



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL



ESTÁGIO PROFISSIONAL:

ANÁLISE DA EXECUÇÃO DA INFRA-ESTRUTURA

E

ESTUDO DE TABULEIROS MISTOS

CASO DE ESTUDO: Ponte sobre o Rio Tembe

GERSON ATÍLIO RIBEIRO

SUPERVISORES:

Eng. Sulumine, Raul (DECI)

Prof.^aEng.^a Alexandra Neves (DECI)

Eng. Melven Xavier (CFM)

Maputo, 30 de Março de 2023



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

ESTÁGIO PROFISSIONAL:

ANÁLISE DA EXECUÇÃO DA INFRA-ESTRUTURA

E

ESTUDO DE TABULEIROS MISTOS

CASO DE ESTUDO: Ponte sobre o Rio Tembe



GERSON ATILIO RIBEIRO

Maputo, 30 de Março de 2023

Prefácio

Na necessidade da realização do trabalho para o final do curso, o estudante realizou um estágio profissional, motivado em adquirir a experiência com os trabalhos realizados no terreno, conciliando a teoria com a prática. O presente trabalho, apresenta os trabalhos realizados no campo e um capítulo baseado na análise e investigação, feita pelo estudante. O estágio foi realizado na empresa CFM, especificamente na reabilitação da Ponte sobre o Rio Tembe.



Relatório de estágio apresentado ao
Departamento de Engenharia Civil, da
Faculdade de Engenharia da Universidade
Eduardo Mondlane, para obtenção do
grau de licenciatura em Engenharia Civil

Autor

(Gerson Atílio Ribeiro)

Supervisores

(Prof.^aEng.^a Alexandra Neves- DECI)

(Eng. Melvin Xavier - CFM)

Termo de entrega

Declaro que o estudante Gerson Ribeiro, fez a entrega das 2 cópias do relatório do seu estágio profissional com a Referencia:

Chefe da Secretaria:

Resumo

No âmbito de reabilitação e manutenção da via, a empresa Portos e Caminhos de Ferro de Moçambique, viu-se obrigado a reabilitar algumas das suas obras de arte que se encontram em determinados traçados da via, uma delas é a ponte sobre o Rio Tembe. Esta ponte, faz parte de uma das obras de arte do Ramal de Salamanga, ou seja, uma ramificação da linha de Goba, ligando Boane e Salamanga. Devido ao avançado estado de degradação que a estrutura da ponte antiga se encontra, houve a necessidade de construir uma nova ponte. Esta ponte será construída paralelamente à ponte antiga, e de seguida realizado o realinhamento da via.

Com o avanço da tecnologia e com as dificuldades que o campo de trabalho apresenta, as empresas de construção civil, tem vindo a apresentar diversas soluções. Soluções essas, que apresentam um meio de execução diferenciado. Será explicado, os métodos de execução de uma infra-estrutura apresentando alguns comentários sobre as soluções adoptadas.

DECLARAÇÃO DE HONRA

Eu, Ribeiro, Gerson Atílio declaro por minha honra, que este trabalho é resultado da minha investigação, com recurso a bibliografia em referência devidamente citada ao longo do mesmo e que é submetido para a obtenção do grau de Licenciatura, em Engenharia Civil, pela Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane.

Autor

(Gerson Atílio Ribeiro)

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço à Deus por tudo o que tem feito por mim. Agradeço à minha mãe e minha irmã, pela força e educação que me têm dado.

Agradeço à todos os professores da Faculdade de Engenharia, da UEM, pelos ensinamentos a que me transmitiram. Agradeço também, a equipe de fiscalização da Ponte sobre o Rio Tembe e aos CFM que me ajudaram na realização do estágio e na concretização deste trabalho.

Agradeço a todos os meus colegas e amigos que, directa ou indirectamente, me têm ajudado, em todos os momentos da minha vida estudantil e social.

Agradeço aos meus supervisores pela paciência, sabedoria, atenção dispensada e pela dedicação a este trabalho.

O meu muito obrigado a todos que contribuíram, directamente ou indirectamente, para que este trabalho fosse realizado.

Dedicatória.

À minha mãe e à minha irmã, que sempre estiveram ao meu lado durante esse período de estudo, dedico também à memória do meu pai, que está comigo lá de cima.

ÍNDICE

1. Introdução..... 1

 1.1. Objectivos 2

 1.1.1. Geral..... 2

 1.1.2. Específicos..... 2

 1.2. Metodologia..... 2

 1.3. Condicionantes e Limitações 3

 1.3.1. Condicionantes..... 3

 1.3.2. Limitações 3

 1.4. Organização do trabalho..... 3

 1.5. Localização 3

 1.6. Apresentação do projecto 4

 1.7. Formulação do Problema..... 4

 1.8. Generalidades 5

2. Análise do método de execução da Infra-estrutura 11

 2.1. Fundações 11

 Estacas..... 12

 2.1.1. Primeira etapa (limpeza)..... 13

 2.1.2. Segunda etapa (ensecadeira)..... 14

 2.1.3. Terceira Etapa (escavação) 15

 2.1.4. Quarta Etapa (Colocação da armadura)..... 17

 2.1.5. Quinta Etapa (reciclagem)..... 18

 2.1.6. Sexta Etapa (betonagem)..... 19

 2.1.7. Sétima etapa (Saneamento) 20

 2.1.8. Oitava etapa (maciço de encabeçamento) 21

 2.2. PILARES E ENCONTROS 22

 2.2.1. Pilares..... 22

 2.2.2. Encontros 24

 2.3. Ensaios 24

 2.3.1. Ensaio do betão..... 25

 2.3.2. Ensaio da lama Bentonítica..... 27

2.3.3.	Ensaio de integridade das estacas	28
2.3.4.	Controle dos materiais.....	30
3.	Redimensionamento do tabuleiro	31
3.1.	Pré-dimensionamento	33
3.2.	Análise transversal do Tabuleiro.....	33
3.2.1.	Quantificação das acções transversais	34
3.2.1.1.	Acções permanentes.....	34
3.2.1.2.	Acções variáveis	35
3.2.2.	Determinação do Coeficiente dinâmico	39
3.2.3.	Cargas permanentes	41
3.2.4.	Sobrecargas devido a acção do comboio tipo	42
3.2.5.	Acção da sobrecarga do passeio e das guardas.....	43
3.2.5.1.	Combinação das acções	44
3.3.	Análise longitudinal do tabuleiro	46
3.3.1.	Acções permanentes.....	46
3.3.2.	Cargas variáveis.....	47
3.3.2.1.	Comboio tipo.....	48
3.3.2.2.	Sobrecarga nos passeios	49
3.3.3.	Combinação de acções na longitudinal.....	50
3.4.	Verificação de segurança para as vigas mistas	51
3.4.1.1.	Determinação da largura efectiva.....	51
3.4.2.	Verificação da resistência a flexão da viga mista.....	53
3.4.2.1.	Determinação da Classe da secção transversal	53
3.4.2.2.	Momentos a meio vão	55
3.4.2.3.	Momento nos apoios	56
3.4.3.	Resistência ao esforço transversal.....	59
3.5.	Determinação da conexão entre a viga e a laje de betão.....	61
3.5.1.	Determinação da resistência dos conectores	61
3.6.	Estabilidade Global	62
3.7.	Acção do Vento	63
4.	Conclusão e Recomendações	64
4.1.	Conclusão.....	64

4.2. Recomendações.....	65
5. Referências bibliográficas.....	66

Índice de Figuras

Figura 1: Vista aérea do local de implantação da ponte. (Fonte: F. Romão) 4

Figura 2: Elementos de uma ponte 6

Figura 3: Perfil transversal de uma ponte ferroviária 7

Figura 4: Travessa de Betão Bibloco. 9

Figura 5: Travessa de material compósito 9

Figura 6: Vista aérea da ensecadeira (Fonte: F. Romão) 15

Figura 7: Colocação da armadura da estaca (Fonte: Autor) 17

Figura 8: Betonagem das estacas (Fonte: Autor)..... 20

Figura 9: Saneamento das estacas (Fonte: Autor)..... 21

Figura 10: Cofragem de um pilar prestes a ser betonado. (Fonte: Autor) 23

Figura 11: Ensaio de Crosse hole. (Fonte: Autor) 29

Figura 12: Secção transversal do tabuleiro (Fonte: ECM, Projecto executivo) 31

Figura 13: Perfil transversal após as alterações (Fonte: Autor) 32

Figura 14: Representação do comboio tipo (Fonte: RSA)..... 36

Figura 15: Representação das cargas na transversal (Fonte: Autor) 41

Figura 16: Diagrama de esforços transversos do peso próprio 41

Figura 17: Diagrama de momentos do peso próprio na transversal..... 42

Figura 18: Representação das cargas do comboio tipo na transversal..... 42

Figura 19: Representação dos esforços transversos do veículo tipo 42

Figura 20: representação do momento flector devido ao comboio tipo 43

Figura 21: Representação da sobrecarga nos passeios e das guardas..... 43

Figura 22: Diagrama de esforços transversos devido à sobrecarga do passeio e das guardas 44

Figura 23: Diagrama de momentos devido à sobrecarga do passeio e das guardas.... 44

Figura 24: Representação da carga permanente na longitudinal..... 47

Figura 25: Diagrama de esforços transversos..... 47

Figura 26: Diagrama de momentos na longitudinal..... 47

Figura 27: Disposição das cargas do comboio tipo 48

Figura 28: Pormenor das cargas pontuais 48

Figura 29: Envoltório de esforços transversos devido ao comboio tipo na longitudinal 49

Figura 30: Envoltória de momentos flectores devido ao comboio tipo na longitudinal .. 49

Figura 31: representação da sobrecarga de passeio na longitudinal 50

Figura 32: Representação dos esforços transversos devido a sobrecarga de passeio na longitudinal 50

Figura 33: Diagrama de momentos na longitudinal devido a sobrecarga de passeio na longitudinal 50

Figura 34: Representação da Largura efectiva. (Fonte EC4)..... 52

Figura 35: Secção transversal da viga mista..... 53

Figura 36: Representação das forças sobre as vigas 58

Índice de tabelas

Tabela 1: Intervalos admissíveis de controlo da trabalhabilidade com base na classe (fonte: EN.1536).....	26
Tabela 2: Parâmetros e intervalos admissíveis para controle da Lama Bentonítica. (Fonte: EN1536).....	28
Tabela 3: peso específico de alguns materiais do projecto executivo.....	34
Tabela 4: Peso específico de alguns materiais na transversal. (Fonte: ECM. Projecto Executivo)	35
Tabela 5: Esforços máximos	45
Tabela 6: Combinação das acções.....	45
Tabela 7: Armadura transversal de flexão	45
Tabela 8: Armadura de esforço transverso.....	46
Tabela 9: Combinação de acções dos esforços transversos.....	51
Tabela 10: Combinação de acções dos momentos máximo no apoio e a meio vão	51
Tabela 11: Largura efectiva dos apoios e dos vãos	52
Tabela 12: características da viga mista	53
Tabela 13: Tabela para determinar o λw (Fonte: EC5-1)	61

Lista de abreviaturas

- CFM: Portos e Caminhos de Ferro de Moçambique, E.p.
- DEPE: Departamento de Estudos de Projectos e Engenharia;
- UEM: Universidade Eduardo Mondlane;
- NP: Norma Portuguesa;
- EC: Euro código;
- EN: Norma Europeia;
- DECI: Departamento de Engenharia Civil;
- FENG: Faculdade de Engenharia;
- C.P: Carga permanente;
- S.C.V.: Sobrecarga do veículo tipo;
- S.C.P.: Sobrecarga do passeio.

1. Introdução

A construção de uma obra de arte, é um investimento muito alto, devido a sua complexidade de execução e o seu tempo de vida útil. Além disso, este empreendimento é de extrema importância, para o desenvolvimento da empresa e do País. Para tal, são necessários grupos de pessoas especializadas, para fazerem o controlo do decurso da obra, fazer o monitoramento dos trabalhos de campo e certificar se os trabalhos realizados, estão de acordo com as normas regulamentares que foram predefinidas. Esse grupo de pessoas é denominado Fiscalização.

O presente relatório de estágio refere-se ao trabalho de conclusão do curso, de Engenharia Civil, para obtenção do grau de licenciatura, em Engenharia civil, pela Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane (FENG).

O estágio foi realizado nos CFM, no núcleo de portos e obras de arte, do Departamento de Estudos e Projectos de Engenharia (D.E.P.E). O mesmo realizou-se concretamente em Salamanga, na construção da ponte. Ele durou 3 meses e durante este período foi realizada uma parte da infra-estrutura.

1.1. Objectivos

1.1.1. Geral

O principal objectivo da realização deste estágio profissional, foi de Aprofundar o conhecimento prático e conciliando com o teórico adquirido ao longo do curso de Engenharia Civil.

1.1.2. Específicos

Os objectivos específicos foram:

- Avaliar os métodos de execução da infra-estrutura com base nas normas regulamentares;
- Avaliar às contrapropostas apresentadas pelo empreiteiro;
- Controlo de qualidade;
- Realizar o redimensionamento do tabuleiro da Ponte;

1.2. Metodologia

A execução deste trabalho teve como metodologia:

- Pesquisas e consulta em alguns manuais bibliográficos;
- Experiências realizadas no campo;
- Consulta ao projecto executivo;
- Consulta aos regulamentos e às normas contratuais.
- Pesquisas em sites de internet e a alguns regulamentos usados no projecto executivo.

1.3. Condicionantes e Limitações

1.3.1. Condicionantes

Ao longo da realização deste trabalho, vários elementos condicionaram a execução, que são:

- Localização da Obra. A deslocação levava, em média 1 hora, e o difícil acesso à obra, devido ao estado de degradação das vias de acesso;
- A falta de interacção directa com o projectista, para permitir uma melhor explicação em certos pontos do projecto;
- A adaptação às novas normas vigentes no projecto.

1.3.2. Limitações

A Principal Limitação a execução do trabalho foi o período da duração do estágio. Porque não permitiu análise final da execução da infra-estrutura

1.4. Organização do trabalho

O trabalho está organizado em 5 capítulos, nomeadamente:

- Introdução;
- Análise de execução da Infra-estrutura;
- Redimensionamento do tabuleiro;
- Conclusão e Recomendações;
- Bibliografia.

1.5. Localização

O estágio para a conclusão, do fim do Curso de Engenharia Civil, decorreu no Distrito de Boane, Província de Maputo, na ponte sobre o rio Tembe, como é ilustrado na figura 1, no ramal de Salamanga, com as coordenadas: Latitude $26^{\circ}8'36.56''$ e Longitude $32^{\circ}26'0.75''$.



Figura 1: Vista aérea do local de implantação da ponte. (Fonte: F. Romão)

1.6. Apresentação do projecto

O estágio decorreu na construção de uma nova obra de arte, no ramal de Salamanga. Segundo o projectista, a nova ponte terá um comprimento de 170 m, distribuídos em vãos de 15 m nas extremidades, ou seja, dos encontros até aos pilares e um vão 20 m, entre os pilares de centro.

