

AGÊNCIA FIDUCIÁRIA PARA A
ADMINISTRAÇÃO DE PROJECTOS (AFAP)



INSTITUTO NACIONAL DE ESTRADAS (INAE)



REPÚBLICA DEMOCRÁTICA DE
SÃO TOMÉ E PRÍNCIPE
UNIDADE - DISCIPLINA - TRABALHO



Versão final

PREPARAÇÃO DO ANTEPROJECTO, DA AVALIAÇÃO DO IMPACTO AMBIENTAL E SOCIAL E
DOS DOCUMENTOS DE CONCURSO PARA O CONTRATO DE CONCEPÇÃO E CONSTRUÇÃO
DA PONTE SOBRE O RIO LEMBÁ E DA PONTE DE BRIGOMA



RELATÓRIO FINAL
RELATÓRIO TÉCNICO



ACI 2000
BP 5014
Bamako - Mali

tel.: +223 20 24 32 34/44 90 00 54
fax: +223 20 24 13 03/44 90 00 65


E-mail: cib@cihoas.com
www.cib-sax.com

FINANCIAMENTO: BANCO MUNDIAL (IDA)





FEVEREIRO 2004

**AGÊNCIA FIDUCIÁRIA PARA A
ADMINISTRAÇÃO DE PROJECTOS (AFAP)**




NATIONAL INSTITUTE FOR ROADS (INAE)







**REPÚBLICA DEMOCRÁTICA DE
SÃO TOMÉ E PRÍNCIPE**
UNIDADE - DISCIPLINA - TRABALHO






Versão final


PREPARAÇÃO DO ANTEPROJECTO, DA AVALIAÇÃO DO IMPACTO AMBIENTAL E SOCIAL E DOS DOCUMENTOS DE CONCURSO PARA O CONTRATO DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DA PONTE SOBRE O RIO LEMBÁ E DA PONTE DE BRIGOMA





RELATÓRIO FINAL
RELATÓRIO TÉCNICO

B	23/008/STP/DIT	FEVEREIRO 2024	Edição final	LM 	Ab.S 	A.D.K 
A	23/008/STP/DIT	outubro de 2023	Primeira edição	LM	B.C	A.D.K
Índice	Número do projeto	Data	Alterações	Realizado por :	Avaliado por :	Aprovado por :




ACI 2000
BP 5015
Samaké - Mali

Tel: +223 20 24 32 34/44 90 00 64
Fax: +223 20 24 15 00/44 90 00 60

E-mail: cira@cira-sas.com
www.cira-sas.com

FINANCIAMENTO: BANCO MUNDIAL (IDA)



FEVEREIRO 2024

ÍNDICE DE CONTEÚDOS

LISTA DE QUADROS	6
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS	9
I. INTRODUÇÃO	10
1.1. PREÂMBULO	10
1.2. CONTEXTO GERAL DO PROJECTO.....	10
1.3. OBJECTIVOS DO PROJETO	10
1.4. ASPECTOS ADMINISTRATIVOS E CONTRATUAIS DO ESTUDO.....	13
II. DADOS GERAIS SOBRE A ZONA DO PROJECTO	14
2.1. SITUAÇÃO GEOGRÁFICA E DEMOGRÁFICA.....	14
2.2. DADOS FÍSICOS E RECURSOS NATURAIS.....	15
2.2.1. Regiões ecológicas, formas de relevo e clima	15
2.2.2. Hidrografia	15
2.2.3. Geologia e Ciência do Solo.....	16
III. RECONHECIMENTO PORMENORIZADO DA ZONA DO PROJECTO	17
3.1. INÍCIO DA MISSÃO	17
3.2. RECONHECIMENTO E DESCRIÇÃO DO SITE DO PROJETO	17
3.2.1. Ponte sobre o rio Lembá.....	18
3.2.2. Ponte Brigoma	19
IV. ESTUDOS TOPOGRÁFICOS	20
4.1. GERAL.....	20
4.1.1. Reconhecimento preliminar da terra	20
4.2. COERÊNCIA DA CAMPANHA TOPOGRÁFICA	20
4.2.1. Configurar o BASIC POLYGON.....	22
4.2.2. Inquéritos de pormenor.....	24
4.3. RECURSOS HUMANOS E MATERIAIS MOBILIZADOS	24
4.4. PROCESSAMENTO DE DADOS	25
4.4.1. Resultados.....	25
4.4.2. Conteúdo do ficheiro topográfico	25
V. ESTUDO DE TRÁFEGO	27
5.1. ANTECEDENTES DO PROJETO	27
5.2. DADOS DE TRÁFEGO EXISTENTES	28
5.3. PREVISÃO DE TRÁFEGO.....	29
5.3.1. Metodologia de previsão.....	29

5.3.2. Previsão de tráfego normal	29
5.3.3. Previsão do tráfego desviado e induzido.....	33
5.3.4. Projecções de tráfego	34
VI. ESTUDO GEOTÉCNICO.....	36
6.1. PROGRAMA DE INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	36
6.1.1. Plataforma solo.....	36
6.1.2. Material depósitos.....	36
6.1.3. Exploração de pedreiras de rocha maciça	37
6.1.4. Prospeção em pedreiras de areia	37
6.1.5. Ponte sobre o rio Lembá e ponte sobre Brigoma	38
6.2. PRINCIPAIS RESULTADOS DOS ESTUDOS GEOTÉCNICOS	38
6.2.1. Secção litológica.....	38
6.2.2. Resultados dos testes laboratoriais	39
6.2.3. Dados hidrogeológicos	40
6.2.4. PEDREIRAS DE CASCALHO.....	40
6.2.5. Materiais emprestados.....	41
6.3. ESTRUTURA DA ESTRADA.....	41
6.3.1. Dimensionamento do tráfego	42
6.3.2. Dimensionamento e resultados.....	43
6.4. DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS	45
6.4.1. Ordem de grandeza das tensões no solo.....	46
6.4.2. Calculadora hipotética e resultados	46
VII. ESTUDOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS.....	47
7.1. ESTUDOS CLIMATOLÓGICOS E PLUVIOMÉTRICOS	47
7.1.1. Climatologia	47
7.1.2. Temperaturas	47
7.1.3. Humidade relativa.....	47
7.1.4. Precipitação	48
7.2. VARIABILIDADE CLIMÁTICA EM SÃO TOMÉ	52
7.3. ESTUDO HIDROLÓGICO	53
7.3.1. Estudo da bacia hidrográfica.....	53
7.3.2. Estimativa do fluxo do projeto	58
7.4. ESTUDO HIDRÁULICO	62
7.4.1. Preâmbulo	62
7.4.2. Conceção da ponte.....	63
7.4.3. Estudo de erosão e medidas de protecção.....	68

7.4.4. Estudo da drenagem longitudinal.....	75
VIII. DESENVOLVIMENTO PLANEADO.....	76
8.1. GERAL.....	76
8.2. ESTRADAS DE ACESSO ÀS PONTES.....	76
8.2.1. Escolha do eixo rodoviário de acesso.....	77
8.2.2. Perfil.....	79
8.3. SECÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA.....	80
8.3.1. Ponte sobre o rio Lembá.....	80
8.3.1. Ponte Brigoma.....	80
8.4. DRENAGEM.....	81
IX. ESTUDO DA ESTRUTURA.....	82
9.1. ESCOLHA DE TIPOS DE PONTES.....	82
9.2. PONTE SOBRE O RIO LEMBA.....	83
9.2.1. Deck.....	83
9.2.2. Suportes e fundações.....	85
9.3. PONTE BRIGOMA.....	87
9.3.1. Deck.....	87
9.3.2. Suportes e fundações.....	88
9.4. EQUIPAMENTO DE CONVÉS.....	90
9.4.1. Sistema de impermeabilização e camada de desgaste.....	90
9.4.2. Guarda-corpo S8.....	90
9.4.3. Gárgulas.....	90
9.4.4. Rolamentos.....	90
9.5. NORMAS E PRESSUPOSTOS PARA A CONCEÇÃO E CÁLCULO DE ESTRUTURAS.....	90
9.5.1. Normas e regulamentos de conceção e design.....	90
9.5.2. Programas de carga.....	91
9.5.3. Características do material.....	95
9.5.4. Método de modelação e cálculo.....	98
X. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES.....	99
APÊNDICE.....	100

