponte sobre o rio Zambeze.

Para o cálculo de esforços nos dois estados limites últimos, foram consideradas 3 zonas críticas do vão central: junto as torres, a meio vão e a 1/4 de vão.

A seguir é apresentado em resumo uma tabela com os esforços.

Tabela 4.11 - Quadro resumo de esforços axiais nos cabos funiculares, estado limite ultimo.

ESTADO LIMITE ULTIMO						
PONTE SOBRE O RIO SAVE			PONTE SOBRE O RIO ZAMBEZE			
ESFORÇOS	JUNTO A TORRE	1/4 DE VÃO	1/2 VÃO	JUNTO A TORRE	1/4 DE VÃO	1/2 VÃO
	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]
$N_{SdNA}$	24.00	21.10	20.00	21.62	19.28	15.78
$N_{SdNR}$	26.00	23.20	21.5	22.73	20.23	17.1

Tabela 4.12 - Quadro resumo de esforços axiais nos cabos funiculares, estado limite de utilização.

ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO						
PONTE SOBRE O RIO SAVE			PONTE SOBRE O RIO ZAMBEZE			
ESFORÇOS	JUNTO A TORRE	1/4 DE VÃO	1/2 VÃO	JUNTO A TORRE	1/4 DE VÃO	1/2 VÃO
	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]
$N_{SdNA}$	17.72	16.27	15.45	15.86	14.50	12.78
$N_{SdNR}$	19.10	17.47	16.52	17.02	15.37	13.24

Onde:

$N_{SdNA}$  e  $N_{SdNR}$  - esforço axial actuante, normas antigas e recentes.

#### 4.4.5.2 Cabo de rigidez

Tal como no cabo funicular, aqui também foram consideradas 3 zonas críticas do vão central: junto as torres, a meio vão e a  $\frac{1}{4}$  de vão. Quanto aos esforços, são apenas devido a sobrecarga linear e uniforme, o caso mais desfavorável. A seguir é apresentado em resumo uma tabela com os esforços.

Tabela 4.13 - Quadro resumo de esforços axiais no cabo de rigidez.

	ESTADO LIMITE ULTIMO		ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO	
	ESFORÇOS		ESFORÇOS	
	$N_{SdNA}$	$N_{SdNR}$	$N_{SdNA}$	$N_{SdNR}$
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
PONTE SOBRE O RIO SAVE	1481.00	1759.00	558.00	654.00
PONTE SOBRE O RIO ZAMBEZE	-2042.00	-192.20	-55.41	-203.20

Onde:

$N_{SC,NA}$  e  $N_{SC,NR}$  - esforço axial devido a sobrecarga, normas antigas e recentes.

#### 4.4.5.3 Pendurais

Tabela 4.14 - Quadro resumo de esforços axiais nos pendurais, ponte sobre o rio Save.

ESFORÇOS	ESTADO LIMITE ULTIMO									
	PONTE SOBRE O RIO SAVE									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
$N_{SdNA}$	616.00	704.00	773.00	820.00	848.00	861.00	862.00	855.00	842.00	829.00
$N_{SdNR}$	675.00	781.00	805.00	923.00	958.00	974.00	976.00	968.00	952.00	936.00

Tabela 4.15 - Quadro resumo de esforços axiais nos pendurais, ponte sobre o rio Zambeze.

ESFORÇOS	ESTADO LIMITE ULTIMO								
	PONTE SOBRE O RIO ZAMBEZE								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
$N_{SdNA}$	964.00	1129.00	1124.00	1237.00	1357.00	1060.00	1043.00	1037.00	1038.00
$N_{SdNR}$	926.00	1074.00	1174.00	1194.00	1255.00	1160.00	1134.00	1121.00	1119.00

Tabela 4.16 - Quadro resumo de esforços axiais nos pendurais, ponte sobre o rio Save.

ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO										
PONTE SOBRE O RIO SAVE										
ESFORÇOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
$N_{SdNA}$	429.00	458.00	480.00	493.00	500.00	502.00	500.00	496.00	492.00	490.00
$N_{SdNR}$	468.00	509.00	537.00	555.00	565.00	568.00	567.00	562.00	556.00	552.00

Tabela 4.17 - Quadro resumo de esforços axiais nos pendurais, ponte sobre o rio Zambeze

ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO									
PONTE SOBRE O RIO ZAMBEZE									
ESFORÇOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
$N_{SdNA}$	586.00	642.00	674.00	684.00	679.00	666.00	647.00	626.00	609.00
$N_{SdNR}$	678.00	650.00	792.00	807.00	802.00	785.00	762.00	737.00	712.00

Onde:

$N_{SdNA}$  e  $N_{SdNR}$  - esforço axial actuante, normas antigas e recentes.