A ponte a ser construída será baseada no alinhamento da ponte antiga, isto é, será implantada paralelamente à ponte antiga. Para tal, será realizado um realinhamento da via antiga com a nova ponte. Esse realinhamento será feito a uma distância de cerca de 400 m, tanto ao Sul como ao Norte, por forma a permitir um andamento suave da locomotiva.

1.7. Formulação do Problema

Com o avanço da tecnologia, a empresa de construção civil, vem introduzindo novos métodos de construção e novos métodos de elaboração de Projectos. Com isso, o

proprietário da obra contrata equipes especializadas, para fazerem o controlo da obra, fazerem o acompanhamento dos avanços financeiros e físicos e representar o dono da obra no campo. Esta equipe é denominada fiscalização.

A empresa, Portos e Caminhos de Ferro de Moçambique, tem um Departamento de Engenharia, composto por técnicos e para o seu auxílio, contrata uma empresa de fiscalização, que é mais especializada nessa área e que permite uma melhor avaliação e controle dos casos decorrentes na obra.

1.8. Generalidades

Ponte: é uma obra de arte que permite a ligação entre dois pontos interrompidos por um vale, um braço de mar ou um rio. Elas podem ser destinadas a travessia de peões (passadiço), veículos (ponte rodoviária) ou locomotivas (ponte ferroviária).

As pontes podem ser classificadas segundo o seu material de construção sendo: metálicas, de betão, de madeira, pedra e pontes construídas com a combinação desses materiais (Pontes mistas). As pontes ferroviárias podem ser balastradas como também não. A maior parte das pontes ferroviárias, não balastradas, são pontes metálicas. Porque em pontes de betão não balastradas, o tráfego cria esforços de vibração, que podem danificar a integridade da laje do tabuleiro.

As pontes ferroviárias não balastradas e apresentam travessas de madeira, porque estas travessas absorvem impacto produzido durante a passagem da locomotiva e permitem uma melhor fixação dos carris, no caso de pontes metálicas. A maior parte das pontes antigas dos CFM são pontes metálicas e não balastradas, construídas no tempo colonial. Os novos projectos de remodelação das pontes, apresentam tabuleiros mistos.

Constituição da ponte

Tendo em vista os aspectos estruturais, as pontes são constituídas pelos seguintes elementos:

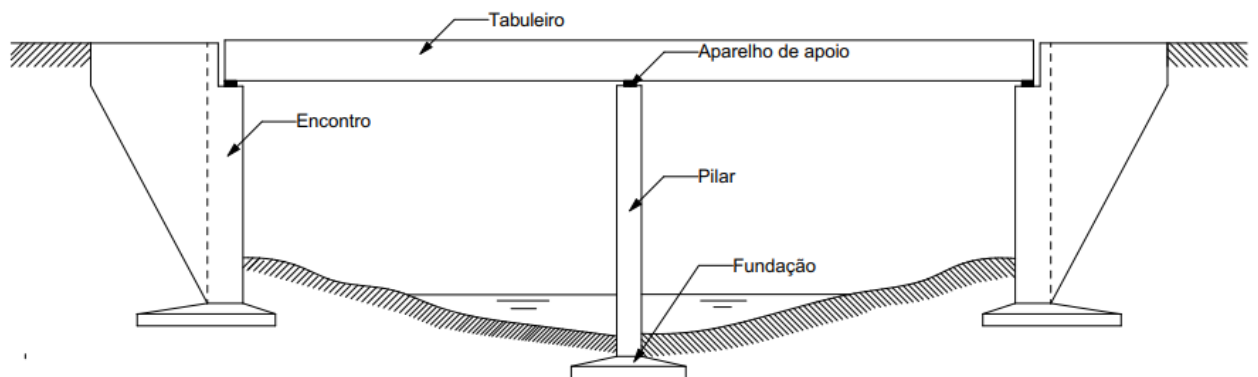
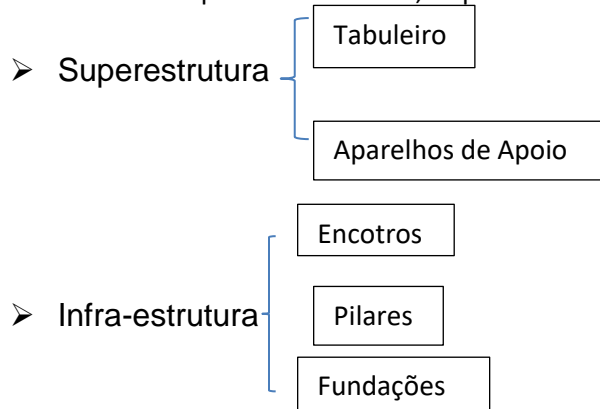


Figura 2: Elementos de uma ponte

Superestrutura: é a parte da ponte destinada a vencer o obstáculo. A superestrutura pode ser subdividida em:

- Tabuleiro: que recebe a acção directa das cargas e a transmite para a estrutura principal;
- Aparelhos de apoio: é o elemento colocado entre a infra-estrutura e o tabuleiro, destinado a transmitir as reacções de apoio e permitir determinados movimentos da superestrutura.

Infra-estrutura: é a parte da ponte que recebe as cargas da superestrutura através dos aparelhos de apoio e as transmite ao solo, tal como é ilustrado na figura 2. A infra-estrutura pode ser subdividida em:

- Encontro: elemento situado nas extremidades da ponte, na transição de ponte com o aterro da via, e que tem a dupla função, de suporte e de retenção do solo;
- Pilar: elemento de suporte, normalmente situado na região intermediária, e que não tem a finalidade de suporte do solo;
- Fundação: elemento situado por baixo dos pilares e encontros, com função de receber as cargas transmitidas pelos pilares e encontros descarregando no solo.

Constituição do tabuleiro de uma ponte Ferroviária

Para a circulação do tráfego ferroviário, as pontes apresentam, em seu tabuleiro, uma estrutura que permite a circulação deste tráfego, tal como é ilustrado na figura 3. Esta estrutura é denominada de via férrea.

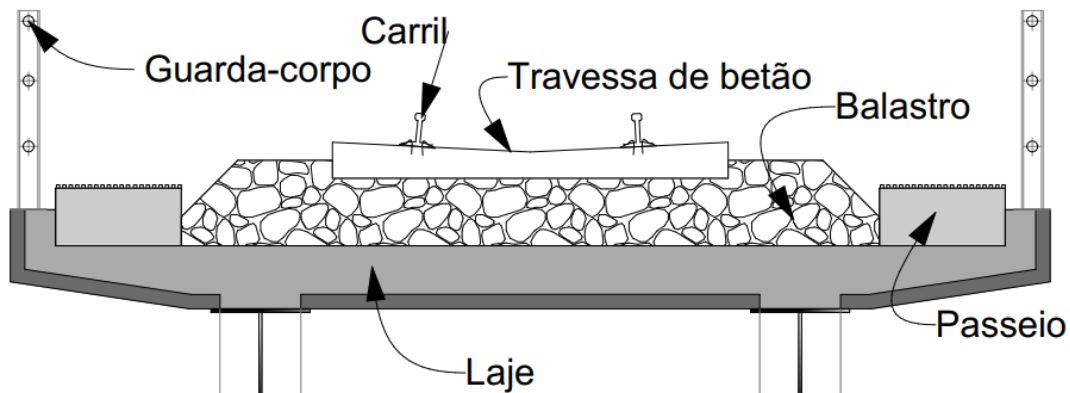


Figura 3: Perfil transversal de uma ponte ferroviária

A via-férrea é a composição de dois carris paralelos, fixados sobre travessa (madeira, metálicas ou betão) que assentam sobre uma camada de balastro e estas por sua vez,

repousam sobre uma plataforma.

Uma via-férrea é constituída por duas partes, a infra-estrutura e a Superestrutura

A infra-estrutura compreende a parte do corpo da via, que serve de suporte ao balastro e a via de rolamento, que compreende a plataforma da laje do tabuleiro ou das vigas metálicas, em que são fixadas as travessas.

A superestrutura compreende as disposições pelas quais se adapta a plataforma, a circulação dos veículos nas melhores condições de segurança, comodidade e economia. A superestrutura é composta por:

- Carris;
- Travessa;
- Balastro.

a) Carril

Os carris são barras de aço de perfis especiais, nos quais circulam os rodados dos comboios. São caracterizados pela sua dureza para diminuir o desgaste, maleabilidade para resistir a fractura e resistência aos esforços transmitidos pelos veículos.(J. Ricardo,2006,P.12)

b) Travessas

As travessas são os elementos da superestrutura ferroviária, que tem por objectivo receber e transmitir ao balastro os esforços produzidos pelas cargas dos veículos, servido de suporte dos carris, permitindo a sua fixação, mantendo constante a bitola e o tomo durante toda a sua vida útil. (J. Ricardo,2006,P.14)

As travessas podem ser constituídas de diversos materiais, sendo eles:

i) Travessas metálicas.

São as que, normalmente, são fabricadas em aço laminado e têm a forma de uma caleira invertida, com extremidades dobradas para melhorar o encastramento no

balastro. (J. Ricardo,2006,P.16)

ii) Travessas de madeira.

São as de fácil fabrico e manuseamento. As travessas de madeira asseguram um bom nível de interacção com o balastro, mas nem sempre asseguram uma eficaz fixação dos carris. (J. Ricardo,2006,P.15)

iii) Travessas de Betão

Estas travessas conferem uma maior resistência lateral, são mais resistentes e, em princípio, são mais duráveis, requerendo menor conservação da via, o que torna a sua utilização mais vantajosa. Esta tipologia de travessas está dividida em 2 grupos: travessa bibloco (betão armado), tal como demostra a figura 4 e travessa monobloco (betão pré-esforçado). (J. Ricardo,2006,P.17)

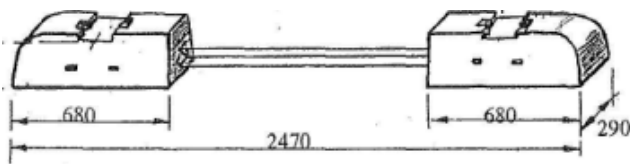


Figura 4: Travessa de Betão Bibloco.

Travessas de material Compósito.

As travessas de material compósito são na realidade, uma mistura de polietileno de alta densidade, (plástico reciclado) com borracha proveniente de pneus usados e outros materiais, como a fibra de vidro, polímeros e produtos minerais.



Figura 5: Travessa de material compósito

c) Balastro

O balastro é uma camada formada por brita, seixos de rio, escória ou areia, que se encontra entre as travessas e a plataforma, de modo a evitar com que as travessas apresentem um assentamento desigual devido as cargas transmitidas na plataforma. (R.S.V.O, 1975, P.9)

As funções do balastro são:

- Distribuir sobre a plataforma os efeitos da carga rolante;
- Converter parte do trabalho de choque em trabalho de deformação elástica;
- Opor-se as deslocções transversais e longitudinais da via;
- Drenar águas pluviais.

2. Análise do método de execução da Infra-estrutura

A infra-estrutura é uma parte da ponte que engloba os pilares e as fundações que fazem a transmissão das cargas do tabuleiro para os solos. Ela engloba também os encontros que fazem a transição do tabuleiro e o terrapleno e sustém os solos dos aterros de cesso e as cargas transmitidas pelos extremos da superestrutura.

2.1. Fundações

As cargas dos pilares e encontros são transmitidas ao solo por intermédio das fundações. Elas podem ser directas ou profundas, dependendo da capacidade de suporte que o solo, fundação pode proporcionar.

Para realização do projecto, de fundação da ponte, houve necessidade de se fazer sondagens geotécnicas no local, a ser implantada a ponte, concretamente nos pontos onde vai se implantar os pilares. Estas sondagens permitiram determinar a que profundidade as estacas serão implantadas. A seguir, será apresentada uma pequena descrição das características do solo e as suas capacidades de suporte, com base no ensaio SPT. É de realçar que, estas características foram confirmadas pelo empreiteiro antes da perfuração dos solos.

As sondagens foram realizadas, apresentando a seguinte estruturação do subsolo. “A sondagem SN2 realizada no lado Boane, detecta materiais superficiais, com 3 m de profundidade, de areias de grão fino a médio de fraca capacidade, com 4 pancadas no ensaio SPT, seguida de uma camada de argilas plásticas com 12.0 m de espessura, com fraca capacidade de carga, caracterizada por 3 a 14 pancadas no ensaio SPT. Seguem-se camadas de argilas rijas e arenosas caracterizadas por 60 pancadas com 2.50 m de espessura à qual se segue camada de calcarenitos mal consolidados caracterizados por 60 pancadas no ensaio SPT e nível de Fracturação F5.

A sondagem SN3 realizada no lado salamanga apresenta à superfície materiais com 0.50m de profundidade, de areias de grão fino, seguida de camada de argilas plásticas,

de consistência mole, á muito dura (lodo) com 5.0m de espessura, com fraca capacidade de carga, caracterizada por 2 a 24 pancadas no ensaio SPT. Seguem-se camadas de argilas rijas, caracterizada por 60 pancadas com 1.00m de espessura, à qual se segue camada de cascalhos de várias dimensões, com 2.50m de espessura, caracterizada por 60 pancadas SPT e, finalmente, a camada de calcarenitos mal consolidados, caracterizados por 60 pancadas, no ensaio SPT e nível de Fracturação F4-5, em cerca de 10.0m de espessura (com um resultado de 54 pancada SPT 1.50m abaixo da camada anterior).” (ECM, R. Obra de arte, 2020. MD)

Com base nos resultados destas sondagens realizadas, pode-se concluir que a solução de fundações profundas, adoptada pelo projectista, é a mais viável, como também se pode verificar nos resultados das sondagens que, os estratos dos solos apresentam um certo declive, implicando que as estacas tenham profundidades maiores, na parte de Boane em relação as estacas do lado de Salamanga.

Estacas

As estacas são elementos compridos e esbeltos, utilizados em circunstâncias onde torna-se necessário transmitir as cargas para o estrato sólido, com uma boa capacidade de suporte. Isso verifica-se quando as primeiras camadas apresentam material de fraca resistência, material compressível ou água. As estacas são utilizadas para melhorar a capacidade de carga de solos fracos ou ambientes saturados de água. Elas são também utilizadas como elementos de suporte de solos e água em escavações de fundações ou como muros de suporte. A decisão de instalar estacas deriva, fundamentalmente, da interpretação dos resultados dos testes, realizados nos de solos.

Com base no projecto executivo, as fundações foram realizadas em estacas moldadas *in situ*, variando a profundidade das estacas, atendendo ao especificado no projecto. O projecto no seu todo, apresenta 36 estacas, sendo 4 para os encontros, 2 pilares com 6 estacas, e 4 pilares que apresentam um sistema de pilar-estaca, tendo cada duas

estacas. Segundo o projecto de execução a solução de estacas pilares a serem implantadas no decurso do rio, são para evitar escavações hidráulicas devido a instabilidade que estes pilares podem fornecer. O projectista optou por compensar a estas, colocando um maior número de estacas nos pilares que se encontram fora do leito do rio.