LISTA DE QUADROS

Tabela 1 Coordenadas do marcador geodésico	22
Tabela 2 : Tempo de Observação Relativo à Linha de Base	23
Tabela 3 : Lista dos marcos de delimitação do polígono (UTM WGS 84 32 N) do sítio de Lembá	23
Tabela 4 : Listagem dos marcos do polígono (UTM WGS 84 32 N) do sítio de Brigoma	23
Tabela 5 : Recursos Humanos	24
Tabela 6 : Recursos materiais	25
Tabela 7 : Logística	25
Tabela 8 : Recenseamento do tráfego na EN1 - a norte da Praia Santa Catarina (2022)	28
Tabela 9 : Recenseamento do tráfego na estação ET426 - Brigoma (2022)	28
Tabela 10 : Taxa de crescimento do PIB	31
Tabela 11 : Taxa de crescimento de Tráfego pesado normal	32
Tabela 12 : Taxa de crescimento da população	32
Tabela 13 Taxa de crescimento do PIB per capita.....	33
Tabela 14 : Taxa de crescimento do tráfego ligeiro	33
Tabela 15 : Determinação do tráfego induzido em 2026 - Ponte sobre o rio Lembá	34
Tabela 16 : Determinação do tráfego induzido em 2026 - Ponte Brigoma	34
Tabela 17 : Taxas de crescimento do tráfego pesado e ligeiro	34
Tabela 18 : Taxa de crescimento do tráfego normal ligeiro e pesado - Ponte sobre o rio Lembá .	34
Tabela 19 : Tráfego normal e induzido para os diferentes horizontes de estudo - Ponte sobre o rio Lembá.....	35
Tabela 20 : Taxa de crescimento do tráfego normal ligeiro e pesado - Ponte Brigoma.....	35
Tabela 21 : Tráfego normal e induzido para os diferentes horizontes do estudo - Ponte Brigoma	35
Tabela 22 : Resultados dos ensaios laboratoriais relativos à fundação de estruturas.....	40
Tabela 23 : Nível de água nas estruturas	40
Tabela 24 : Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais efectuados em amostras de gravilha.....	41
Tabela 25 : Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais efectuados em amostras de empréstimo.....	41
Tabela 26 : Classe de tráfego por TMJA	42
Tabela 27 : Dados de tráfego	43
Tabela 28 : Tráfego de provisionamento	43

Tabela 29 : Características mecânicas dos materiais de pavimento	44
Tabela 30 : Valor de deformação admissível	45
Tabela 31 : Estruturas de pavimento testadas	45
Tabela 32 : Ordens de grandeza das tensões no solo sob os apoios da estrutura (valores em KPa).....	46
Tabela 33 : Temperatura Mensal em Santa Catarina	47
Tabela 34 : Humidade relativa na área de estudo	47
Tabela 35 : Estatísticas de precipitação máxima diária para a estação de Santa Catarina.....	51
Tabela 36 : Precipitação máxima diária de diferentes períodos de retorno (Santa Catarina)	51
Tabela 37 : Probabilidade de χ^2	52
Tabela 38 Características físicas das bacias hidrográficas delimitadas	56
Tabela 39 : Coeficientes de pico K	59
Tabela 40 : Parâmetros da equação de determinação de Kr70 (ORSTOM)	60
Tabela 41 : Parâmetros da equação para a determinação de Kr100 (ORSTOM)	60
Tabela 42 : Coeficientes de ajustamento do IETC	61
Tabela 43 : Resultados do cálculo dos caudais pelas diferentes fórmulas.....	62
Tabela 44 : Débitos para os diferentes períodos de retorno	62
Tabela 45 : Coeficiente de rugosidade "K" dos cursos de água naturais	63
Tabela 46 : Características hidráulicas das pontes propostas	68
Tabela 47 : K multiplicativo	73
Tabela 48 : Deslocamento total	73
Tabela 49 : Projeto de enrocamento.....	75
Tabela 50 : Dispositivo de drenagem Linhas lineares	75
Tabela 51 : Características geométricas da estrada layout.....	76
Tabela 52 : Características geométricas do plano rodoviário.....	77
Tabela 53 Características geométricas da estrada de acesso - ponte sobre o rio Lembá.....	78
Tabela 54 Características Geométricas da Estrada de Acesso - Ponte de Brigoma	79
Tabela 55 : Características da ponte	82
Tabela 56 Características das vigas pré-esforçadas	85
Tabela 57 : Características das vigas de betão armado	88
Tabela 58 : Modelo de carga 1: valores das características	92
Tabela 59 : Factores de ajustamento por NA EC1-2.....	93

Tabela 60 : Coberturas a conservar..... 96

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de localização do local do projeto.....	12
Figura 2: Mapa da divisão administrativa de São Tomé e Príncipe	14
Figura 3: Mapa do sistema fluvial de São Tomé.....	16
Figura 4: Limite do levantamento do sítio de Brigoma	21
Figura 5: Limite do levantamento do sítio de Lembá	21
Figura 6: Mapa de localização das duas estruturas.....	27
Figura 7: Mapa de localização das duas estações de medição	28
Figura 8: Precipitação média anual em Santa Catarina.....	48
Figura 9: Variação da precipitação média mensal	49
Figura 10: Variação da precipitação durante o mês mais húmido (outubro)	49
Figura 11 : Ajuste da Lei de Gumbel para a precipitação máxima diária em Santa Catarina (1961 - 1990)	51
Figura 12 : Plano de delimitação da bacia hidrográfica	57
Figura 13: Impacto da estrutura na linha de água	65
Figura 14: Vórtices em leito único, coeficiente de base K_b	67
Figura 15: Vórtices em leito único, coeficiente de correção devido à bateria ΔK_p	67
Figura 16 : Três tipos de erosões à direita de uma ponte.....	69
Figura 17 : Profundidade de erosão normal	70
Figura 18 : Deslocamento devido à redução da secção transversal.....	72
Figura 19 : Fenómeno de erosão na base de uma ponte cais.....	72
Figura 20 : Profundidade do enrocamento	74
Figura 21: Alinhamento das estradas de acesso à ponte sobre o rio Lembá.....	78
Figura 22 : Alinhamento das estradas de acesso à ponte de Brigoma	79
Figura 23: Secção transversal Tipo de estrada 1 - Estradas de acesso à ponte do rio Lembá.....	80
Figura 24 : Secção transversal do tipo 2 Tipo de estrada 2- Estrada de acesso à ponte de Brigoma	81
Figura 25: Secção transversal do tabuleiro da ponte em viga de betão pré-esforçado (Lembá)...	85
Figura 26 : Pilares da ponte de Lembá.....	86
Figura 27 : Pilares da ponte de Lembá.....	86
Figura 28: Secção transversal do tabuleiro - Ponte em viga de betão armado de Brigoma	88
Figura 29 : Pilares da ponte de Brigoma	89
Figura 30 : Pilares da ponte de Brigoma	89
Figura 31 : Modelo de carga LM1.....	93
Figura 32 : Modelo de carga LM2.....	94