#### 4.4.6 Verificação da estabilidade

Neste ponto, é feita a verificação de segurança ao estado limite ultimo a tracção dos cabos, verificando se estes a resistem a rotura devido a solicitações impostas na estrutura.

É feita a comparação entre os esforços actuantes  $N_{Sd}$  e resistente  $N_{Rd}$ .

A tensão de rotura mínima é  $f_u = 180 \text{ kg/mm}^2 = 1800 \text{ MPa}$ ;  $f_{pd} = 1400 \text{ MPa}$

##### 4.4.6.1 Cabo funicular

A área de secção do cabo é  $S_f = 251 \text{ cm}^2$  para a ponte sobre o rio Save e  $S_f = 200 \text{ cm}^2$  para a ponte sobre o rio Zambeze.

$$N_{Rd} = S_f \times f_{pd} = 251 \times 10^{-4} \times 1400 = 35,14 \text{ MN}$$

$$N_{Rd} = S_f \times f_{pd} = 200 \times 10^{-4} \times 1400 = 28,00 \text{ MN}$$

Comparando estes valores com os esforços calculados no capítulo anterior, temos:

Tabela 4.18 - Quadro resumo de esforços axiais nos pendurais, ponte sobre o rio Save.

ESTADO LIMITE ULTIMO					
PONTE SOBRE O RIO SAVE					ESFORÇOS
ESFORÇOS	JUNTO A TORRE	1/4 DE VÃO	1/2 VÃO	$N_{Rd}$	Verificação
	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]	
$N_{SdNA}$	24.00	21.10	20.00	35.14	OK!
$N_{SdNR}$	26.00	23.20	21.50		OK!
PONTE SOBRE O RIO ZAMBEZE					
ESFORÇOS	JUNTO A TORRE	1/4 DE VÃO	1/2 VÃO	$N_{Rd}$	Verificação
	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]	
$N_{SdNA}$	21.62	19.28	15.78	28	OK!
$N_{SdNR}$	22.73	20.23	17.10		OK!

Tabela 4.19 - Quadro resumo de esforços axiais nos pendurais, ponte sobre o rio Zambeze.

ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO					
PONTE SOBRE O RIO SAVE					ESFORÇOS
ESFORÇOS	JUNTO A TORRE	1/4 DE VÃO	1/2 VÃO	$N_{Rd}$	Verificação
	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]	
$N_{SdNA}$	17.72	16.27	15.45	35.14	OK!
$N_{SdNR}$	19.10	17.47	16.52		OK!
PONTE SOBRE O RIO ZAMBEZE					
ESFORÇOS	JUNTO A TORRE	1/4 DE VÃO	1/2 VÃO	$N_{Rd}$	Verificação
	[MN]	[MN]	[MN]	[MN]	
$N_{SdNA}$	15.86	14.50	12.78	28	OK!
$N_{SdNR}$	17.02	15.37	13.24		OK!

#### 4.4.6.2 Cabo de rigidez

A área de secção do cabo é  $S_r = 35,9\text{cm}^2$  para a ponte sobre o rio Save e  $S_r = 28,62\text{cm}^2$  para a ponte sobre o rio Zambeze.

$$N_{Rd} = S_r \times f_{pd} = 35,9 \times 10^{-4} \times 1400 = 5,02\text{MN}$$

$$N_{Rd} = S_r \times f_{pd} = 28,62 \times 10^{-4} \times 1400 = 4,00\text{MN}$$

	ESTADO LIMITE ULTIMO		ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO	
	ESFORÇOS		ESFORÇOS	
	$N_{SdNA}$	$N_{SdNR}$	$N_{SdNA}$	$N_{SdNR}$
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]
PONTE SOBRE O RIO SAVE	1481.00	1759.00	558.00	654.00
PONTE SOBRE O RIO ZAMBEZE	-2042.00	-192.20	-55.41	-203.20

#### 4.4.6.3 Pendurais

A área de secção do cabo é  $S_p = 12,4\text{cm}^2$  para ambas pontes.

$$N_{Rd} = S_p \times f_{pd} = 12,4 \times 10^{-4} \times 1400 = 1,74\text{MN}$$

Tabela 4.20 - Quadro resumo de esforços axiais nos pendurais, ponte sobre o rio Save.