Comentário: A solução de estacas moldadas *in situ* é aceitável para as estacas com uma profundidade elevada, como estacas do lado de Boane que apresentavam um comprimento de 22,5m de profundidade. Mas, para as estacas do lado de Salamanga, em que o extracto de calcarenitos mal consolidados se encontra a uma cota relativamente acima, podia ter sido usado as estacas pré-fabricadas, porque este tipo de estacas a apresentam uma maior confiabilidade, no que concerne à sua composição, principalmente para este caso, em que tem uma estratografia com solos argilosos.

De seguida será apresentada a descrição do método de execução da fundação, com comentários acerca das soluções adoptadas e outras soluções possíveis.

As estacas foram executadas, obedecendo os métodos de execução da (SATCC, Secção 6000, série 6100) que são, basicamente, Especificações Técnicas para Obras de Estradas e Pontes, tal como foi pré-definido no caderno de encargo.

2.1.1. Primeira etapa (limpeza)

Para que sejam realizados os trabalhos, em diversos locais, deve-se fazer a limpeza do local, a ser feita a instalação do estaleiro provisório.

Na obra: Esta etapa foi realizada com ajuda de equipamentos especializados, tais como: retroescavadora e pá mecânica. Esta operação, foi realizada com o intuito de permitir o livre acesso das máquinas de escavação, aos pontos demarcados no projecto de execução. Com o auxílio das máquinas previamente descritas, foi feita a desmatação, retirando os mangais existente na periferia do rio e a retirada dos solos

vegetais que se encontravam nas zonas de trabalho.

Também nesta etapa foram realizados trabalhos de abertura dos caminhos, que permitem o acesso do estaleiro provisório, até ao local da obra e também foi realizada a regularização da estrada de terra, que permite o acesso ao estaleiro provisório a partir da estrada pavimentada, esta regularização foi realizada para permitir uma viagem segura e cómoda dos técnicos da obra.

2.1.2. Segunda etapa (ensecadeira)

Para implantação de uma obra de arte em um rio, mar ou vales de difícil acesso, criam-se meios de acesso para as máquinas e para o pessoal, em alguns pontos de Intervenção.

Na obra: Nesta etapa, foram criados meios para permitir acesso da máquina de estacas, nos pontos que se encontram no meio do rio. Para permitir o acesso da máquina a estes pontos, o projectista sugeriu o uso de uma plataforma flutuante (“Barcaça”), mas devido as condições que o local apresenta e as difíceis condições de acessibilidade que o rio tem, devido as pontes ali existentes, o empreiteiro optou por criar um sistema de *ensecadeira*.

Este sistema de *ensecadeira*, consistia em mover uma camada de solos que se encontrava nas zonas próximas ao rio, mobilizando-os com ajuda de camiões basculantes e colocados de forma progressiva, tal como se demonstra na figura 6, até permitir uma redução da secção do rio. Esta camada de solos, era colocada sobre o rio junto com um enrocamento de variadas dimensões. O enrocamento era colocado no rio inicialmente, de seguida, era assente a camada de solos, na zona dos taludes da *ensecadeira*. O enrocamento também era colocado na zona periférica da *ensecadeira*, de modo a reduzir o risco de erosão da mesma.

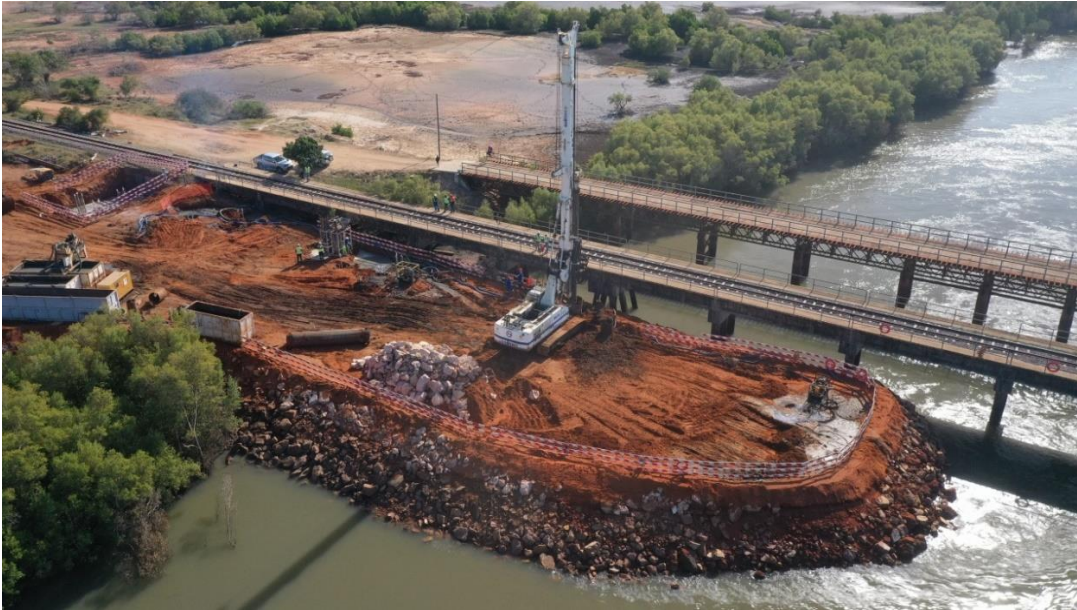


Figura 6: Vista aérea da ensecadeira (Fonte: F. Romão)

Comentário: Este sistema de ensecadeira adoptado para substituir o método apresentado pelo projectista, para as estacas afastadas do rio, mostrou-se bom e exequível. Mas para as estacas que se encontravam sobre o rio, esta solução apresentava problemas na perfuração, devido à camada de enrocamento que dificultavam a passagem do trado e do balde de escavação. Este método não é ambientalmente aconselhável, porque eram aplicados resíduos dentro do rio, como é ilustrado na figura 6. O método foi eficaz porque foi executado em tempo de estiagem do rio e já se notava um aumento do nível do rio, sempre que houvesse pequenas precipitações.

2.1.3. Terceira Etapa (escavação)

Nas pontes em que se apresenta um sistema de fundações profundas, existe uma necessidade de se realizarem escavações, para que se atinjam as cotas de projectos pré estabelecidas. Estas escavações são, em norma, realizadas com ajuda de uma máquina de estacas.

Na obra: Após ter sido executado a ensecadeira, foi dado o início à perfuração do buraco das estacas. Devido à solução adoptada, a cota de trabalho variava, para tal, era o topógrafo quem ditava as novas cotas de trabalho, atendendo às dimensões da camada de solos da ensecadeira e da cota de projecto. Após se determinar a cota de trabalho, o operário com ajuda de uma fita métrica, fazia a demarcação do diâmetro a escavar.

A escavação da estaca, na fase inicial, era realizada com ajuda de um trado, de cabo curto, que retirava as primeiras camadas de solo. De seguida, a escavação era realizada com ajuda de um tubo guia, de 4 m de comprimento. Esse tubo era cravado com ajuda da máquina de estacas, controlando seu alinhamento, com auxílio de uma régua de pedreiro. O tubo era colocado na fase inicial da escavação, devido à grande instabilidade dos solos da ensecadeira.

Após a colocação do molde, na zona superior, seguiu-se com a escavação. Esta actividade era feita de forma alternada, devido à estrutura estratificada do subsolo, isto é, onde se encontrava solos moles, a escavação era feita com ajuda de uma caçamba metálica e, onde havia solos mais consistentes, a perfuração era feita com ajuda do trado de cabo curto. Durante a escavação era introduzida a lama bentonítica, no poço da escavação. Esta lama bentonítica que permitia a segurança e a estabilidade das paredes da estaca, durante a escavação.

Comentário: Em certos dias, na obra, a escavação das estacas era feita um dia antes da betonagem. Este sistema de execução, não é aconselhável porque, durante a noite, o nível do rio sobe e conseqüentemente, o nível da água no aumenta, podendo criar o desabamento das paredes do poço da estaca e criar alterações na composição da lama bentonítica. Caso esta situação seja inevitável, a norma (EN1536) aconselha que, no dia seguinte, antes da betonagem, seja feita uma escavação com uma profundidade até $(1.5 \times d < 2\text{m})$. Nos pilares em que se tem grupos de estacas, a escavação das mesmas deve ser realizada, respeitando um espaçamento mínimo entre elas, de 3 metros, dependendo do diâmetro da estaca, segundo a norma (EN1536).

2.1.4. Quarta Etapa (Colocação da armadura)

Para as estacas, o sistema de colocação de armadura é um bocado complexo, devido ao cuidado a se ter com o comprimento e o peso das malhas, já que as malhas são amarradas em estaleiro e posteriormente introduzidas nos locais escavados.

Na obra: Após atingir a cota de trabalho prevista, era realizada a colocação das armaduras. Estas armaduras eram colocadas em partes, isto é, as malhas das armaduras eram feitas no estaleiro, com comprimento de 12 m, ou menos, dependendo do empalmo. Devido ao elevado peso da malha e ao modo de colocação das malhas,



esta actividade era realizada com ajuda de uma grua, tal como demonstra a figura 7. No momento da introdução das malhas era feita a amarração e a soldadura das malhas.

As malhas das armaduras eram introduzidas no poço escavado junto de tubos metálicos, de secção circular, com comprimentos de 5,5m. Esses tubos eram fixados nas armaduras por via de soldadura. Os tubos eram interligados, roscando-se entre eles e, no fim, era feita a sua soldadura, junto às malhas.

Há que salientar que, durante a colocação das armaduras eram colocados espaçadores circulares para permitir o recobrimento. No final da colocação da armadura, esta era suspensa por cintas acopladas ao tubo guia.

Figura 7: Colocação da armadura da estaca (Fonte: Autor)

Comentário: Depois de realizar-se o saneamento das estacas, era observado que a malha apresentava uma cota diferente da colocada inicialmente. Isto acontecia devido ao impulso causado pelo betão e pela lama bentonítica, visto que a betonagem era feita de baixo para cima. Esta elevação da malha de armadura, deixa a parte

inferior da estaca sem armadura, podendo criar uma fractura frágil no fuste. Para evitar essa situação pode se colocar a malha das armaduras suspensa, por elementos metálicos fixados por soldadura no tubo guia, ou colocação de contrapesos na malha de modo evitar este fenómeno.

2.1.5. Quinta Etapa (reciclagem)

As estacas são elementos construídos no escuro, isto é, a sua concepção não permite que se tenha o acesso visual do elemento construído. Com isso, antes da betonagem, deve-se retirar todo o material que se encontra dentro da escavação, que possa comprometer a integridade da estaca, originando vazios. Para que se faça esse trabalho, deve ser realizada a reciclagem.

Na obra: Após a colocação da armadura era feita a reciclagem, para a retirada das impurezas que a lama bentonita vai ganhando durante a escavação dos solos, de modo a não permitir que essas impurezas venham a contaminar o betão. Para a realização da reciclagem era feita de início, a montagem do tremie para a betonagem.

O tremie é basicamente um conjunto de tubos metálicos e cilíndricos, usados para a reciclagem e na betonagem, acoplados entre si em um sistema de fecho do tipo macho-fêmea, com um comprimento que varia com base na profundidade da estaca. Após a colocação do tremie, a reciclagem era realizada com recurso a bombas, que retiram a lama bentonita contaminada do poço e encaminhando à um desarenador que realiza a purificação da mesma, fazendo a selecção do material sólido e redirigindo novamente a lama bentonita, ao poço através de mangueiras.

Após a finalização da reciclagem, era realizado o ensaio da lama bentonita para ver, se os indicadores de qualidade se encontram dentro dos parâmetros regulamentares. Os ensaios da lama bentonita que devem ser realizados são: de viscosidade, densidade, PH e determinação da quantidade de areia.

Comentário: A reciclagem da lama bentonitica era realizada, após a colocação da

armadura, contradizendo a norma SATCC. A norma SATCC, secção 6000, série 6100, cláusula 6113 I(i), diz que “a armadura deve ser colocada após a retirada de todos os materiais sólidos, isto é, a reciclagem deve ser feita antes da colocação da armadura no poço da estaca, porque isso pode criar a contaminação da armadura.”

2.1.6. Sexta Etapa (betonagem)

As estacas são estruturas da fundação, que a maior parte dos esforços que recebe são esforços de compressão. Como o betão é o principal componente que proporciona essa resistência à compressão desse elemento, a colocação deste material deve ser feita com o devido cuidado. A betonagem das estacas deve ser feita controlando a camada da lama bentonítica, ali existente.

Na obra: Antes do início da betonagem era realizado o teste de abaixamento (*teste de slump*), este teste permite determinar a trabalhabilidade do betão a ser usado e comparando os resultados obtidos, com os do ensaio realizado na central, a fim de confirmar se o betão não foi alterado durante o percurso da obra. Após feita a confirmação dos resultados do teste de trabalhabilidade era realizada a betonagem.

A betonagem iniciava com a colocação do betão no cone, tal como demonstra a figura 8, que se encontrava na parte superior do tremie e de forma brusca, o betão era largado dentro do poço, permitindo que a primeira camada de betão, forme uma base de betão no fundo da estaca (Fuste). Como já foi dito antes, a betonagem era realizada de baixo para cima, a medida que se aplicava o betão era feita a retirada da lama bentonítica, para o tanque com auxílio de uma bomba. Durante a betonagem eram retiradas as peças do tremie, dependendo da profundidade betonada e do comprimento do tremie.

O betão retirado da betoneira para fazer o teste de cone, também era usado para realização dos provetes de betão, para posteriormente ser realizado o ensaio de compressão deste material em uso.



Figura 8: Betonagem das estacas (Fonte: Autor)

2.1.7. Sétima etapa (Saneamento)

A betonagem das estacas *in situ* é feita até ao topo da escavação ou até o topo do tubo guia, encobrindo toda a armadura ali existente. Então, para se ter acesso às amaduras da estaca, faz-se o saneamento da estaca, isto é, retira-se a primeira camada de betão, com impurezas, para atingir as cotas pré definidas no projecto.

Na obra: Após a realização da betonagem, passado algumas horas, era feita a retirada do tubo guia na estaca. Depois de uma semana e com satisfação dos resultados do ensaio de compressão do betão aplicado na estaca, era feito o saneamento da estaca.

O saneamento consistia, basicamente, em realizar a destruição da cabeça da estaca, tal como é ilustrado no Anexo c (figura 4), sem permitir que isso alterasse a integridade da estaca, retirando todo o betão que ali se encontrava até a uma cota prevista no projecto. Este saneamento ou descasque era realizado com ajuda de um martelo pneumático. Ele era realizado de forma a manter a armadura bem apumada, tal como se pode verificar na imagem seguinte (figura 9).



Figura 9: Saneamento das estacas (Fonte: Autor)

2.1.8. Oitava etapa (maciço de encabeçamento)

Para um funcionamento conjunto das estacas, cria-se um bolbo de tensão maior no solo e as estacas são encabeçadas com uma laje de betão armado. Estas lajes apresentam uma espessura considerável devido aos esforços de punção que as estacas podem proporcionar a este elemento.

Na obra: Esta etapa, consistia na execução do maciço de encabeçamento da estaca. Os trabalhos eram realizados de forma diferente. Nos pilares que não se encontravam sobre o rio, não havia necessidade de realizar um sistema de entivação dos solos, diferente dos pilares que se encontravam dentro do rio.