LISTA DE ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS

AFAP	: Agência Fiduciária de Administração de Projectos
BA	: Betão Arme
INAE	: Instituto Nacional de Estradas (Instituto Nacional de Estradas)
PGDE	: Plano de gestão ambiental e social
GoSTP	: Governo da República de São Tomé e Príncipe
IDA	: Associação Internacional de Desenvolvimento
BY	: Plano de ação e de reinstalação
EN1	: Estrada nacional n.º 1
STP	: São Tomé e Príncipe
TdRs	: Termos de referência

I. INTRODUÇÃO

1.1. PREÂMBULO

O Governo da República de São Tomé e Príncipe, representado pela AGÊNCIA FIDUCIÁRIA E DE ADMINISTRAÇÃO DE PROJETOS (AFAP), confiou à empresa de consultoria CIRA SAS os estudos técnicos para a reconstrução da ponte sobre o rio Lembá e da ponte de Brigoma, no distrito de Lembá, no oeste do país.

Em conformidade com os Termos de Referência (TdR), o período total dos estudos é de três (3) meses.

1.2. CONTEXTO GERAL DO PROJECTO

Uma forte tempestade atingiu São Tomé e Príncipe e causou inundações e alagamentos no final de dezembro de 2021. As inundações causaram 2 vítimas mortais e provocaram danos nas infra-estruturas e perturbações nas actividades económicas. O Governo de São Tomé e Príncipe (GoSTP) declarou o estado de calamidade. A maior parte do país foi afetada pelas inundações, sendo a região norte do país ao longo da Estrada Nacional 1 (EN1) e a capital as mais afectadas. Devido à limitação do acesso às estradas causada por deslizamentos de terras e danos nas pontes. O Instituto Nacional de Estradas, INAE, tem um conjunto de infra-estruturas rodoviárias danificadas ao longo da EN1, localizadas maioritariamente no distrito de Lembá, na região de Santa Catarina.

O distrito de Lembá, no norte da ilha de São Tomé, foi o mais afetado pelas cheias, que causaram a maior destruição em várias pontes e na estação de tratamento de água que abastece a cidade de Neves e arredores. Neste distrito, existem pelo menos três comunidades isoladas, sem ligação rodoviária e sem abastecimento de água. Há três pontes a norte de Neves, na região de Santa Catarina, que estão destruídas, causando a perda total da acessibilidade rodoviária e o isolamento de cerca de 1200 pessoas. Estas pontes são :

- ◆ Ponte sobre o rio Lembá ;
- ◆ Ponte Brigoma.

1.3. OBJECTIVOS DO PROJETO

O objetivo geral desta missão é ajudar o GoSTP a restaurar as infraestruturas críticas danificadas pela catástrofe de dezembro de 2021, assegurando a passagem de pessoas e mercadorias nos troços rodoviários afetados através da elaboração do contrato de conceção e construção (D&B) para a construção das pontes, ao mesmo tempo que implementa práticas sólidas de gestão dos riscos e impactos ambientais e sociais. Especificamente, a missão centrar-se-á em :

- ◆ Elaboração do conceito e do anteprojeto ;
- ◆ requisitos e especificações de trabalho ;
- ◆ avaliação do impacto ambiental e social (EIAS), em conformidade com a regulamentação local e as políticas de salvaguarda do Banco Mundial ;

- ◆ para além da EIAS, realizar um rastreio dos impactos gerados pelo projeto relacionados com a perda de rendimentos e, dependendo dos resultados do rastreio, identificar medidas para evitar impactos adversos (por exemplo, realinhamento da ponte), realizar um censo, uma linha de base socioeconómica e consultas para a preparação de Planos de Acções de Reinstalação (PAR) detalhados com base nos regulamentos locais, no Quadro de Política de Reinstalação do projeto e na política do BM (OP 4.12); ;
- ◆ preparação de um RFP/documentos de concurso para a melhoria das secções da ponte em causa através de uma abordagem de concepção e construção (a executar como um único contrato de "concepção e construção") ;
- ◆ apoiar a Unidade de Implementação do Programa (PIU) durante o processo de aquisição para preparar o relatório de avaliação.

Os objectivos específicos da tarefa são os seguintes :

- ◆ Rever, estudar e analisar as principais características e dados ambientais, sociais, técnicos e económicos, bem como as características gerais de funcionamento dos transportes das actuais secções da ponte ;
- ◆ Realizar o rastreio de todas as potenciais questões ambientais e sociais, incluindo riscos e impactos positivos e negativos, potenciais questões de aquisição de terrenos e de reinstalação, incluindo os impactos da construção dos troços da ponte nas comunidades locais e nas suas fontes de rendimento ;
- ◆ Conduzir a EIAS e preparar Planos de Gestão Ambiental e Social (PGAS) específicos para o local, e desenvolver o PAR, conforme exigido em resultado do resultado do rastreio. Ambos os planos devem ser preparados de acordo com os requisitos da legislação ambiental de STP e das políticas de salvaguarda social e ambiental do Banco Mundial; e ;
- ◆ Preparar e entregar um conjunto de documentos de concurso, de acordo com o modelo de documentos de concurso do Banco Mundial, para o projeto pormenorizado e a construção (concepção-construção).