ESTADO LIMITE ULTIMO												
PONTE SOBRE O RIO SAVE												
ESFORÇOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	N <sub>Rd</sub>	Verificação
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	
N <sub>SdNA</sub>	616.00	704.00	773.00	820.00	848.00	861.00	862.00	855.00	842.00	829.00		OK!
N <sub>SdNR</sub>	675.00	781.00	805.00	923.00	958.00	974.00	976.00	968.00	952.00	936.00	1736.00	OK!
PONTE SOBRE O RIO ZAMBEZE												
ESFORÇOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	N <sub>Rd</sub>	Verificação	
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]		
N <sub>SdNA</sub>	964.00	1129.00	1124.00	1237.00	1357.00	1060.00	1043.00	1037.00	1038.00		OK!	
N <sub>SdNR</sub>	926.00	1074.00	1174.00	1194.00	1255.00	1160.00	1134.00	1121.00	1119.00	1736.00	OK!	

Tabela 4.21 - Quadro resumo de esforços axiais nos pendurais, ponte sobre o rio Zambeze.

ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO												
PONTE SOBRE O RIO SAVE												
ESFORÇOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	N <sub>Rd</sub>	Verificação
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	
N <sub>SdNA</sub>	429.00	458.00	480.00	493.00	500.00	502.00	500.00	496.00	492.00	490.00		OK!
N <sub>SdNR</sub>	468.00	509.00	537.00	555.00	565.00	568.00	567.00	562.00	556.00	552.00	1736.00	OK!
PONTE SOBRE O RIO ZAMBEZE												
ESFORÇOS	1	2	3	4	5	6	7	8	9	N <sub>Rd</sub>	Verificação	
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]		
N <sub>SdNA</sub>	586.00	642.00	674.00	684.00	679.00	666.00	647.00	626.00	609.00		OK!	
N <sub>SdNR</sub>	678.00	750.00	792.00	807.00	802.00	785.00	762.00	737.00	712.00	1736.00	OK!	



# Capítulo 5

## Análise de resultados

De um modo geral, chegou-se a conclusão que as pontes verificam a estabilidade as acções a que estão sujeitas, apesar de alguns elementos não verificarem a segurança aos estados limites últimos e de utilização ou de serviço.

Analisando os resultados da tabela 4.5, conclui-se que só a longarinas intermédia verificam a segurança ao estado limite último de resistência a flexão e nenhuma delas verifica a segurança ao estado limite último de resistência ao esforço transversal.

Para estudar bem este caso, foram feitas várias análises para verificar a influência dos elementos constituintes no tabuleiro.

Depois de várias análises, chegou-se a conclusão que quando o camião passa pela ponte mais encostado a zona do passeio (Figura 4.16), as longarinas extremas são e as mais solicitadas.

Assim, foi feita mais uma análise, diminuindo o momento de inércia das longarinas extremas para metade do seu valor inicial, foram obtidos os resultados apresentados na tabela a seguir.

Tabela 4.22 - Quadro resumo da verificação de segurança aos estados limites últimos das longarinas, para momentos de inércia das longarinas adjacentes igual a metade do seu valor inicial (ponte sobre o rio Save).

ESFORÇOS	LONGARINA EXTREMA			LONGARINA ADJACENTE			LONGARINA INTERMEDIA		
	[KN*m]	M <sub>Rd</sub> [KN*m]	Verificação	[KN*m]	M <sub>Rd</sub> [KN*m]	Verificação	[KN*m]	M <sub>Rd</sub> [KN*m]	Verificação
M <sub>SdNA</sub>	464.55	524.50	OK!	611.52	524.50	KO!	466.26	524.50	OK!
M <sub>SdNR</sub>	493.95		OK!	659.82		KO!	499.86		OK!
	[KN]	V <sub>Rd</sub> [KN]		[KN]	V <sub>Rd</sub> [KN]		[KN]	V <sub>Rd</sub> [KN]	
V <sub>SdNA</sub>	172.65	100.00	KO!	196.44	100.00	KO!	148.79	100.00	KO!
V <sub>SdNR</sub>	182.93		KO!	210.29		KO!	158.53		KO!

Dos resultados acima apresentados, foi concluído que para este caso de carga, considerando o valor inicial do momento de inércia, a longarina adjacente fatura e neste momento, a maior parte das cargas no tabuleiro é suportada pelas outras longarinas. Assim é garantido o funcionamento da ponte apesar de apresentar algumas fissuras.