Nos pilares implantados no rio, apresentando uma cota do maciço de encabeçamento baixa, a sua execução iniciava com a escavação do aterro, até a cota pretendida. A escavação do aterro dos solos mal consolidados, permitiram um fluxo maior da água e aumentando a instabilidade das paredes. Com isso, esta actividade foi feita por entivações no solo, que consistia em criar uma caixa, com paredes flexíveis, constituídas por perfis metálicos fixados no solo e barras de madeira entre os perfis, para fazer a contenção das paredes ao redor das estacas. De seguida, fez-se a

drenagem da água que percólava para dentro da mesma com ajuda de bombas.

Comentário: O sistema de entivação foi satisfatório para as estacas que apresentavam um sistema de estacas pilares, mas nos pilares com mais de 2 estacas, a área a entivar foi maior. O último caso, apresentou uma dificuldade de conter os solos, devido ao espaçamento dos perfis metálicos e do sistema flexível que estes apresentavam. A solução mais adequada para locais mais amplos seria a colocação de paredes mais rígidas, tal como se é ilustrado no Anexo B, na base de chapas fixadas em perfis e ancoradas entre elas ou nas próprias estacas.

2.2. PILARES E ENCONTROS

2.2.1. Pilares

Os pilares e encontros são elementos que fazem a ligação e a transmissão das cargas da superestrutura para as fundações. Os pilares e os encontros são elementos expostos às acções do meio ambiente. A sua execução é mais crítica, devido a questões de estética e à acção do meio ambiente.

Após a execução dos maciços de encabeçamento, seguiu-se a construção dos pilares. Em locais em que se tinha o sistema de pilar-estaca, os pilares eram construídos por cima das estacas de forma alinhada. No entanto, nos pilares em que não se verificavam essas condições, os pilares eram construídos sobre os maciços de encabeçamento. O fuste era betonado, depois da execução do maciço. Isto é, primeiro executava-se o maciço, deixando uma parte da armadura do pilar encastrada no maciço e uma superfície áspera sobre o maciço, de modo a permitir uma melhor aderência entre o betão seco do maciço e o betão fresco do pilar.

A colocação da armadura era feita baseando-se nos desenhos apresentados pelo projectista, para permitir um melhor funcionamento conjunto. A gaiola da malha de armadura era feita acoplando à armadura encastrada no maciço, tal como foi dito antes. Nos pontos onde estava prevista a colocação dos aparelhos de apoio, os pilares

eram reforçados, com uma pequena malha de reforço denominada toalha, tal como é demonstrado no Anexo C (figura 1). Essas malhas eram colocadas tanto no local dos aparelhos de apoio, como também nos locais onde serão colocados os macacos hidráulicos, para a mudança dos aparelhos de apoio.

A cofragem dessa parte da infra-estrutura era realizada com mais cuidado em relação a dos maciços, por questões de estética e durabilidade da mesma. Esta cofragem era realizada, escorando as paredes com ajuda de prumos, para melhor segurança e estabilidade das paredes. Colocava-se tirantes que permitiam a ligação entre as duas paredes paralelas da cofragem.

A betonagem do fuste do pilar era realizada com base em um balde acoplado sobre uma grua. Isto é, o betão era transportado da central até ao local da obra através das betoneiras, estas betoneiras descarregavam o betão no balde e com ajuda da grua carregava-se o balde, até a parte de cima da cofragem. O balde era afunilado e com uma válvula na parte afunilada, que permite um melhor controlo da colocação do betão.



Figura 10: Cofragem de um pilar prestes a ser betonado. (Fonte: Autor)

2.2.2. Encontros

A execução dos encontros era realizada da mesma forma que os pilares. O muro testa era betonado após a execução do maciço de encabeçamento. Os elementos do encontro eram betonados separadamente, betonando primeiro o muro testa em seguida os muros alas. A cofragem deste elemento não era tão importante em questões de estética, como as cofragens dos pilares, porque estes encontros eram perdidos. Os encontros em pontes ferroviárias não apresentam a laje de transição, devido às camadas flexíveis que a via apresenta e à rigidez dos carris.

2.3. Ensaaios

De um modo geral, os ensaios são realizados para o controlo e a verificação da qualidade prevista, em um determinado material ou no sistema de execução de uma determinada actividade. Os ensaios a serem realizados são determinados no caderno de encargos, baseando-se na norma de execução adoptada. Os ensaios podem ser realizados pelo empreiteiro ou por uma entidade externa. Mas, devem ser realizados na presença da fiscalização e do empreiteiro.

Na obra, os ensaios eram determinados pelo caderno de encargo. Eles eram realizados no terreno e no estaleiro da empreitada. Estes ensaios eram realizados pelos empreiteiros, assistidos pelos fiscais e fazendo o acompanhamento dos resultados adquiridos. Os ensaios previstos para a execução das fundações são:

- Betão (ensaio de trabalhabilidade e ensaio de compressão);
- Integridade das estacas (ensaio de cross hole);
- Lama bentonítica (Ensaio dos indicadores de qualidade).

2.3.1. Ensaio do betão

As estacas das fundações eram feitas em betão armado, na armadura não eram feitos os ensaios porque estes eram obtidos a partir do fornecedor que já apresenta os resultados dos ensaios feitos. Para o betão, os ensaios eram feitos antes e depois da betonagem. Os ensaios de betonagem realizados foram:

- Ensaio de trabalhabilidade;
- Ensaio de Compressão.

Ensaio de trabalhabilidade

O ensaio de trabalhabilidade consiste em fazer a determinação da trabalhabilidade do betão. Este ensaio é feito na central de betão e confirmado no terreno, antes de se executar a betonagem. O ensaio é realizado com base no ensaio de abaixamento, que consiste num molde de chapa metálica, com forma de tronco de cone, de 20 cm de diâmetro na base, 10 cm no topo e 30 cm de altura, apoiado numa superfície rígida e plana, o betão fresco é moldado em três camadas iguais, cada uma adensada, com 25 golpes, por uma barra de 16 mm de diâmetro e 60 cm de comprimento, e em seguida, o molde é retirado verticalmente, deixando o betão sem suporte lateral. Sob a força da gravidade, a massa abate, mais ou menos simetricamente, aumentando seu diâmetro médio, enquanto sua altura diminui. O abaixamento ou slump corresponde à diferença entre a altura inicial de 30 cm e a altura após remoção do molde.

Os resultados deste teste são verificados com base na norma europeia (EN 206). Esta norma, determina os limites de abaixamento, segundo a classe do betão, para a betonagem das estacas. O projectista propôs o betão de classe S4 para as estacas, para o restante dos elementos da Infra-estrutura e do tabuleiro foi proposto o betão de classe S3.

Classe	Abaixamento em (mm)
S1	10 a 40
S2	50 a 90
S3	100 a 150
S4	160 a 210
S5	≥ 210

Tabela 1: Intervalos admissíveis de controlo da trabalhabilidade com base na classe (fonte: EN.1536)

Nos casos em que o betão não se apresentava dentro dos limites estipulados, era adicionado à mistura, um aditivo para a fluidificar a mistura.

Comentário

Em certos casos, o betão não se apresentava dentro dos limites estabelecidos, devido ao atraso dos trabalhos de preparação da armadura. O betão chegava a tempo à obra e tinha que ficar a espera da conclusão destes trabalhos e isso culminava na presa do betão.

Para que se evite esse tipo de constrangimento, deve-se ter uma melhor coordenação com a central de betão e melhorar a qualificação dos seus trabalhadores.

Ensaio de compressão

Este ensaio é realizado para determinar a resistência á compressão do betão aplicado na estrutura. Como já foi dito antes, as amostras eram retiradas do betão, antes de se betonar um determinado elemento. Estes cubos eram levados para o estaleiro e feita a cura em tanques de água. Este ensaio é realizado depois de 7, 14 e 28 dias de cura. Para determinação da capacidade de carga dos provetes, o ensaio era feito com auxílio de uma máquina de compressão, que determinava a força aplicada no provete, até

romper. Este ensaio é controlado com base nas características do betão (tensão de rotura), apresentado no projecto executivo para cada elemento estudado.

2.3.2. Ensaio da lama Bentonítica

A lama bentonítica é um fluido composto basicamente pela água e bentonite, nome genérico da argila, composto de mineral silicato hidratado de alumínio. Como já foi dito antes, ela é aplicada durante a escavação do poço da estaca. Esta lama tem uma função essencial de permitir a estabilidade das paredes dos poços e apresentar uma densidade baixa em relação ao betão. Este material é importante para as estacas, mas também, é um dos principais causadores de problemas em estacas betonadas *in situ*. Por isso, este material tem de ser controlado, segundo a norma europeia EN1536. Os indicadores de qualidade são feitos, determinando as seguintes características da lama:

- Viscosidade;
- Densidade;
- PH;
- Medição da quantidade de areia.

A viscosidade é determinada com ajuda de um funil de bico e um copo milimétrico, onde era feita a medição do tempo, que o copo milimétrico leva para atingir 100ml.

A densidade é medida com ajuda de uma balança, tal como é demonstrado no Anexo C (Figura 3), onde era colocada uma amostra da lama, em um recipiente cilíndrico. Acoplado esse recipiente na balança faz-se a leitura da densidade.

O PH é feito com ajuda de paletas químicas que apresentavam o nível de PH na lama. Estas paletas são mergulhadas na amostra da lama bentonítica e a cor que as palhetas apresentam, indica o nível de PH da lama. A medição da quantidade de areia existente na mistura, não era feita.

	Unidade	Suspensão		
		Fresco	Pronto para reutilizar	Após a Betonagem
Densidade	g/cm ³	< 1.10	–	1.15
Tempo de perda	sec	[32 – 50]	[32 – 60]	[32 – 50]
Perda de fluido	cm ³	< 30	< 50	–
pH		[7 – 11]	[7 – 12]	–
Partículas sólidas	%(mass)	–	–	< 4

Tabela 2: Parâmetros e intervalos admissíveis para controle da Lama Bentonítica. (Fonte: EN1536)

2.3.3. Ensaio de integridade das estacas

As estacas realizadas na obra são estas betonadas *in situ*. Como não se pode fazer o acompanhamento visual de toda a estaca durante e depois da sua betonagem, existe uma necessidade de se conhecer a integridade da estaca. Segundo o projectista, para que se conheça a integridade da estaca, será realizado o ensaio de “CROSS HOLE”.

Este ensaio consiste na geração de ondas sísmicas P e S, em tubos metálico ou plásticos e seu registo em um ou mais furos adjacentes (Sensores). O número de tubos colocados em cada estaca, depende do seu diâmetro adoptado para a estaca. O objectivo deste procedimento é captar as ondas que se propagam em subsuperfície, sem que elas sofram os fenómenos de refacção e reflexão, pois, os mesmos podem mascarar os sinais de interesse. A trajectória da onda entre a fonte e o geofone é directa, devendo fonte e sensores estarem em um mesmo nível de investigação, tal como é realizado pelo técnico na figura 11. Isso faz com que, a identificação das ondas P e S sejam mais fáceis de realizar.

O ensaio de Cross hole não só permite determinar a integridade da estacas, mas também permite determinar o ponto de localização das fracturas ou de existência de material diferente. Permite também determinar a dimensão da anomalia existente na estaca e também permite determinar o comportamento do betão no interior da estaca. As únicas desvantagens que este ensaio apresenta são: a complexidade de execução e o seu elevado custo de aquisição.



Figura 11: Ensaio de Crosse hole. (Fonte: Autor)

Comentário

O ensaio de cross hole, como já se havia dito, é um ensaio rápido e eficaz. Mas na obra, houve dificuldade de se realizar este ensaio, em algumas estacas, devido à falta de cuidado que o empreiteiro tinha com os tubos, permitindo que os tubos do cross hole se apresentassem entupidos, pelo betão ou outros materiais desconhecidos. Face às dificuldades que o empreiteiro apresenta para realização do ensaio de cross hole, este ensaio pode ser substituído por ensaio de vibração ou ensaio de baixa tensão.

O ensaio de vibração consiste em avaliar o comportamento e a velocidade da onda resultante de um impacto aplicado no topo da estaca. Cada impacto no topo da estaca dá origem a uma onda, que se propaga ao longo do corpo da mesma, até atingir a parte inferior, onde é reflectida de volta ao topo da estaca. Em seguida, este sinal é capturado por um acelerómetro instalado no topo do elemento de fundação e

convertido em sinal eléctrico. Este último é transmitido a um outro dispositivo que permite ao operador visualizar os sinais, o comportamento e a velocidade da onda.

2.3.4. Controle dos materiais.

Além dos ensaios apresentados acima, eram realizados alguns trabalhos de controlo de qualidade. Estes trabalhos eram realizados sem necessidade, de um ensaio específico. Os trabalhos realizados eram:

Controle da Armadura: o controlo da armadura era realizado, fazendo a comparação dos desenhos apresentados pelo projectista e a configuração das malhas realizadas pelo empreiteiro. Também era verificado, o estado das armaduras embutidas nos maciços, que se deixavam expostos antes da betonagem.

Controle das cofragens: O controlo da cofragem era realizado antes da betonagem. Analisou-se a aplicação do óleo de desconfrante. Analisou-se a rugosidade das placas de cofragem, eram feitas também a verificação da estabilidade das cofragens após estas serem colocadas, para evitar o aparecimento de sinistralidades durante e após a betonagem.

Controle da descofragem: A retirada das placas de cofragem é antecedida do ensaio de compressão, isto é, primeiro realizava-se o ensaio para confirmar a resistência do betão. Este processo era muito realizado principalmente em estruturas horizontais (vigas). Nas estruturas verticais, esse processo não era realizado com tanta exigência, tal como nas estruturas horizontais.

3. Redimensionamento do tabuleiro

Mesmo com o projecto executivo tendo sido elaborado e em execução, com o estudo que se apresenta em seguida, pretende-se por um lado fazer o dimensionamento da estrutura mista e por outro reduzir as cargas transmitidas pelo tabuleiro a infra-estrutura.

Segundo o projectista, a ponte sobre o Rio Tembe levará um tabuleio com uma configuração mista, isto é, uma laje de betão na parte superior e duas vigas metálicas na parte inferior. Após uma análise realizada às características do tabuleio e ao seu modo de funcionamento, propus-me avaliar a possibilidade de alterar uma parte das características existentes no projecto executivo do tabuleio. Estas alterações, poderão resultar na redução do peso da superestrutura criando, deste modo, também a redução das cargas transmitidas para a infra-estrutura e reduzindo as dimensões dos mesmos, evitando custos desnecessários para a sua execução da infra-estrutura.