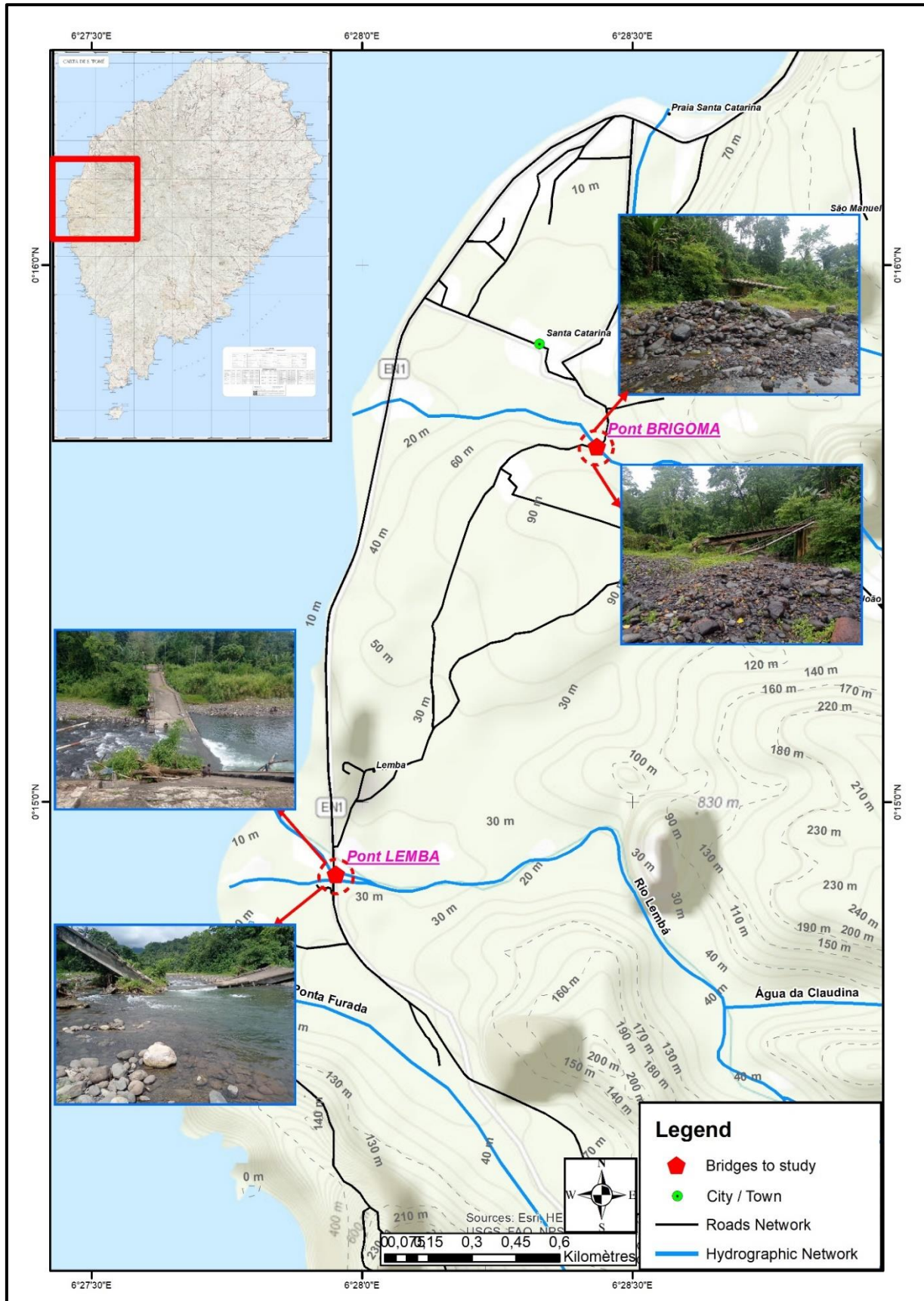


Figura 1 : Mapa de localização do local do projeto

1.4. ASPECTOS ADMINISTRATIVOS E CONTRATUAIS DO ESTUDO

A entidade empregadora é a AFAP (Agência Fiduciária de Administração de Projectos).

O consultor é a empresa de consultoria CIRA SAS.

O financiamento dos estudos é assegurado pela Associação Internacional de Desenvolvimento (IDA).

II. DADOS GERAIS SOBRE A ZONA DO PROJECTO

2.1. SITUAÇÃO GEOGRÁFICA E DEMOGRÁFICA

A República de São Tomé e Príncipe, constituída por duas ilhas principais e várias ilhas mais pequenas, está situada a cerca de 300 km da costa do Gabão, na África Central. A área total do arquipélago é de 960 km² e a sua zona marítima de exclusividade económica abrange 1.600 km².

O ponto mais alto de São Tomé situa-se a 2.024 m acima do nível do mar. A ilha de São Tomé é a mais acidentada, com relevo irregular em toda a metade ocidental da ilha, onde existem cadeias montanhosas.

As ilhas são de origem vulcânica, constituídas por basalto. Os diferentes tipos de solos provêm de rochas basálticas e têm uma fertilidade aceitável, bem como uma boa capacidade de absorção de água.

O território de São Tomé está dividido em seis distritos: Agua Grande, Lobata, Mé-Zóchi, Lembá, Cantagalo e Caué.



Figura 2 : Mapa da divisão administrativa de São Tomé e Príncipe

De acordo com as últimas publicações do Instituto Nacional de Estatística, a população de Santomé é de 223 600 habitantes em 2023, dos quais 49% são homens e 51% são mulheres. O crescimento anual da população é de 2,0 %.

2.2. DADOS FÍSICOS E RECURSOS NATURAIS

2.2.1. Regiões ecológicas, formas de relevo e clima

O clima de São Tomé é tropical húmido, caracterizado pela existência de duas estações. A estação quente é a estação das chuvas, que dura cerca de nove meses, e a Gravana, a estação seca, dura quase três meses, de junho a agosto. No entanto, existe uma estação intermédia chamada "Gravanito", que ocorre temporariamente, entre os meses de dezembro e janeiro, dependendo do movimento da zona intertropical de convergência. Caracteriza-se por uma diminuição da precipitação e um aumento da temperatura média do ar.

Dadas as características do relevo, existem ainda muitos elementos microclimáticos. As áreas mais altas apresentam alta pluviosidade (7.000 mm por ano), enquanto as áreas mais baixas (Norte e Nordeste) apresentam menor pluviosidade (cerca de 1.000 mm por ano).

A temperatura média anual é de cerca de 26°C em geral. Nas zonas costeiras, é de cerca de 27°C e de 21°C nas zonas montanhosas.

A humidade do ar é muito elevada, atingindo uma média de 92 % nas altitudes elevadas (Lagoa Amélia, por exemplo) durante a maior parte do ano. Nas altitudes mais baixas, a humidade é mais baixa, variando entre 70 e 80 % ao longo do ano.

2.2.2. Hidrografia

Em São Tomé e Príncipe, a precipitação é caracterizada por uma grande variabilidade espaço-temporal, que afecta os caudais dos rios. As precipitações são de natureza variável, podendo durar pelo menos algumas horas ou vários dias e provocar inundações de complexidade variável. Os tempos de resposta dos rios também são variáveis, indo de alguns minutos a algumas horas. A este respeito, existe uma grande diferença de reação entre as bacias de montante (situadas nas alturas) e as bacias de jusante (situadas nas zonas baixas).

O país possui uma rede hidrográfica composta por mais de 50 rios com um comprimento médio de 5 a 27 km e uma diferença de altitude de 1.000 a 1.500 metros. Trata-se de uma rede radial que irradia do centro (situado em terreno elevado) para o litoral que abraça o país.

O escoamento é alimentado em grande parte pela precipitação durante a estação das chuvas, mas também pelas águas subterrâneas durante a estação seca.

A capacidade destes rios é de 2,1 milhões de m³ de água, o que equivale a uma capacidade de abastecimento de água de cerca de 10.000 m³ por ano per capita. Mais de 60% dos rios estão localizados nas partes sudoeste e sul das duas ilhas.

No entanto, estes rios são muito pouco estudados, apenas o rio Lô Grande foi monitorizado (de 1959 a 1985) nas estações Manuel Caroça e LGP-84. Este rio foi tomado como exemplo para o desenvolvimento da situação básica dos caudais no país.

III. RECONHECIMENTO PORMENORIZADO DA ZONA DO PROJECTO

3.1. INÍCIO DA MISSÃO

Logo que a ordem de serviço para o início da missão de estudo foi recebida, os peritos do consultor CIRA SAS, responsável pelo projeto, realizaram a reunião de arranque do projeto na sede.

Conduzida pelo Chefe de Missão, esta reunião permitiu a planificação do estudo e a elaboração de um plano de trabalho com base nos TDR e na oferta técnica. Como resultado desta reunião, foram finalizados os seguintes documentos:

- ◆ o calendário atualizado dos serviços ;
- ◆ o programa provisório da primeira missão de reconhecimento ao local do projeto ;
- ◆ o esboço de possíveis opções de desenvolvimento que devem ser confirmadas no terreno ;
- ◆ programa provisório dos trabalhos topográficos ;
- ◆ o programa provisório de investigações geotécnicas.

Posteriormente, o Consultor mobilizou os peritos-chave e os recursos necessários para participar na reunião de lançamento e na visita de campo para a entrega do local do projeto, que teve lugar de 02 a 06 de maio de 2023. Esta equipa incluía os seguintes membros-chave :

- ◆ o perito em estruturas, chefe de missão ;
- ◆ e o perito hidrologista/hidráulico.