No entanto, para os restantes casos de carga, as longarinas funcionam normalmente.

Para o caso do estado limite utilização, de acordo com os gráficos 4.1 e 4.2, a linha da equação quatro que representa o limite máximo para a tracção do betão  $t = t_{\infty}$  (a longo

prazo), é inferior ao valor do pré-esforço que se encontra no cabo. Assim, concluiu-se que as longarinas verificam a segurança ao estado limite de utilização, para as normas antigas e recentes.

As travessas, segundo a tabela 4.7, só verifica a segurança ao estado limite último de resistência a flexão para as normas antigas.

As lajes do tabuleiro, verificam a segurança ao estado limite último para todas as acções na ponte (Tabela 4.8).

Nas carlingas, pela tabela 4.10, chegou-se a conclusão que só não verifica a segurança em relação ao estado limite último de esforço transversal. Quanto ao estado limite de utilização, segundo os gráficos 4.3 e 4.4, a linha da equação quatro que representa o limite máximo para a tracção do betão  $t = t_{\infty}$  (a longo prazo), é inferior ao valor do pré-esforço que se encontra no cabo. Concluiu-se que as carlingas verificam a segurança ao estado limite de utilização, para as normas antigas e recentes.

Seguindo a análise para o conjunto, de acordo com as tabelas 4.18 a 4.21 chegou-se a conclusão que verificam a segurança as acções impostas para o estado limite último e de utilização.

Conforme referido anteriormente, não foi possível fazer uma análise mais profunda para as restantes partes da ponte devido a falta de tempo.



## Referência bibliográficas

Bernardo, L. «Apontamentos da disciplina de estruturas laminares: aulas teóricas. Covilhã: Universidade da Beira Interior» Covilhã, 2009.

Branco, C. A. G. M. «Mecânica dos materiais (4ª ed.). Fundação Calouste Gulbenkian» Coimbra, 2006.

Cardoso, Edgar «Estudos experimentais em modelo reduzido: Pontes sobre os rios Save e Zambeze, anexo» Lisboa, 1963.

Cardoso, Edgar «Processo para concurso: Ponte sobre o rio Save na E.N.1 (estrada que liga Lourenço Marques à Beira na Província de Moçambique)» Lisboa, 1962.

Cardoso, Edgar «Ponte sobre o rio Save na EN1 (vol. 2): cálculos justificativos» Lisboa, 1963.

Cardoso, Edgar «Ponte sobre o rio Zambeze (vol. 1) - memória, caderno de encargos, medições, série de preços, orçamento e desenhos de construção» Lisboa, 1962.

Cardoso, Edgar. «Ponte sobre o rio Zambeze (vol. 2) - cálculos justificativos» Lisboa, 1963.

Cardoso, Edgar. «Projecto das obras de arte da Baixa de Chicumbane e da ponte sobre o rio Limpopo: EN1 troço entre Kms. 199 a 208 junto a Vila de João Belo (vol. 1 - memória descritiva e justificativa, programa de concurso, caderno de encargos, medições e orçamento, documentação) e outros colaboradores » Lisboa, 1960.

Cardoso, Edgar. «Projecto das obras de arte da Baixa de Chicumbane e da ponte sobre o rio Limpopo: EN1 troço entre Kms. 199 a 208 junto a Vila de João Belo: (vol. 3 - Viadutos-tipo da Baixa de Chicumbane: cálculos de estabilidade e desenhos de construção) e outros colaboradores» Lisboa, 1960.

Cardoso, Edgar. «Projecto das obras de arte da Baixa de Chicumbane e da ponte sobre o rio Limpopo EN1 troço entre Kms. 199 a 208 junto a Vila de João Belo (vol. 5 - desenhos de construção) e outros colaboradores» Lisboa, 1960.

Cardoso, Edgar. «Ponte sobre o rio Limpopo: estudos de anteprojecto» Lisboa, 1963.

G.S.Pissarenko; A.P.Lakovlev; V.V.Matveiev. «Prontuário de resistência de materiais». Moscovo, 1985.

Naaman, Antoine. «Prestressed Concrete Analysis and Design Fundamentals, second edition, Techno Press 3000». Michigan, 2004.

Santos, Álvaro; Martins, João Guerra. «Betão Armado e Pré-esforçado: Fundamento de betão pré-esforçado, 1ª edição» Porto (2006).

[http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S\\_Estruturas/docentes/ildi/EST04/Aulas/Cap9.pdf](http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/docentes/ildi/EST04/Aulas/Cap9.pdf)