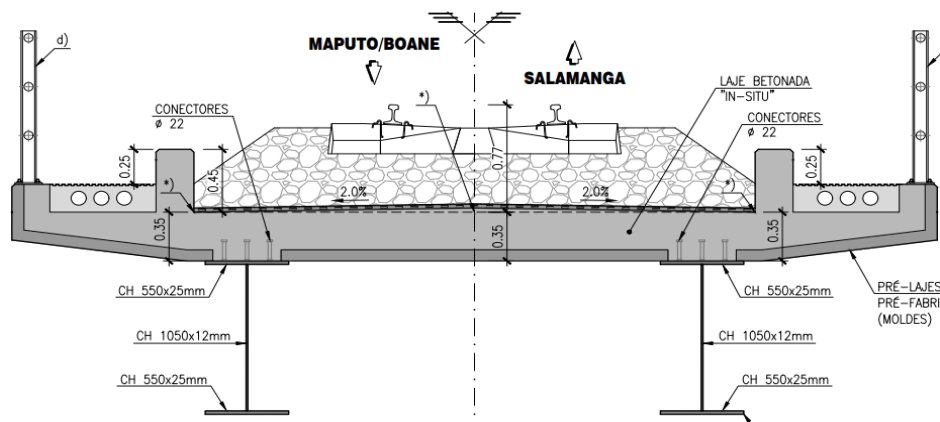


Figura 12: Secção transversal do tabuleiro (Fonte: ECM, Projecto executivo)

O estudo em questão, não introduz alterações significativas no tabuleio da ponte, apenas serão realizadas algumas reduções, nas dimensões do perfil transversal já dimensionado. Será ainda apresentada a verificação das capacidades nas novas soluções adoptadas. As características a serem alteradas são:

- Retirada dos blocos da caixa de balastro;
- Redução da camada de balastro no tabuleio;

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

- Redução das consolas do tabuleiro;
- Redução da espessura da alma e dos banzos da viga metálica no Vão;

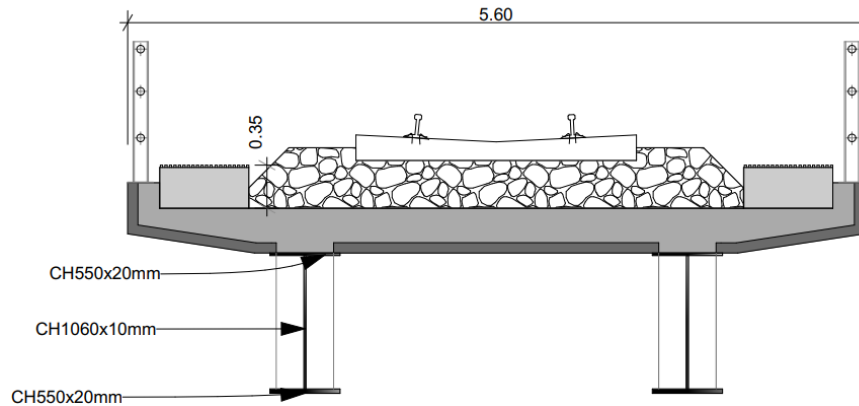


Figura 13: Perfil transversal após as alterações (Fonte: Autor)

A decisão da retirada dos blocos de balastro, foi realizada após uma análise, tendo verificado que estes blocos estão ali colocados, para permitir que balastro se mantenha na parte central da via, não galgando para o passeio, criando problemas aos pedestres. No entanto, o tráfego ferroviário desta ponte, não é elevada e os peões tem soluções alternativas de pontes paralelas a esta para fazerem a travessia do rio. Pelo que apresenta-se a sua possível redução.

Um dos principais objectivos da camada de balastro é de não permitir o assentamento das travessas em bases flexíveis. No entanto, este tabuleiro apresenta uma base rígida, será feita a redução da camada de balastro até uma espessura mínima apresentada pelo, Regulamento de Serviço de Via e Obra dos CFM. Com a retirada dos blocos de retenção, a camada de balastro vai ser contida pelos passeios, também com retirada dos blocos será reduzida á carga sobre as consolas e permitindo uma redução do vão da consola.

A redução da espessura das vigas, será realizada apenas na parte das vigas que se encontram entre dois pilares no vão da ponte, porque estas vigas estarão apenas

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

sujeitas aos esforços de flexão.

O redimensionamento da superestrutura será realizado com auxílio de:

- Regulamento de Betão armado e Pré-esforçado (REBAP);
- Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (RSA);
- Regulamento de Serviço de Via e Obra (CFM);
- Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1;
- Eurocódigo 4 – projecto estruturas mistas aço-betão. Parte 1-1.

3.1. Pré-dimensionamento

Não será realizado pré-dimensionamento do tabuleiro, visto que as cargas do tabuleiro a serem usadas são baseadas no projecto executivo já elaborado.

3.2. Análise transversal do Tabuleiro

O tabuleiro apresenta uma secção mista, constituída por uma malha inferior de perfis metálicos e uma laje no nível superior em betão armado, devidamente solidarizada aos perfis metálicos através de conectores que garantem o comportamento estrutural de uma secção mista. A malha de perfis metálicos será composta por duas longarinas longitudinais com 1.10m de altura, afastadas entre si de 3.0m, ligadas inferiormente por vigas transversais do tipo HEA 300, afastadas de 4.0m entre si, nos vãos interiores, e de 5.0m entre si, nos vãos de extremidade. Estas vigas transversais garantem o funcionamento conjunto das longarinas e o devido travamento destas. Nestas secções transversais são colocadas diagonais com perfis CHS 101.6x8.0 que garantem a estabilidade do conjunto da malha de perfis, a fenómenos de torção e distorção, particularmente durante o faseamento construtivo, no qual a estrutura metálica ainda

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

não beneficia da contribuição favorável da laje de betão armado a este tipo de fenómeno. Junto aos alinhamentos dos apoios dos pilares e encontros, em vez da colocação dos perfis transversais HEA 300, serão colocadas vigas mais robustas, com 0.60m de altura, de maneira a permitir o futuro levantamento do tabuleiro para eventual substituição dos aparelhos de apoio ou durante o faseamento construtivo.

3.2.1. Quantificação das acções transversais

Será a presentada de seguida as acções usadas para a análise do tabuleiro.

3.2.1.1. Acções permanentes

As acções permanentes são aquelas cujos valores não apresentam variação ao longo da vida da estrutura, entre eles encontram-se:

- Peso próprio do tabuleiro (peso específico = 25KN/m^3);
- Peso próprio dos passeios (peso específico = 25KN/m^3);
- Peso próprio do balastro (20 KN/m^3);
- Peso próprio das guardas (peso dos guarda corpos 2 KN/m);
- Peso próprio do carril (2 KN/m);
- Peso próprio das pré-lajes (peso específico = 25KN/m^3);
- Peso próprio das condutas de drenagem pluvial de PVC.

Segundo o projecto executivo, o peso próprio de alguns componentes do tabuleiro são:

Material	Peso
Travessas	4 KN/m
Carris e fixações	2.0 KN/m
Guarda-corpos	2.0 KN/m
Balastro	20 KN/m ³

Tabela 3: peso específico de alguns materiais do projecto executivo

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

Para o dimensionamento será considerado que, os passeios são maciços, não apresentando as secções de vazão de tubos PVC, instaladas no passeio para a passagem de cabos. O peso próprio do balastro será considerado, o peso com o balastro preenchendo toda caixa, será desconsiderada ainda o manto drenante existente na parte inferior do balastro. Segundo a Norma UIC as travessas de betão podem ser consideradas como uma carga longitudinal, como demonstrado na tabela 3. Para a carga transversal, ela será considerada com uma carga de faca actuando linearmente na transversal em comprimento 2.2 m, da travessa monobloco.

Material	Peso
Travessas	1.82 KN/m ²
Carris e fixações	1.0 KN/m
Guarda-corpos	1.0 KN/m
Balastro	8.96 KN/m ²
Laje	13.59/8.75 KN/m ²

Tabela 4: Peso específico de alguns materiais na transversal. (Fonte: ECM. Projecto Executivo)

3.2.1.2. Acções variáveis

Consideram-se acções variáveis, as que não se encontram de modo permanente sobre o tabuleiro e que sofrem variação ao longo da vida da estrutura, entre eles encontram-se:

- Sobrecarga devido ao tráfego ferroviário;
- Sobrecarga sobre o passeio;
- Sobrecarga sobre as guardas;
- Acção do vento sobre o tabuleiro e veículos.

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

Sobrecarga devido ao tráfego

Os valores característicos das sobrecargas, devido ao tráfego nas pontes ferroviárias, são correspondentes ao comboio do tipo:

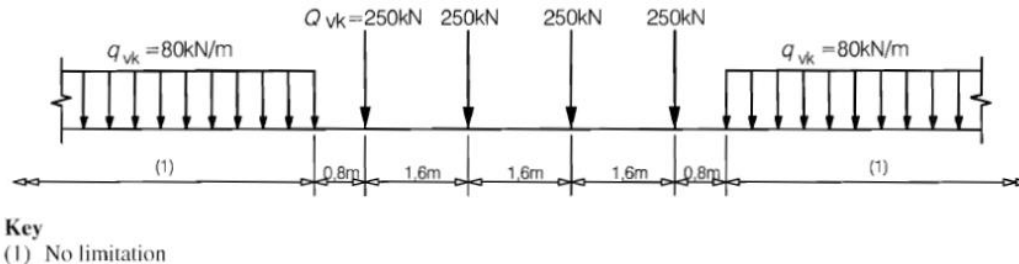


Figura 14: Representação do comboio tipo (Fonte: RSA)

O dimensionamento será feito, baseando-se na via larga, tal como foi realizado no projecto executivo. Tendo uma carga pontual $Q = 250 \text{ kN}$, e uma carga distribuída $q = 80 \text{ kN/m}$. Os valores serão obtidos através dos seguintes coeficientes $\psi_0 = 0.8$, $\psi_1 = 0.6$, $\psi_2 = 0.4$.

Força de lacete

A força de lacete é uma força provocada pelos veículos, actuando na transversal à ponte no sentido horizontal. O valor da força de lacete correspondente ao valor característico da sobrecarga será de 100 kN , sendo uma via, via larga.

Força de arranque e frenagem

Força de frenagem e de arranque são forças que actuam na longitudinal, no topo do carril, na direcção do comboio. Estas forças são consideradas distribuídas, ao longo do comprimento do carril. A direcção destas forças depende da direcção em que o comboio viaja, a frenagem é contrária a direcção do comboio e o arranque é dessa direcção.

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

Para força de arranque se tem:

$$Q_{lak} = 33 \times L_{ab} \leq 1000KN \quad (1)$$

$$Q_{lab} = 5610KN$$

Para força de frenagem se tem:

$$Q_{lbk} = 20 \times L_{ab} \leq 6000KN$$

2

$$Q_{lbk} = 3400 KN$$

Onde:

- Q_{lak} – Força de arranque;
- Q_{lbk} – Força de frenagem;
- L_{ab} – Comprimento da via sobre a ponte (170 m).

O esforço a ser considerado é o de frenagem (Q_{lbk}) Porque este é o caso mais desfavorável.

Sobrecarga nos passeios

Para a determinação da sobrecarga nos passeios, será feita uma análise, com base na carga distribuída de $2KN/m^2$, e com base na de 10 KN, assumindo a que for mais desfavorável. Também será considerada uma carga de $1KN/m$, sobre os guarda-corpos, actuando na horizontal no sentido perpendicular aos mesmos.

Acção do vento sobre o veículo circulante

Para a determinação da acção do vento sobre o material circulante, vai ser considerado uma banda rectangular com uma altura de 3.5m, ao nível da cabeça do carril.

- Largura do tabuleiro 5.60 m;

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

- Altura do tabuleiro 0.7 m;
- Altura acima do solo 10 m;
- Zona B e rugosidade do tipo II;
- h' altura da banda de vento 3.5m.

Determinação do W_k

Segundo (artigo 24 do RSA) o W_k é determinado, considerando a zona a ser implantada o edifício e a altura da ponte a ser usada. Com isso, o W_k é de 0.9 KN/m².

Para obtenção das forças exercidas pelo vento será feita uma aproximação, considerando um tabuleiro, em caixão com almas verticais.

Sem sobre carga

3

$$W = C_w \cdot q \cdot h$$

$$M = C_M \cdot q \cdot b \cdot h$$

4

Com sobrecarga

$$W = X_1 \cdot C_w \cdot q \cdot (h + h')$$

5

$$M = C_M \cdot q \cdot b \cdot h$$

6

$$B_1 = 2.5$$

$$B_2 = 1.46$$

$$B_1/B_2 = 2.5/1.46 = 1.71$$

7

$$b = 5.4 \text{ m}$$

$$h = 1.8 \text{ m}$$

$$b/h = 5.4/1.8 = 3$$

8

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

Com base nas tabelas de SCHLAICH e SCHEEF 1982, obteve-se os seguintes parâmetros para:

Acção do vento sem a sobrecarga

- $C_w = 1.55$
- $C_M = 0.5$

$$W = 1.55 \times 0.9 \times 1.8 = 2.51 \text{KN/m}$$

$$M = 0.5 \times 0.9 \times 1.8 \times 5.4 = 4.74 \text{KNm/m}$$

Acção do vento Com sobrecarga

- $C_w = 1.55$
- $C_M = 0.4$
- $X_1 = 0.9$

$$W = 0.9 \times 1.45 \times 0.9 \times (1.8 + 3.5) = 6.22 \text{KN/m}$$

$$M = 0.4 \times 0.9 \times 1.8 \times 5.4 = 3.5 \text{KNm/m}$$

3.2.2. Determinação do Coeficiente dinâmico

O coeficiente dinâmico, φ pelo qual serão multiplicadas as sobrecargas para terem em conta os seus efeitos dinâmicos, é dado em geral pela seguinte expressão:

$$\varphi = 1 + \left(\frac{2.16}{\sqrt{l} - 0.2} - 0.27 \right)$$

12

Onde l é um comprimento de referência. Como a ponte será construída em Vigas contínuas $l = Lm \times (1 + 0.1n)$ sendo n o número de vãos e Lm o vão médio então

$$Lm = \frac{20 \times 7 + 30}{9} = 18.889$$

13

$$l = 18.89 \times (1 + 0.1 * 5) = 28.335$$

14

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

$$\varphi = 1 + \left(\frac{2.16}{\sqrt{28.335} - 0.2} - 0.27 \right) = 1.14$$

Transversalmente e para a análise longitudinal do tabuleiro, o comportamento dinâmico transversal e o coeficiente dinâmico na longitudinal são distintos, sendo necessária a consideração de um outro coeficiente dinâmico. Isto é, devido ao banzo superior de uma viga principal do tabuleiro, que funciona transversalmente, de modo que, o valor de l é distinto e igual a 3 vezes o afastamento entre as vigas principais, o que resulta num valor de $\phi_3 = 1.50$.

O coeficiente dinâmico para esforços transversos é apresentado na fórmula 15, sendo limitado entre $1.07 \geq \varphi \geq 1.67$

$$\varphi = 1 + \frac{2}{3} \times \left(\frac{2.16}{\sqrt{28.335} - 0.2} - 0.27 \right) = 1.1$$

15

Onde:

- φ – Coeficiente dinâmico na longitudinal;
- ϕ_3 – Coeficiente dinâmico na transversal.