Durante a missão de arranque do estudo, o Consultor realizou uma série de entrevistas e contactos com as autoridades administrativas centrais e regionais e os serviços técnicos direta ou indiretamente relacionados com o projeto.

As principais administrações e serviços encontrados são :

- ◆ o Instituto Nacional de Estradas (INAE) ;
- ◆ o Instituto Nacional de Meteorologia de São Tomé.

3.2. RECONHECIMENTO E DESCRIÇÃO DO SITE DO PROJETO

Sob a direção do Chefe de Missão, a equipa de estudo, acompanhada pela equipa técnica do projeto, deslocou-se ao terreno e efectuou um reconhecimento pormenorizado dos locais das pontes antigas a reconstruir, objeto do presente estudo.

Este reconhecimento permitiu aos peritos identificar os condicionalismos e os dados de campo necessários à conceção e à realização dos estudos. O reconhecimento pormenorizado do sítio permitiu assim :

- ◆ avaliar as dificuldades físicas e técnicas do projeto ;
- ◆ Identificar as características dos leitos dos cursos de água nos cruzamentos e na vizinhança imediata, a montante e a jusante ;
- ◆ Registrar a natureza dos solos que constituem os leitos e as margens de cada curso de água ao nível das travessias ;

- ◆ identificar as principais características da estrada de ligação para cada estrutura e fixar os seus limites ;
- ◆ avaliar as configurações de apresentação ;
- ◆ conhecer os níveis de água atingidos durante as épocas de cheias altas, bem como o nível de água baixo ;
- ◆ avaliar as zonas de transbordo do rio e os níveis de água atingidos nas planícies aluviais circundantes ;
- ◆ Conhecer as actividades económicas no perímetro restrito do local da estrutura, em particular, e na zona de influência do projeto, em geral (actividades agrícolas, comerciais, etc.).

A visita ao local das duas estruturas decorreu durante dois dias, seguida de uma visita à ponte de Brigoma ao nível da EN1 situada a cerca de 600 m a jusante da ponte a estudar.

3.2.1. Ponte sobre o rio Lembá

A estrutura de travessia do rio Lembá, na Estrada Nacional 1, colapsou na sequência de uma inundação no final de dezembro de 2021, na região de Santa Catarina. Trata-se de uma ponte em viga de betão armado constituída por oito (8) vãos contínuos. O comprimento de cada vão intermédio é igual a 12 m. O comprimento total da estrutura é de aproximadamente 95 m.

O tabuleiro de 6 m de largura suporta uma única faixa de rodagem de 4,0 e dois passeios de 1,0 m cada. É delimitado de ambos os lados por balaustradas feitas de postes de betão e tubos metálicos. Cada vão é constituído por três (3) vigas de betão armado ligadas por uma laje de betão e por escoras intermédias. Estão assentes em capitéis por meio de apoios.

Cada pilar é constituído por uma tampa de pilar assente em dois pilares de \varnothing 600 mm. A estrutura foi completamente destruída. O convés ruiu, os pilares foram deslocados ou desapareceram, os pilares existentes estão gravemente deformados e danificados.



Fotografia 1 : Convés desmoronado



Fotografia 2 : Foto 3: Convés desmoronado e apoios deslocados ou em falta



Fotografia 3 Foto 4: Grande abertura na junta de dilatação e deslocação do tabuleiro



Fotografia 4 Cais muito deformado e degradado

Em teoria, as principais causas deste incidente são as seguintes:

- ◆ grandes escavações nas fundações de superfície que não estão suficientemente ancoradas no solo para resistir à corrente de água de alta velocidade ;
- ◆ Estas colunas \varnothing 600 mm por suporte são insuficientes para resistir à carga dos troncos das árvores durante as cheias ;
- ◆ A estrutura do tabuleiro é hiperestática, muito sensível à deformação dos apoios e ao assentamento diferencial.

3.2.2. Ponte Brigoma

A travessia do rio Cantador, Ponte Brigoma, também ruiu na sequência de inundações no final de dezembro de 2021 na região de Santa Catarina. Trata-se de uma ponte mista aço-betão constituída por um vão único de 10 m de comprimento. O tabuleiro de 6 m de largura suporta uma única faixa de rodagem de 4,0 e dois passeios de 1,0 m cada. É delimitado em ambos os lados por guarda-corpos metálicos. O tabuleiro é composto por quatro (4) perfis metálicos ligados por uma laje de betão armado. Estão assentes em dois pilares expostos. A estrutura foi completamente destruída; o tabuleiro está muito degradado e deformado, e um pilar está tombado. Esta estrutura era reforçada por um pequeno bueiro retangular que também está destruído.



Fotografia 5 : ponte destruída



Fotografia 6 Foto 6: Tabuleiro degradado e pilar tombado

IV. ESTUDOS TOPOGRÁFICOS

4.1. GERAL

O presente relatório apresenta os levantamentos topográficos efectuados no âmbito da execução dos estudos preliminares, dos estudos de impacto ambiental e da preparação do caderno de encargos da ponte sobre o rio Lembá e da ponte de Brigoma. Os estudos topográficos foram realizados de 06 a 14 de junho de 2023.

A missão está estruturada em torno dos seguintes eixos :

- ◆ reconhecimento dos diferentes sítios ;
- ◆ a implementação de um polígono de base ;
- ◆ levantamento de pormenores e secções transversais de cursos de água.

4.1.1. Reconhecimento preliminar da terra

O reconhecimento é a etapa essencial de qualquer operação topográfica porque permite, entre outras coisas :

- ◆ escolher o método de elevação e os dispositivos a utilizar ;
- ◆ identificar todos os condicionalismos relacionados com as travessias de cursos de água e as estruturas planeadas;
- ◆ para procurar os limites do nivelamento geral do país para efeitos de penhora.

4.2. COERÊNCIA DA CAMPANHA TOPOGRÁFICA

A campanha de levantamento topográfico está estruturada em torno dos seguintes elementos principais :

- ◆ estabelecimento de um polígono de base que sirva de pontos de apoio para os inquéritos e trabalhos futuros ;
- ◆ levantamentos pormenorizados e secções transversais ao longo dos cursos de água e alinhamentos projectados.

O conjunto das vias abrangidas por estes levantamentos topográficos é apresentado nas figuras seguintes.



Figura 4 : Limite do estudo do sítio de Brigoma



Figura 5 : Limite do levantamento do sítio de Lembá

4.2.1. Configurar o BASIC POLYGON

4.2.1.1. Disposição das estações de carregamento

- ◆ A missão topográfica procedeu à instalação dos pilaretes junto das estruturas previstas ;
- ◆ os pilaretes são materializados numa estaca selada ;
- ◆ Cada posto de carregamento tem um nome e um número que será escrito no terminal para que possa ser facilmente encontrado no terreno ;
- ◆ Os pilaretes estão colocados em locais estratégicos que facilitam a sua localização e a montagem dos diferentes eixos durante os trabalhos futuros ;
- ◆ Os pilaretes estão situados em locais bem escolhidos, de modo a não serem expostos ao risco de serem facilmente demolidos pelos habitantes locais. Estes pilaretes devem ser colocados fora da faixa de rodagem para os trabalhos de limpeza e desmatação.

4.2.1.2. Fixação planimétrica e altimétrica

Todos os trabalhos estão ligados à Rede Geodésica de São Tomé e Príncipe. Os parâmetros de projeção utilizados no nosso projeto são os seguintes

- ◆ Sistema geodésico : WGS84 ;
- ◆ Elipsoide : WGS 84 ;
- ◆ Semi-eixo maior: $a = 6,378,137.0$;

- ◆ Nivelamento: $1/f = f = 1/298,257\ 223,563$;
- ◆ Projeção: UTM 32 N ;
- ◆ Meridiano central: $09^{\circ} 00' 00''$ E ;
- ◆ Latitude de origem: $00^{\circ} 00' 00''$ E ;
- ◆ Fator de escala: 0,9996.