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

3.2.3. Cargas permanentes

As cargas permanentes, são cargas provocadas pelas acções permanentes, segundo o que já se foi apresentado anteriormente, as cargas permanentes serão transmitidas para a laje de betão do tabuleiro e descarregadas as vigas metálicas. O sistema de distribuição das cargas é apresentado a seguir:

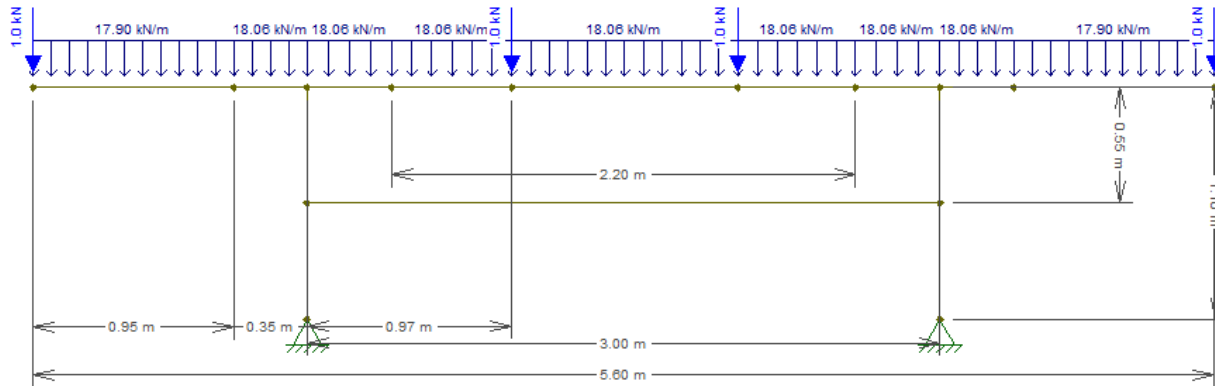


Figura 15: Representação das cargas na transversal (Fonte: Autor)

Para uma melhor análise dos esforços na transversal será adoptado um sistema isostático da estrutura, para permitir a compatibilização dos momentos transmitidos pelo pelas sobrecargas. Esta compatibilização vai permitir evitar esforços de torção nas vigas principais.

Diagrama de esforços transversos

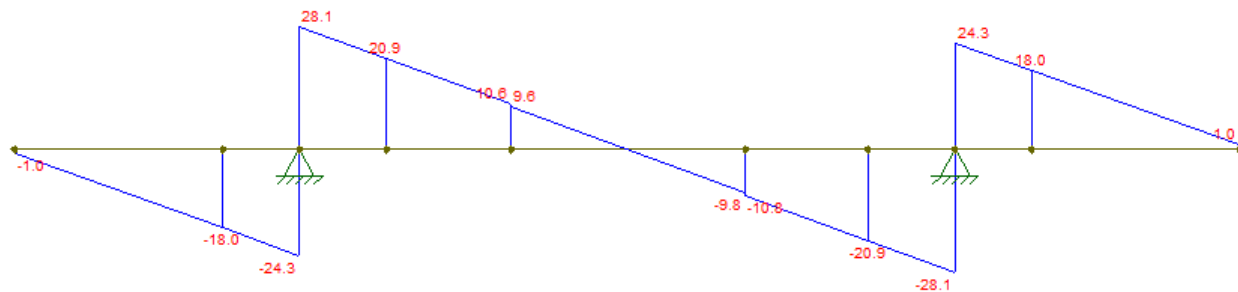


Figura 16: Diagrama de esforços transversos do peso próprio

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

Diagrama de momentos

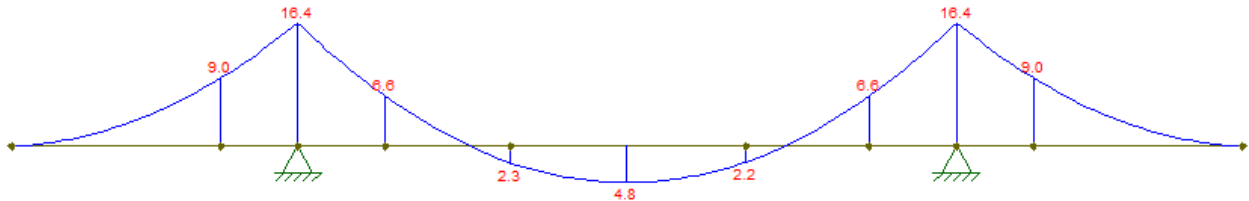


Figura 17: Diagrama de momentos do peso próprio na transversal

3.2.4. Sobrecargas devido a acção do comboio tipo

Para o estudo da acção do comboio tipo na transversal, serão consideradas duas sobrecargas, sendo uma carga localizada e uma carga distribuída na longitudinal. Para as sobrecargas do comboio tipo serão consideradas cargas para uma via larga.

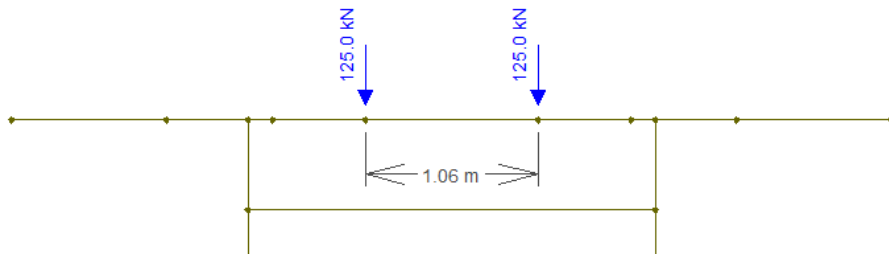


Figura 18: Representação das cargas do comboio tipo na transversal

Esforços transversos

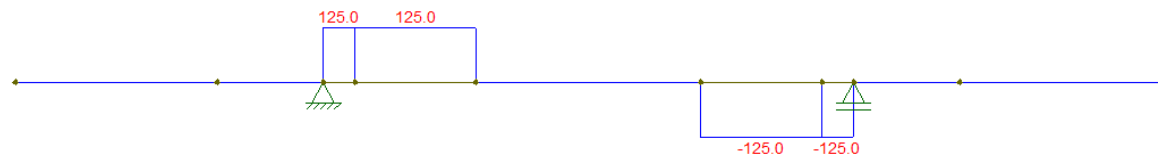


Figura 19: Representação dos esforços transversos do veículo tipo

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

Momento flector

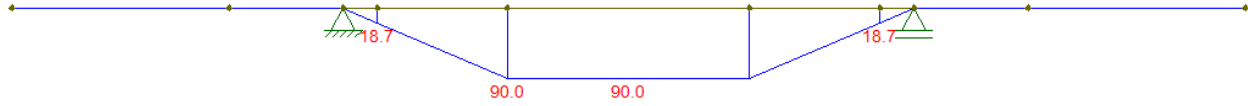


Figura 20: representação do momento flector devido ao comboio tipo

3.2.5. Acção da sobrecarga do passeio e das guardas.

Para análise transversal do tabuleiro, serão consideradas duas sobrecargas tal como estipulado no RSA. Tendo em conta a carga axial de 1kN, actuando a uma distância de 1,2m em relação ao passeio e uma carga vertical de 10kN, actuando na borda do passeio.

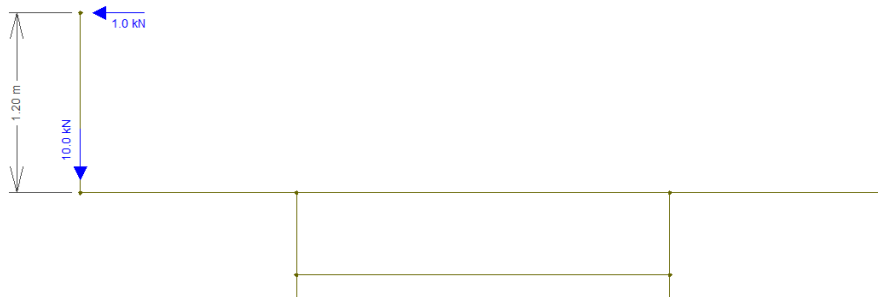


Figura 21: Representação da sobrecarga nos passeios e das guardas

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

Onde:

- S_{Gik} – Esforço resultante de uma acção permanente;
- S_{Q1k} – Esforço variável considerada como acção de base;
- S_{Qjk} – Esforço resultante da acção de base destinada a acção de base.

Carga permanente		S.C. V. tipo		S.C. Passeio	
N	0	N	0	N	1
T	25.1 (KN)	T	125 (KN)	T	10 (KN)
M-	-16.4 (KNm)	M	90 (KN)	M	0
M -	-0.3 (KNm)	M-	0	M	-15.7 (KNm)

Tabela 5: Esforços máximos

C. Base	S.C. Passeio	S.C. V. Tipo
N (KN)	0.0	0
T (KN)	313.2	370.815
M (KNm)	-59.925	201.4

Tabela 6: Combinação das acções.

Armadura transversal de flexao		
	As/m	AS/m
AS (-)	4.53	ϕ12@200
As (+)	24.78	ϕ20@125

Tabela 7: Armadura transversal de flexão

Comentário: com base nos resultados apresentados na tabela 7, as armaduras dos esforços positivos apresentam-se da mesma forma que os do projecto, diferindo apenas da armadura dos esforços negativos, que são inferiores em relação aos apresentados no projecto, tal como se pode ver no anexo A, Tab. 3.

Para melhor resistência dos esforços transversos, a laje vai apresentar armadura de esforços transversos. Esta armadura será determinada com base no REBAP e os resultados são apresentados na tabela 8.

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

$$V_{rd} = \tau_2 \times b \times d = 7 \times 10^3 \times 0.3 \times 1 = 2100 \text{ KN}$$

$$V_{cd} = \tau_1 \times b \times d = 0.9 \times 10^3 \times 0.3 \times 1 = 270 \text{ KN}$$

18

Vrd	2100 KN
Vcd	270 KN
Vwb	24 KN
A/s	2Φ12@60

Tabela 8: Armadura de esforço transverso

3.3. Análise longitudinal do tabuleiro

A análise longitudinal do tabuleiro será feita, tendo em conta as acções variáveis e acções permanentes.

3.3.1. Acções permanentes

Para a análise das cargas permanentes que se fazem sentir na estrutura, serão consideradas todas as cargas transmitidas pelos elementos da via (carris, travessas e balastro), peso próprio da laje, peso próprio das vigas metálicas e as vigas transversais. Os elementos da via foram considerados com base no projecto executivo, tal como demonstrado anteriormente.

Cargas permanentes distribuídos na longitudinal.

- Peso da laje: $8.75 \times 3.5 = 30.625 \text{ KN/m}$;
- Peso dos passeios: 23.81 KN/m ;
- Peso do balastro: $25.9 \times 1.33 = 34.45 \text{ KN/m}$;
- Travessas: 4 KN/m ;
- Carris: 2 KN/m ;
- Guarda corpos: 2 KN/m ;
- Peso das vigas principais: $32600 \times 78.5 \times 10^{-6} \times 2 = 5.12 \text{ KN/m}$;
- Peso das vigas transversais e dos contraventamentos: 1.0097 KN/m ;

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

➤ Peso total: 103.01 *KN/m*.

O peso das vigas transversais a meio vão e dos contraventamentos, junto com suas chapas de ligação, por se encontrarem em diversos pontos ao longo da ponte, foi determinado o seu peso total e dividido pela extensão da ponte.

Representação da carga distribuída para o sistema estático.

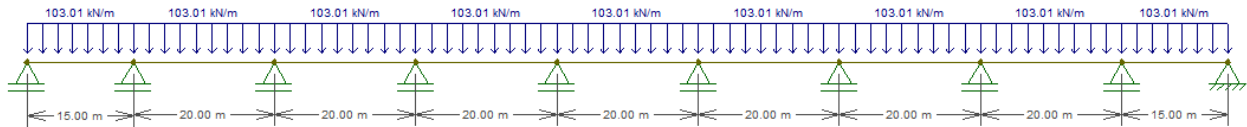


Figura 24: Representação da carga permanente na longitudinal

Esforços transversos

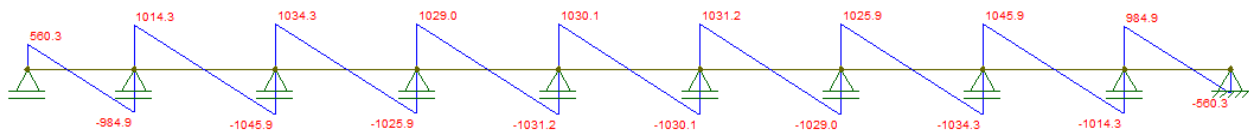


Figura 25: Diagrama de esforços transversos

Momentos flectores

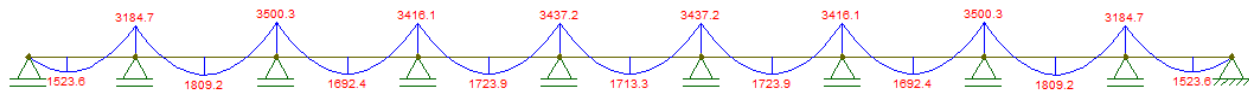


Figura 26: Diagrama de momentos na longitudinal

3.3.2. Cargas variáveis

Para determinação das cargas variáveis que se fazem sentir na longitudinal, teremos em consideração a acção do comboio tipo na longitudinal, tal como foi apresentado no

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

RSA. Também será considerada a acção nos passeios.

3.3.2.1. Comboio tipo.

Como já foi dito antes que, será dimensionado o tabuleiro, considerando uma via larga, para tal, as cargas consideradas são $Q = 250\text{KN}$ e $q = 80\text{KN/m}$. De seguida, será apresentada a disposição das cargas do veículo tipo e os seus devidos esforços.

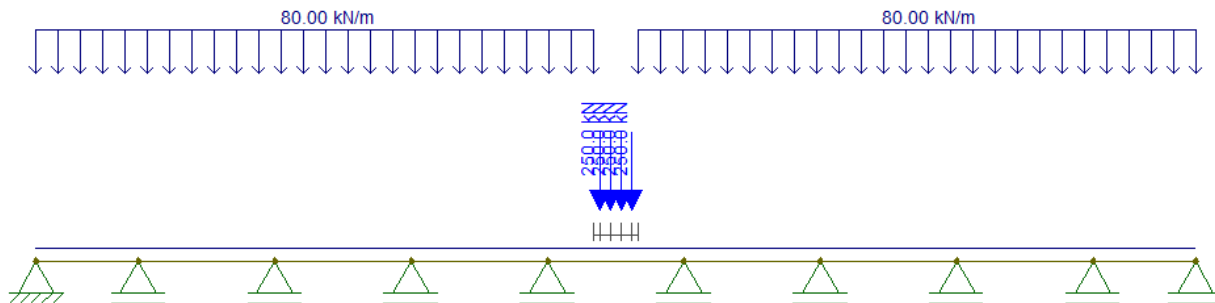


Figura 27: Disposição das cargas do comboio tipo

Pormenor da distribuição das cargas pontuais



Figura 28: Pormenor das cargas pontuais

As cargas são móveis, o que significa que podem estar em qualquer ponto do tabuleiro, de modo que para se obter a envoltória dos esforços, foi usada a ferramenta LOAD TRAIN do FTOOL, que faz a envoltória de esforços para todas as posições possíveis do veículo tipo.

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

Esforços transversais máximos e mínimos criados pelo comboio tipo

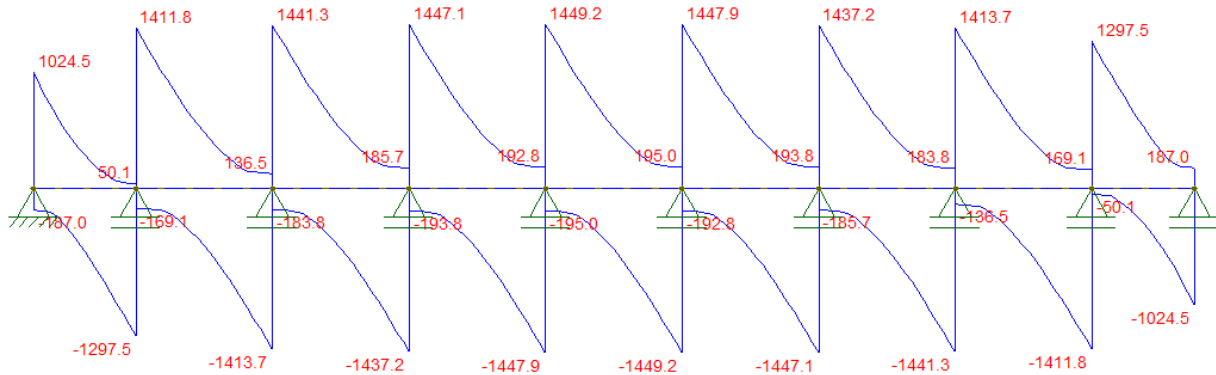


Figura 29: Envoltório de esforços transversais devido ao comboio tipo na longitudinal

Momentos máximos e mínimos obtidos pelo comboio tipo

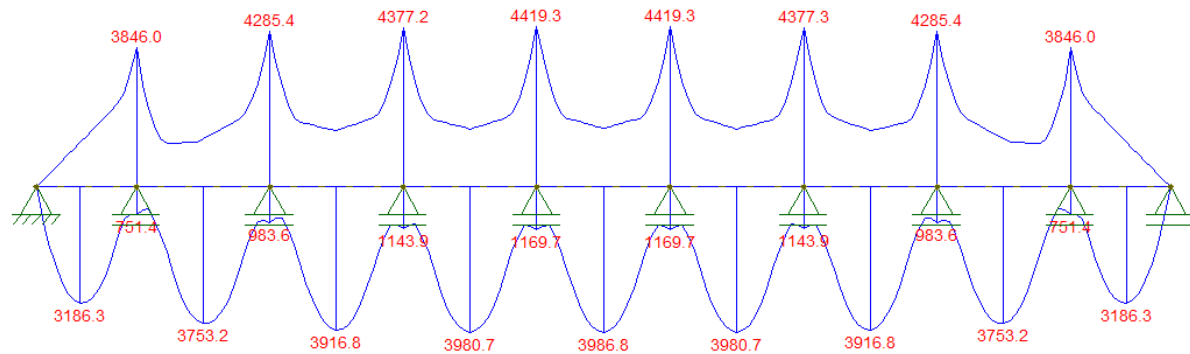


Figura 30: Envoltória de momentos flectores devido ao comboio tipo na longitudinal

3.3.2.2. Sobrecarga nos passeios

Para a análise da sobrecarga do passeio, será considerada a carga distribuída (2 KN/m), por essa se comportar de forma mais desfavorável. A determinação da sobrecarga de passeio, na longitudinal, será analisada da seguinte forma: $2 \times 0.95 \times 2 = 3.8 \text{ KN/m}$. Esta sobrecarga distribuída será representada como mostra a figura

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

abaixo.

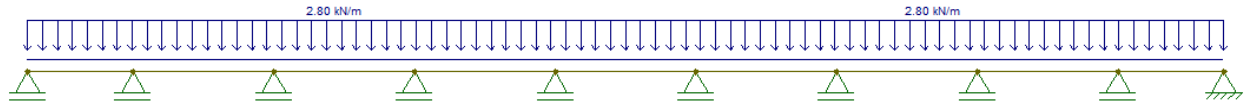


Figura 31: representação da sobrecarga de passeio na longitudinal

Representação dos esforços transversos

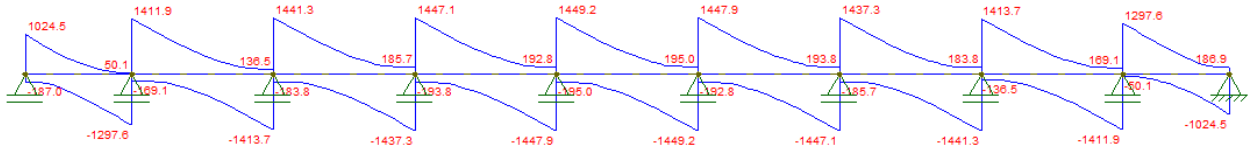


Figura 32: Representação dos esforços transversos devido a sobrecarga de passeio na longitudinal

Representação dos momentos flectores.

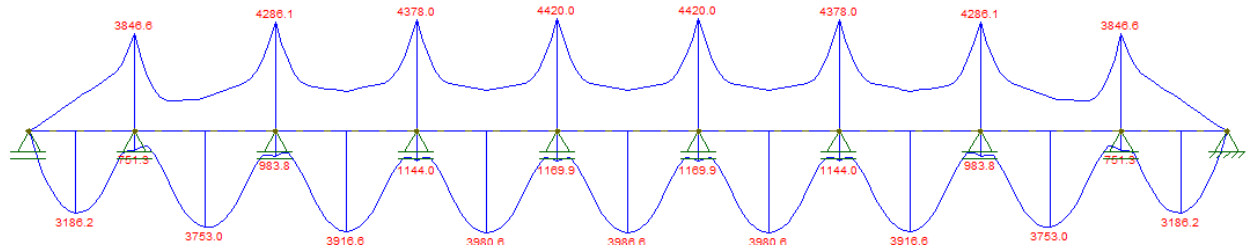


Figura 33: Diagrama de momentos na longitudinal devido a sobrecarga de passeio na longitudinal

3.3.3. Combinação de acções na longitudinal

A combinação das acções na longitudinal vai ser realizada com base no RSA, usando-se a expressão anteriormente apresentada para a combinação na transversal.

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

Esforços Transversos

	C.P (KN)	S.C.V (KN)	S.C.P (KN)	Base (S.C.V) KN	Base (S.C.P) KN
E1	560.3	1024.5	19.8	2415.75	2095.25
P1	1014.3	1411.8	31.7	3661.58	3221.32
P2	1034.3	1441.3	32.8	3737.03	3287.72
P3	1029	1447.1	33.0	3739.38	3288.29
P4	1030.1	1449.2	33.0	3744.22	3292.45

Tabela 9: Combinação de acções dos esforços transversos

Momentos máximos

	C.P. (KNm)	S.C.V (KNm)	S.C.P (KNm)	Base (S.C.V) (KNm)	Base (S.C.P) (KNm)
M+	1713.3	3986.8	93	9011.0154	7719.95
M-	3437	4419.3	126.5	112055.108	9232.12
M	1809	3980.7	85.7	9022.25	7830.49

Tabela 10: Combinação de acções dos momentos máximo no apoio e a meio vão

3.4. Verificação de segurança para as vigas mistas

3.4.1.1. Determinação da largura efectiva

A largura efectiva é a largura da laje de betão, usada na análise longitudinal. Para determinar essa largura foi baseada no EC4 (EN 1994-1-1). Em que as análises da largura são de acordo com a localização do tramo, tal como mostra a figura a baixo.

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

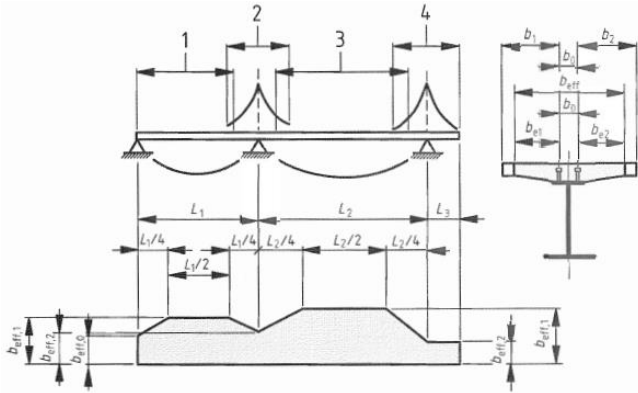


Figura 34: Representação da Largura efectiva. (Fonte EC4)

A Largura é determinada, baseando-se nas seguintes fórmulas:

- Para vãos intermediários $b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$
- Para apoios extremos. $b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}$

19

20

Onde:

- b_{eff} – Largura efectiva;
- b_0 – Distância entre os conectores salientes;
- $\sum b_{ei}$ – Valor eficaz do bazo de betão, de cada lado da alma;
- $\beta_i = \left(0.55 + \frac{0.025L_e}{b_{ei}} \right)$;

	beff
Vão médio	2.6
Apoio intermédio	2.6
Apoio extremo	2.5
Vão extremo	2.6

Tabela 11: Largura efectiva dos apoios e dos vãos

NB: Para o caso em estudo a largura máxima admissível é de 2,6 m.

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

Determinação das características da viga mista

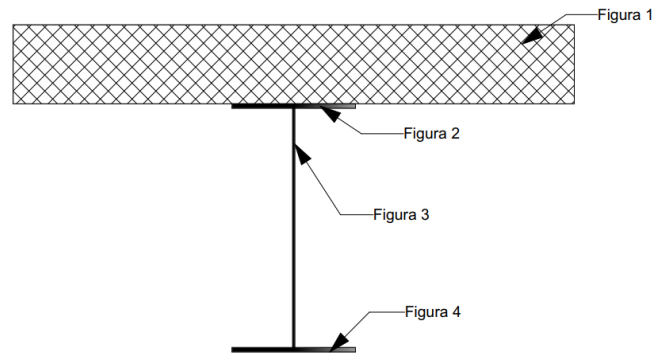


Figura 35: Secção transversal da viga mista

	B	h	A	Yg	A*yg	Yg	I	Ix
Fig1	2.6	0.35	0.91	1.275	1.16025	1.25	0.00928	0.000572
Fig2	0.55	0.02	0.011	1.09	0.01199		3.67E-07	0.000281
Fig3	0.01	1.06	0.0106	0.55	0.00583		0.001141	0.005193
Fig4	0.55	0.02	0.011	0.01	0.00011		3.67E-07	0.016912
total			0.9426		1.17818			0.022958

Tabela 12: características da viga mista

3.4.2. Verificação da resistência a flexão da viga mista

As vigas de alma cheia serão verificadas aos Estados Limites Últimos de Flexão, considerando o seu comportamento misto, quer com a contribuição da laje de betão para a resistência dos momentos positivos, quer com a contribuição da armadura para a resistência dos momentos negativos. Será avaliada qual a classe da secção transversal para determinar qual o tipo de análise a realizar e será avaliada qual a susceptibilidade à encurvadura da secção, para averiguar qual o seu impacto na redução da resistência da secção.

3.4.2.1. Determinação da Classe da secção transversal

A determinação da classe da secção transversal, depende do tipo de solicitação existente ao nível de determinada secção, e é caracterizada pela classe do elemento

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

da secção, com maior susceptibilidade à encurvadura local. Assim, vai ser determinada a classe de betão, quer para o vão da ponte (momentos predominantemente positivos) quer para os apoios (momentos predominantemente negativos, e que determinam a classe em cada uma destas secções).

Vão: Nas secções de momentos positivos, a Linha Neutra encontra-se no banzo superior de betão, pelo que o perfil metálico se encontra todo a tracção, sendo desta forma secções de classe 1, o que permite a realização de análises plásticas.

Apoio:

- a) Classe do banzo-banzo solicitado a compressão:

A classe do banzo é determinada com base no EC3 parte 1-1 (5.6), para o bazo faz-se a seguinte relação:

$$c/t \leq 14\varepsilon$$

$$8.9 \leq 11.31 \text{ Class3}$$

- b) Classe da alma-alma solicitada a compressão e a flexão

$$c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0.67 + 0.33\Psi}$$

$$\Psi = \frac{(1.1 - Y_{ln})}{Y_{ln}}$$

$$c/t = 1045/16 = 65.3 \leq 74.15 \text{ Classe 3}$$

Sendo:

- ε – Coeficiente que depende da Classe do Aço, (S355, $\varepsilon = 0.81$);
- Y_{ln} – Posição da linha neutra da viga metálica;
- c – Comprimento da alma/ comprimento do banzo em consola;
- t – espessura.

Sendo assim a secção da viga metálica nos apoios apresenta uma classe 3

3.4.2.2. Momentos a meio vão

Para os momentos a meio vão, serão feitas análises plásticas devido à classe que a secção a meio vão apresenta, esta análise plástica permitirá que sejam considerados, estados limites últimos de utilização. Também será considerada uma conexão total, entre a viga metálica e a laje, permitindo deformações idênticas.

Determinação do Momento plástico resistente para momentos positivos

No cálculo do momento resistente positivo são consideradas três situações, no que diz respeito à posição do eixo neutro plástico: eixo neutro na laje de betão, eixo neutro no banzo superior, eixo neutro na alma.

Eixo Neutro

Para a determinação da posição do eixo neutro foi usada a relação F_c e F_a , em que neste caso a força de compressão foi maior que a força de tracção, tal como demonstram os cálculos seguintes:

$$F_a = A_a * \frac{f_y}{\gamma_a} = 32600 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 11573KN$$

21

Onde:

- F_a – Força de tracção;
- A_a – Área da secção da viga metálica;
- f_y – Tensão de cedência da viga metálica;
- γ_a – Coeficiente de parcial de segurança a rotura do aço .

$$F_c = h_c \times b_{eff} \times \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times 0.85 \right) = 0.35 \times 2.6 \times (23.3 \times 0.85) = 17329.375 KN$$

22

Onde:

- F_c – Força de compressão;
- h_c – Haltura da laje;
- $\frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ – Tensão de compressão do betão.

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

$$z = \left[\frac{F_a}{b_{eff}(0.85 \times f_{cd})} \right] = 0.225m \quad \boxed{23}$$

Onde:

- Z – posição do eixo neutro a partir do ponto superior da laje de betão.

O momento resistente plástico pode ser determinado com base na fórmula 24:

$$M_{plRd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c - \frac{z}{2} \right) \quad \boxed{24}$$

Onde:

- M_{plRd} – Momento resistente plástico
- h_a – Altura da viga metálica

$$M_{plRd} = 9113.74 \text{ KNm}$$

3.4.2.3. Momento nos apoios

Para estruturas de grande envergadura como pontes, que apresentam uma estrutura mista, nos pontos críticos são consideradas análises elásticas, porque esta análise permite uma maior segurança da mesma. Para o caso em estudo não foge a regra, neste caso análise elástica será feita com base no EC4-1-1, considerando juntamente risco de encurvadura devido a flexão.