Todas as observações das ligações foram efectuadas a partir do marco geodésico do Sameiro, situado na colina em frente à Voz da América.

As coordenadas desta estação de carregamento podem ser consultadas no quadro seguinte :

Tabela 1 : Coordenadas do marcador geodésico

N°	Sistema de coordenadas UTM WGS 84, Zona 32 Norte (m)		Sistema de coordenadas de São Tomé e Príncipe (m)		Z
	X	Y	U	P	
Marco Geodésico do Sameiro	248 790.70	31 884.22	-22 463.97	-2 137.20	143.22



Fotografia 7 : Vista do marco geodésico do Sameiro

A ligação (em planimetria e altimetria) foi efectuada com **GPS diferencial Spectra Precision** em modo estático ou estático rápido e os tempos de observação são função da distância às linhas de base e variam entre 5 minutos e 15 minutos.

A tabela abaixo fornece, a título de orientação, os comprimentos da linha de base e os tempos de observação com um sensor de dupla frequência.

Tabela 2 : Tempo de Observação Relativo à Linha de Base

			Tempo aproximado de observação
--	--	--	--------------------------------

Método de observação	Número de satélites GDOP < 8	Comprimento da linha de base	Por dia	À noite
Estática rápida	A partir dos 4 anos	Até 5 km	5 a 10 min	5 min
		De 5 a 10 Km	10 a 20 min	5 a 10 min
	A partir de 5 anos	De 10 a 15 Km	Mais de 20 minutos	5 a 20 min
	A partir dos 4 anos	De 15 a 30 Km	1 a 2 horas	1 hora
		Mais de 30 Km	2 a 3 horas	2 horas

Fonte : Manual do utilizador do Spectra Differential GPS - Precision SP80 Series

Os dados registados foram calculados com o software **Spectra Precision Survey Office (SPSO)**

Tabela 3 : Lista dos marcos de delimitação do polígono (UTM WGS 84 32 N) do sítio de Lembá

Lista de pontos do polígono de base em coordenadas UTM XGS 84 Zona 30 N : Sítio Lembá			
Nº Terminais	X	Y	Z
Base	217924.284	27503.456	12.205
L1	217923.261	27477.204	11.875
L2	217938.033	27350.564	11.901

Tabela 4 : Listagem dos marcos do polígono (UTM WGS 84 32 N) do sítio de Brigoma

Lista de pontos do polígono de base em coordenadas UTM XGS 84 Zona 30 N : Sítio Lembá			
Nº Terminais	X	Y	Z
B1	218644.128	29140.177	25.520
B2	218651.140	29139.848	25.810
B3	218861.429	28923.350	28.788
B4	218830.345	28882.894	30.540

4.2.2. Inquéritos de pormenor

4.2.2.1. Levantamento de pormenores, pontos singulares

Os levantamentos de pormenor foram efectuados com GPS diferencial e consistiram principalmente em :

- ◆ Levantamento à escala 1:1.000 dos cursos de água que estudamos, de acordo com os limites indicados na Figura 4 e na Figura 5 ;
- ◆ Levantamento à escala 1:1.000 das faixas de estudo ao longo das estradas de acesso ;
- ◆ levantamento pormenorizado à escala de 1:500 e 1:200 na proximidade das estruturas planeadas;
- ◆ levantamento de secções transversais a uma distância de cerca de 25 m ao longo dos cursos de água ;
- ◆ Levantamento dos pontos do eixo para traçar perfis ao longo da linha vermelha ;
- ◆ Pontos singulares levantados.

Para os levantamentos de pormenor, foi utilizado um GPS diferencial **Spectra Precision SP80**. O GPS é composto por um recetor de base (fixo) e dois receptores móveis ligados à base por um rádio UHF com um alcance de até 5 km. Estes levantamentos GPS diferenciais foram efectuados

num sistema diferencial em tempo real (RTK) para as zonas com vegetação aberta e em modo stop-and-go nas zonas com vegetação densa. Os trabalhos consistiram no levantamento de :

- ◆ estradas existentes ;
- ◆ edifícios, muros, vedações, quiosques, barracas ;
- ◆ limites da concessão ;
- ◆ árvores de grande porte (diâmetro superior a 1 metro) ;
- ◆ câmaras de visita, postes de electricidade e de telefone ;
- ◆ o fluxo de água dos canais, escoamentos e ravinas ;
- ◆ Iniciações de ruas adjacentes numa distância de 50 m.

Estes levantamentos foram codificados, ou seja, a cada pormenor é atribuído um código que é registado no caderno eletrónico e os pontos são importados para o software CAD (Computer Aided Drawing) com os seus códigos.

4.3. RECURSOS HUMANOS E MATERIAIS MOBILIZADOS

Para a realização dos trabalhos topográficos de campo, as equipas mobilizadas incluíram uma (01) brigada de levantamento. Os recursos em termos de pessoal, equipamento e logística mobilizados são apresentados nos quadros seguintes.

Tabela 5 : Recursos Humanos

Pessoal	Número
Engenheiro de topografia	01
Ajuda do topógrafo	02

Tabela 6 : Recursos materiais

Materiais	Número
GPS diferencial	01
Conjunto de pequenos equipamentos	01

Tabela 7 : Logística

Logística	Número
Veículo 4x4	01
Computador portátil	01
Navegação GPS	01

4.4. PROCESSAMENTO DE DADOS

A transferência de dados foi efectuada utilizando o software **GNSS Solutions** e o **FAST SURVEY**. O tratamento dos dados, o desenho do traçado geométrico e a definição da linha vermelha foram

efectuados com o **software PISTE AND MENSURA GENIUS**. Os desenhos resultantes foram elaborados com o software de desenho AUTOCAD.

4.4.1. Resultados

O estudo topográfico efectuado no local permitiu :

- ◆ o estabelecimento do polígono de base sobre o qual foram efectuados todos os levantamentos topográficos ;
- ◆ a transferência das informações recolhidas no terreno em coordenadas x, y, z (terreno natural, pedras de limite dos vértices do polígono, estruturas existentes, perfil longitudinal do TN, etc.) ;
- ◆ a elaboração de um fundo topográfico com curvas de nível à escala de 1:2.000 ;
- ◆ cálculo e desenho de secções transversais ;
- ◆ o cálculo do volume de terraplenagem ;
- ◆ para gerar os elementos de apresentação das estruturas e dos eixos.

4.4.2. Conteúdo do ficheiro topográfico

Os levantamentos topográficos, bem como a análise dos resultados, levaram ao estabelecimento de :

- ◆ um plano do sítio ;
- ◆ um traçado combinado (perfis longitudinais à escala 1 :2.000 para os comprimentos e 1 :200 para as alturas ;
- ◆ projectos de obras hidráulicas e de drenagem ;
- ◆ Listagem dos terminais do polígono de base (coordenadas X, Y, Z).

Estes desenhos, apresentados no volume Dossier des Plans, mostram todos os pormenores do traçado e do alçado: o eixo dos colectores projectados, as curvas e as dimensões das estruturas, etc.

4.4.2.1. Precisão do inquérito

a) Planimetria

Na planimetria, todos os levantamentos topográficos com GPS diferencial com uma precisão média de 18 milímetros.

b) Altimetria

Na altimetria temos uma precisão de 1 a 2 cm nos pontos do terreno natural e de 1,5 cm em média nos pilaretes.