Determinação do momento resistente nos apoios

Para a determinação do momento resistente nos apoios (momento negativo), será considerado o caso mais desfavorável, que é quando a laje de betão se encontra fendilhada, devido a tracção exercida pelo mesmo esforço. Tendo esta laje fendilhada, apenas a viga metálica e a armadura da laje na longitudinal é que vão resistir esses momentos. A determinação do momento resistente, é realizada em conjunto com as

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

condições de encurvadura, ou seja, o momento resistente depende da condição da encurvadura das vigas.

Determinação do coeficiente de redução devido a encurvadura

O coeficiente de encurvadura lateral é determinado, com base na esbelteza e no factor de imperfeição, tal como mostra a fórmula 25.

$$X_{lt} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.854 \quad \boxed{25}$$

Onde:

- λ_{LT} – Esbelteza;
- $\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2]$;
- α_{LT} – Factor de Imperfeição, determinado pelas tabelas 6.3 e 6.34 do EC3-1-1.

Determinação da Esbelteza

A esbelteza foi determinada com base na fórmula 26:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} = 0.759 \quad \boxed{26}$$

Onde:

O M_{Rk} é o momento resistente da secção mista, determinado com base nos valores característicos das propriedades dos materiais.

O momento crítico (M_{cr}), é o momento crítico elástico de bambeamento, este é determinado com base no modelo de U-invertido. Este modelo, consiste na aplicação de duas forças horizontais, de sentidos opostos, nos banzos inferiores de duas vigas

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

metálicas ligadas entre si por uma laje, tal como demonstra a figura abaixo. Deste modo é possível simular o comportamento de uma viga mista quando sujeita a momentos negativos. Esse modelo só é aplicável a estruturas que sejam compostas por uma malha paralela de vigas mistas.

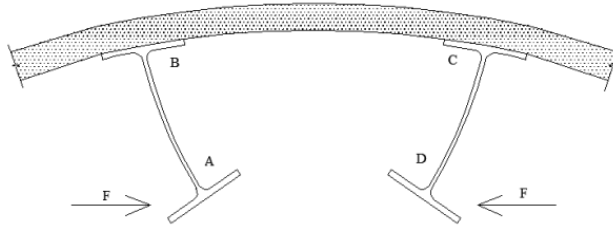


Figura 36: Representação das forças sobre as vigas

O momento crítico pode ser dado pela seguinte expressão:

$$M_{cr} = \frac{K_c C_4}{L} \sqrt{\left(G I_{at} + \frac{k_s L^2}{\pi^2} \right) E_a I_{afz}}$$

Onde:

- k_s – Régides transversal por unidade de comprimento da viga mista;
- C_4 – Coeficiente dependente da distribuição do momento flector no comprimento L;
- K_c – Propriedades geométrica da secção mista;
- I_{afz} – Momento de inércia do banzo inferior da secção de aço estrutural em relação ao eixo de menor inércia;
- E_a – Módulo de elasticidade de aço estrutural (210 GPa);
- G – Módulo de distorção do aço estrutural (81 GPa);
- I_{at} – Constante de torção de St. Venant da secção de aço estrutural;

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

NB: Para o caso em análise, a expressão do M_{cr} apresentada foi simplificada, porque a constante de torção apresenta uma contribuição muito reduzida em relação a $k_s L^2 / \pi^2$, podendo por isso ser desprezada.

$$M_{cr} = \frac{K_c C_4}{\pi} \sqrt{k_s E_a I_{afz}} \quad \boxed{27}$$

Determinação do M_{bd}

Para análise de vigas mistas, considerando a componente de encurvadura lateral, o EC4 substituí o M_{Rb} por $M_{el,Rb}$.

$$M_{el,Rb} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad \boxed{28}$$

Onde:

- $M_{el,Rb}$ – Momento resistente elástico;
- $M_{a,Ed}$ – Momento actuante na viga antes do comportamento misto;
- $M_{c,Ed}$ – Momento actuante na viga com o comportamento misto;
- k – Menor factor que conduz a um dos limites de tensão dados;

O momento resistente nos apoios pode ser determinado com base na fórmula 30:

$$M_{bd} = X_{LT} M_{el,Rd} = 6609 \text{KNm} \quad \boxed{30}$$

Onde:

- M_{bd} – Momento resistente da viga mista considerando a encurvadura;
- X_{LT} – Coeficiente de redução devido a encurvadura;
- $M_{el,Rd}$ – Momento resistente;

3.4.3. Resistência ao esforço transversal

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

Para a verificação da segurança ao esforço transversal, será considerada que o esforço transversal, será suportada apenas pelas vigas metálicas, especificamente pela resistência da alma da viga.

O valor de cálculo da resistência ao esforço transversal é dependente da esbelteza da alma:

$$c/t_w = \frac{1045}{16} = 65.3$$

Determinação da expressão

A expressão do cálculo da resistência ao esforço transversal depende da esbelteza como foi dito antes, segundo (EC3 parte 5)

Se

$$c/t_w > \frac{72\varepsilon}{\eta} = \frac{72 \times 0.81}{1.2} = 48.6$$

Onde:

➤ η – é um coeficiente que varia de acordo com a classe do aço (1.2)

$$\text{➤ } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Confirmada a condição imposta antes, a expressão que determina a resistência do esforço transversal é:

$$V_{bWRd} = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot t_w \cdot h_w}{\sqrt{3}}$$

31

Onde:

- X_w – é o factor de redução da resistência devido à encurvadura, que pode ser obtido da seguinte tabela da EN 1993-1-5:
- f_{yw} – Tensão de cedência da viga metálica;
- t_w/h_w – espessura da alma/ comprimento da alma

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

Tabela 13: Tabela para determinar o λ_w (Fonte: EC5-1)

$$\lambda_w = \frac{h_w}{86,4 \cdot t_w \cdot \varepsilon} = \frac{1045}{86,4 \cdot 0,81 \cdot 16} = 0,93$$

32

$$X_w = \frac{0,83}{0,93} = 0,89$$

$$V_{bWRd} = \frac{0,89 \times 355 \times 10^3 \times 1045 \times 16 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 3050 \text{KN}$$

3.5. Determinação da conexão entre a viga e a laje de betão.

Como já foi dito anteriormente, que foi adoptada uma conexão total entre as vigas e a laje de betão. Então, para que esta conexão se realize serão colocados conectores dúcteis de cabeça, porque estes permitem uma transmissão dos esforços de corte da laje para a viga metálica.

A determinação da conexão entre a viga metálica e a laje, é feita com base nas características dos conectores e com base no esforço transversal. Segundo o EC4 EN 1994-1-1, a determinação da conexão, dita a capacidade de transmissão de esforço, os números de conectores determinados são conectores que se encontram ao longo de um comprimento, entre dois pontos de momentos nulos (L_e).

3.5.1. Determinação da resistência dos conectores.

A resistência dos conectores é realizada baseando-se em duas expressões:

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

$$P_{Rd} = \frac{0.8f_u\pi d^2/4}{\gamma_v} \quad \boxed{33}$$

$$P_{Rd} = \frac{0.29\alpha d^2\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v} \quad \boxed{34}$$

Onde:

- P_{Rd} – Resistência ao corte do perno;
- f_u – Resistência última à tracção do material do conector;
- E_{cm} – Módulo de elasticidade do betão;
- f_{ck} – Tensão de rotura do betão;
- γ_v – Coeficiente parcial.

$$P_{Rd} = \frac{0.8 \times 450 \times 10^3 \times \pi \times (0.022)^2/4}{1.25} = 109.5 \text{KN}$$

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \times (0.022)^2 \sqrt{35 \times 10^3 \times 34 \times 10^6}}{1.25} = 122.5 \text{KN}$$

NB: Para determinação da conexão utiliza-se o menor valor desses dois (109.5 KN)

$$\text{Nr}^\circ \text{ de conectores} = \frac{2015.086}{109.5} = 18.4 \approx 19$$

O valor mínimo de conectores devera ser de 19 conectores por um comprimento de 10 m.

3.6. Estabilidade Global

Durante a operação de lançamento a estrutura é solicitada com momentos flectores no eixo de maior inércia da secção em forma de I. No entanto, as duas vigas estão ligadas através de um sistema de travamentos que as solidariza, tornando a secção total da estrutura espacial muito menos sensível aos efeitos de instabilidade lateral por flexão-torção. Aliás, considerando a secção conjunta das duas vigas, o eixo de maior inércia deixa de ser o horizontal e passa a ser o vertical. Nesta direcção não existem momentos flectores actuantes e portanto não é necessário avaliar a resistência de

REDIMENSIONAMENTO DO TABULEIRO

flexão-torção da secção. No entanto, deve considerar-se o efeito da compressão nos banzos, garantindo que estes estão convenientemente travados e que não pode ocorrer instabilidade durante o lançamento.

3.7. Acção do Vento

O sistema de contraventamento desta ponte, divide-se em dois tipos, vertical e horizontal com funções distintas, como se explica em seguida:

- Contraventamento vertical - O sistema de contraventamento vertical entre vigas tem como função principal evitar distorções na secção, que provocam flexões diferenciais nas vigas.
- Contraventamento horizontal - O sistema de contraventamento horizontal ao nível do banzo inferior que tem como principal função aumentar a rigidez à torção ao transformar uma secção aberta numa espécie de caixão, serve também para a distribuição da acção do vento e ajuda á estabilização dos banzos.

Segundo o projecto executivo, para á análise da acção do vento, no dimensionamento do tabuleiro foram considerados os seguintes esforços: $f_w = 10.45\text{kN/m}$ e $m_w = 29\text{kNm/m}$.

Comparando as acções de vento usadas no projecto, para o seu dimensionamento e o valor das acções por me determinadas pode-se concluir que o sistema de contraventamento vai apresentar um suporte satisfatório.

4. Conclusão e Recomendações

4.1. Conclusão

O estágio correu muito bem, apesar dos condicionamentos e limitações apresentadas durante o relatório. Ele permitiu interagir de forma significativa com a equipe de fiscalização e conhecer os modelos que se apresentam na execução de uma obra de arte. O estágio, proporcionou uma oportunidade ímpar, para adquirir experiência, na tomada de decisões e na criação de soluções imediatas, face aos diversos problemas que surgem no decurso da obra. Também permitiu conhecer o modo operando do empreiteiro, face ao grupo de fiscalização e ao dono da obra.

O acompanhamento dos trabalhos também foi realizado de forma satisfatória, advertindo-se ao empreiteiro sempre que não eram cumpridas as normas acordadas, analisando as contrapropostas e o modo operando da empreitada. A análise do projecto executivo, permitiu melhorar as questões de interpretação dos projectos, e fazer a ligação entre a teoria, conhecimentos adquiridos durante a formação e prática, durante a execução da obra ou do estágio.

O redimensionamento do tabuleiro, permitiu determinar a redução das cargas transmitidas a infra-estrutura, reduzindo as dimensões dos pilares para receberem as mesmas, tal como é demonstrado no Anexo A. As soluções adoptadas para esse redimensionamento, se apresentaram satisfatórios como se pode ver com base nos factores de segurança, que são ilustrados no trabalho.

4.2. Recomendações

Após a realização deste trabalho de campo e da realização deste relatório, pode-se recomendar:

- Seguir o programa das actividades, para não permitir uma discrepância no plano das actividades da fiscalização;
- Informar ao projectista as alterações do projecto durante a execução, mesmo este não participando na execução;
- Realizar as actividades, seguindo de forma taxativa as normas contratuais, caso não se apresente as contrapropostas com antecedência.
- Realizar, o mais breve possível, as análises e pareceres técnicos das contrapropostas do empreiteiro e dos trabalhos de campo;
- Exigir mais cuidado com o meio ambiente na construção de ponte, principalmente nos rios e lagos próximos a povoações;
- Criar mais programas de visita ao campo, durante o decorrer do curso, de modo a permitir que o estudante concilie a teoria e a prática, da melhor forma possível;

5. Referências bibliográficas.

- A.J.Reis. 2002, **Folhas da Disciplinas de Pontes**, Portugal, Instituto superior técnico;
- Norma Portuguesa EN 1994-1-1 2007, **Projecto de estruturas mistas Aço e betão**, (Eurocodigo 4, parte 1);
- Norma Portuguesa EN 1993-1-1 2010, Projecto de estruturas de Aço (Eurocodigo 3. Parte 1);
- EN 1991-2, Sobrecargas em Pontes;
- Regulamento de Betão armado e Pré-esforçado (REBAP);
- Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (RSA);
- DIRECÇÃO DOS SERVIÇOS DOS PORTOS, CAMINHOS DE FERRO E TRANSPORTES, **Regulamento de Serviço de Via e Obra (CFM)**; 9 de Janeiro 1975.
- EN1536, Trabalhos Geotécnicos de execução especial (Concepção de Estacas), Fevereiro de 1999;
- Division of Roads and Transport Technology, **Especificações Técnicas Para Obras De Estradas e Pontes**, Setembro de 1998 (Esboço de tradução de 2010);
- Committee of State Road Authorities, **CODE OF PRACTICE OF DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES AND CULVERTS IN SOUTH AFRICA**, TMH7: 1981 parts 1 and 2;
- Standard test methods for *Cross hole* seismic Testing, Universidad Nacional de Colombia;
- Jorge Agostinho Teixeira Guimarães, Analise e dimensionamento de pórticos mistos Aço- Betão;
- (CEM) Projecto de Execução reabilitação da obra de arte (PONTE FERROVIÁRIA) sobre o Rio Tembe direcção executiva do CFM SUL.
- Schlaich j. e Scheef H., Concrete Box-Girder Bridges;

ANEXOS A

	C.P (KN)	S.C.V (KN)	S.C.P (KN)	Base (S.C.V) KN	Base (S.C.P) KN
E1	560.3	1024.5	19.8	2476.1	2143.93
P1	1999.2	1411.8	31.7	5074.55	4618.28
P2	2080.2	1441.3	32.8	5234.11	4768.46
P3	2054.9	1447.1	33.0	5209.81	4742.31
P4	2061.3	1449.2	33.0	5221.92	4753.73

Tab 1: Combinação de acções, das cargas nos pilares depois da redução dos elementos

	C.P (KN)	S.C.V (KN)	S.C.P (KN)	Base (S.C.V) KN	Base (S.C.P) KN
E1	626.1	1024.5	19.8	2564.92	2232.76
P1	2234	1411.8	31.7	5391.53	4935.26
P2	2324.5	1441.3	32.8	5563.92	5098.27
P3	2296.3	1447.1	33.0	5535.701	5068.2
P4	2303.4	1449.2	33.0	5548.76	5080.56

Tab 2: Combinação de acções, das cargas nos pilares antes da redução dos elementos

Secção	M_{sd} [kNm]	d [m]	μ	A_s [cm ²]	V_{sd}	A_s/s [cm ² /m]
Consola	-31	0.28	0.015	2.9	30	1.53
Vão	192	0.28	0.092	18.65	230	11.71

Tab 3: Tabela de armadura dos da laje na transversal (Fonte: ECM, Projecto executivo)

ANEXOS C



Figure 1: Armadura de reforço nos pilares e Armadura do maciço (Fonte: Autor)



Figure 2: Ensaio de densidade da lama bentonitica realizada in situ



Figure 4: Saneamento de estacas



Figure 5: Betonagem do maciço de encabeçamento (fonte autor)