V. ESTUDO DE TRÁFEGO

Este capítulo está dividido em três secções principais:

- ◆ contexto do projeto do ponto de vista dos transportes ;
- ◆ dados de tráfego existentes ;
- ◆ Previsão da procura futura de transportes, após o desenvolvimento das infra-estruturas.

5.1. ANTECEDENTES DO PROJETO

Este estudo diz respeito à reconstrução de duas obras de arte, na sequência das inundações que atingiram São Tomé e Príncipe em dezembro de 2021 e que causaram danos significativos na rede de infra-estruturas do país.

As duas estruturas de engenharia abrangidas por este estudo são :

- ◆ **Ponte sobre o rio Lembá:** localizada na estrada EN1, é a única ponte que liga o país a (4) quatro comunidades rurais numa distância de cinco quilómetros, incluindo Ponta Furada, Bindá, São José Bindá e Juliana Sousa, com uma população total de cerca de 600 pessoas;
- ◆ **Ponte de Brigoma :** situada a cerca de 1,6 km da comunidade de Brigoma. Esta ponte é o único acesso a esta comunidade de cerca de 500 pessoas, que se encontra atualmente isolada do resto do país.

Dado que a infraestrutura atual é impraticável, a avaliação dos fluxos de viagens de passageiros e de mercadorias será feita com base nos níveis de tráfego que passam nas estradas diretamente ligadas à infraestrutura a estudar. A rede rodoviária estruturante de São Tomé beneficiará direta ou indiretamente do desenvolvimento das duas obras de arte a estudar.

A rede viária da área de estudo é pouco densa. É constituída essencialmente pelo eixo estruturante da EN1, ligado diretamente à ponte de Lembá, como mostra a figura abaixo.

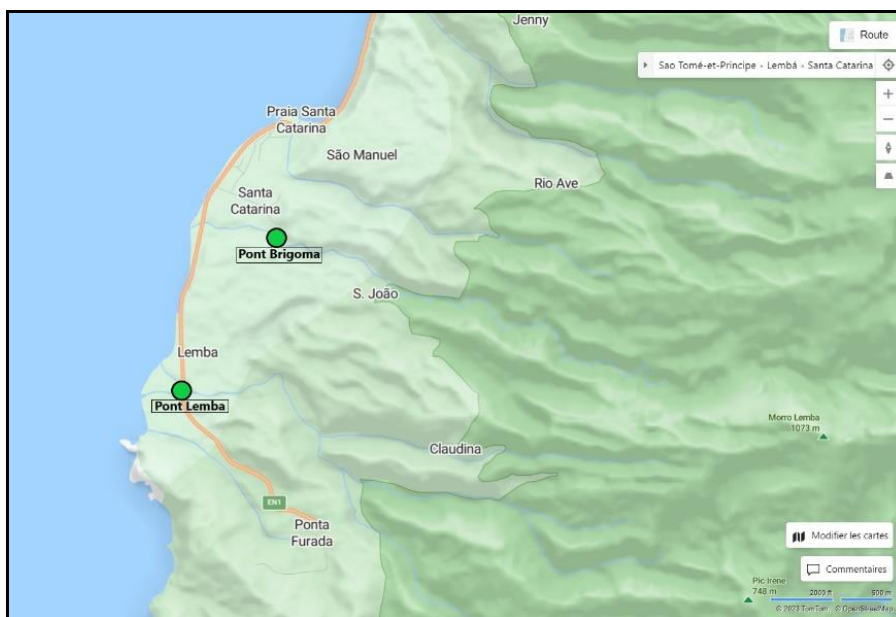


Figura 6 : Mapa de localização das duas estruturas

5.2. DADOS DE TRÁFEGO EXISTENTES

De acordo com os ToRs, assume-se que toda a informação relevante relativa aos volumes de tráfego, impactos das alterações climáticas, bem como quaisquer outros dados disponíveis serão fornecidos ao Consultor pelo Cliente (INAE).

De forma inadequada, os dados fornecidos pelo Cliente ao Consultor durante a sua missão no terreno não são suficientemente extensos para identificar uma tendência média de crescimento do tráfego ao longo de uma longa série estatística.

O estudo de tráfego baseou-se em dois pontos de contagem, cujos resultados são resumidos a seguir.

Tabela 8 : Recenseamento do tráfego na EN1 - a norte da Praia Santa Catarina (2022)

	Motociclo	VL	Carrinha/autocarro	Camião	Trator	Total (com motociclos)	Veículos ligeiros	Pesado
Sentido 1	200	115	10	3	12	340	125	15
Sentido 2	217	75	8	4	8	312	83	12
Total	417	190	18	7	20	652	208	27

Tabela 9 : Recenseamento do tráfego na estação ET426 - Brigoma (2022)

	Motociclo	VL	Carrinha/autocarro	Camião	Trator	Total (com motociclos)	Veículos ligeiros	Pesado
Sentido 1	5	0	1	0	3	9	1	3
Sentido 2	6	0	1	0	2	9	1	2
Total	11	0	2	0	5	18	2	5

O mapa abaixo mostra a localização destas duas estações de medição situadas na área de influência do projeto.

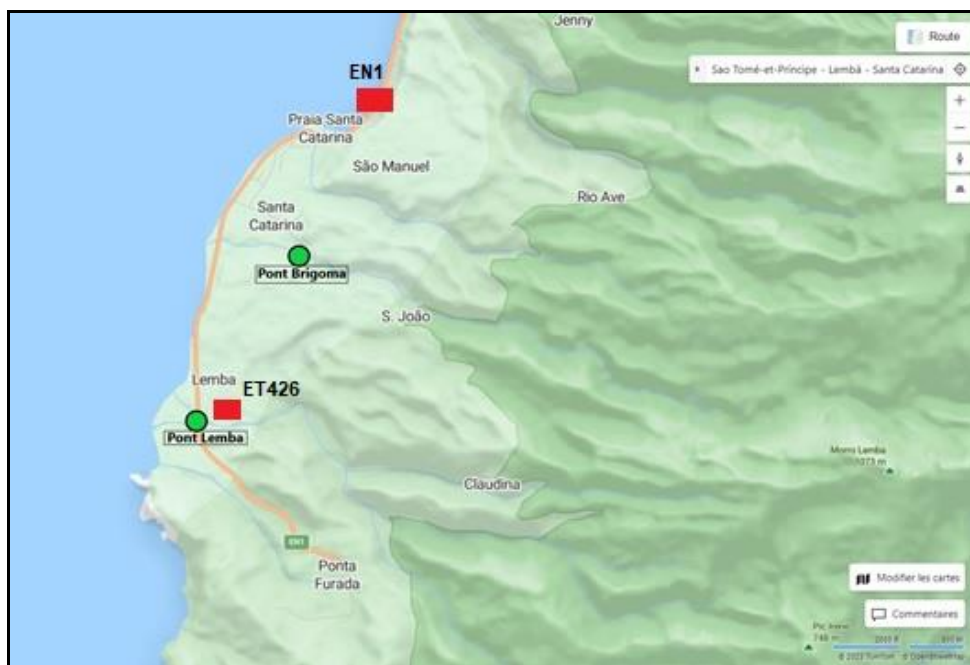


Figura 7 : Mapa de localização das duas estações de medição

Os níveis de tráfego registados na situação de referência são bastante baixos. Desta recolha de dados resulta o seguinte.

- ◆ **O tráfego ligeiro** atual (2022) é relativamente baixo. Há um total de **208** veículos ligeiros por dia / 2 direcções, na estação EN1 e **2 veículos ligeiros** por dia / 2 direcções na estação ET 426 ;
- ◆ **O tráfego pesado** atual (2022) é relativamente baixo. Há um total de **27** veículos **pesados de mercadorias** por dia / 2 direcções na estação EN1 e 5 veículos pesados de mercadorias por dia / 2 direcções na estação ET 426.

Adoptaremos a hipótese de que **[15 - 30%]** do caudal total que transita pela EN1 (na subestação de Praia Santa Catarina), passaria pela ponte sobre o rio Lemba (com destino final: Ponta-Furada), acompanhando o seu desenvolvimento.

Quanto à ponte de Brigoma, por se situar num eixo terciário, registaria um tráfego semelhante ao que transita no eixo da ET 426 (também uma via terciária, com as mesmas características da que passa na ponte de Brigoma), na sequência do seu desenvolvimento.

5.3. PREVISÃO DE TRÁFEGO

5.3.1. Metodologia de previsão

As previsões de tráfego são efectuadas através da avaliação dos três componentes seguintes.

- ◆ **tráfego normal**, definido como o que se verificaria normalmente na infraestrutura a estudar devido ao desenvolvimento económico geral da zona de influência, com as mesmas condições de tráfego que as actuais ;
- ◆ **O tráfego resultante** provoca o aparecimento de um novo fluxo de viagens, captado pelas novas infra-estruturas desenvolvidas, resultante da redução dos custos de transporte (aumento das trocas comerciais, dinamização das actividades económicas, melhoria da segurança..) e ;
- ◆ **Tráfego desviado**, que se traduz na proporção de tráfego captado pela nova infraestrutura, em detrimento de outras soluções de transporte concorrentes. O desvio de tráfego é apenas uma transferência entre meios diferentes para atingir o mesmo destino.

Para cada uma destas três componentes do tráfego, serão determinadas relações normativas, com base em modelos tendenciais ou econométricos, entre o tráfego registado e os principais parâmetros associados (crescimento demográfico, rendimento médio per capita, PIB, etc.).

Com base nestas relações, serão elaboradas previsões de tráfego que abrangerão diferentes horizontes temporais.

5.3.2. Previsão de tráfego normal

Os vários métodos utilizados para as projecções de tráfego normal podem ser esquematizados **para o tráfego ligeiro e pesado da** seguinte forma :

- ◆ extrapolação global simples da evolução dos fluxos observados no passado ;
- ◆ utilizar modelos de geração de tráfego ;
- ◆ Correlação entre o tráfego e certos parâmetros macroeconómicos.

O Consultor efectuará os cálculos de acordo com o método de "**correlação**" entre os níveis de tráfego ligeiro e pesado e determinados parâmetros macroeconómicos relevantes. As taxas de

crescimento do tráfego normal são deduzidas a partir das taxas de crescimento destes parâmetros e das hipóteses adoptadas quanto à sua evolução.

Entre estes parâmetros, mencionamos o Produto Interno Bruto (PIB), nomeadamente o PIB dos sectores geradores de tráfego intenso, como :

- ◆ o sector primário (agricultura, pecuária, etc.) ;
- ◆ o sector secundário (indústria agroalimentar, construção, etc.) ;
- ◆ o sector terciário (transportes, serviços, etc.).

5.3.2.1. Evolução do tráfego de pesados de mercadorias

O crescimento do tráfego de mercadorias pesadas depende do desenvolvimento económico da área de influência do projeto.

Na ausência de dados sobre a taxa de crescimento do PIB regional, o Consultor considerará este indicador a nível nacional.

Neste contexto, a evolução do tráfego de mercadorias pesadas na área de estudo será principalmente correlacionada com o PIB, um indicador relevante para medir o desenvolvimento dos sectores produtivos da região. O modelo utilizado para estimar a taxa de crescimento do tráfego de pesados é o seguinte.

$$\frac{\Delta Vm}{Vm} = m \frac{\Delta G}{G}$$

Com :

$\frac{\Delta Vm}{Vm}$ Taxa de crescimento anual do tráfego de mercadorias pesadas ;

$\frac{\Delta G}{G}$ Taxa média anual de crescimento do PIB ;

M Coeficiente de elasticidade do tráfego pesado em relação ao PIB.

a) Taxa de crescimento do PIB¹

O crescimento real do PIB em São Tomé e Príncipe diminuiu ligeiramente de 1,9% em 2021 para um crescimento estimado de **0,9%** em 2022. O declínio é atribuído ao efeito persistente da pandemia da COVID-19 no turismo, bem como à invasão da Ucrânia pela Rússia, que perturbou o comércio mundial. Sendo um pequeno Estado insular em desenvolvimento, o país depende do turismo, que representou 43,7% das receitas em divisas em 2021 e foi um dos principais motores da economia.

O abrandamento económico foi agravado pelo impacto do aumento dos preços internacionais dos produtos alimentares e do petróleo no mercado local. São Tomé e Príncipe importa 100% do seu petróleo e metade dos seus géneros alimentícios. Consequentemente, a inflação aumentou de 8,1%

¹ Fonte: "Banco Africano de Desenvolvimento - Perspectivas Económicas em São Tomé e Príncipe".

em 2021 para 17,9% em 2022, devido ao impacto persistente da pandemia de COVID-19. Estima-se que o déficit orçamental tenha atingido cerca de 7,2 % do PIB em 2022, contra 5,9 % em 2021.

◆ Perspectivas e riscos

Prevê-se que o PIB real cresça apenas 1,6% em 2023 e 1,9% em 2024, devido à lenta recuperação do comércio mundial após a pandemia de COVID-19. O déficit orçamental deverá diminuir para 5,5 % do PIB em 2023 e 4,5 % em 2024, graças a uma despesa pública prudente e a medidas de austeridade para conter a inflação. As receitas das exportações e do turismo deverão recuperar, ajudando a reduzir o déficit da balança corrente para 16,2 % do PIB em 2023 e 13,9 % em 2024, enquanto as reservas internacionais deverão aumentar para 20,3 milhões de dólares em 2023 e 25,2 milhões de dólares em 2024, graças ao afluxo de empréstimos e subvenções multilaterais e bilaterais.

Espera-se que um novo programa do Fundo Monetário Internacional impulse a atividade económica e o crescimento, ajudando o governo a alcançar a estabilidade macroeconómica, reduzir a vulnerabilidade da dívida, aliviar as pressões sobre a balança de pagamentos e lançar as bases para um crescimento mais forte. Os factores de risco incluem um agravamento da invasão da Ucrânia pela Rússia, acontecimentos relacionados com as alterações climáticas, infra-estruturas inadequadas e um abrandamento do comércio mundial, que poderão prejudicar o crescimento económico da ilha.

Depois de analisar a situação económica do país, adoptamos as seguintes taxas de crescimento :

Tabela 10 : Taxa de crescimento do PIB

Períodos	Taxa de crescimento do PIB
2023 -2025	1.9%
2026- 2035	2.0%
2036 - 2045	2.1%

b) Elasticidade do comércio em relação ao PIB

Os coeficientes de elasticidade são determinados a partir da curva da procura de transporte de mercadorias em relação a vários factores, como o PIB, os custos de transporte, os rendimentos e os modos de transporte concorrentes.

O consultor baseia-se, portanto, em estimativas deste coeficiente, a partir de estudos publicados por várias organizações sobre este assunto, como o Transport Research Laboratory, o GIZ, o Banco Mundial, etc.

Para efeitos do presente estudo e para evitar o risco de sobrestimação do tráfego pesado, o Consultor adoptará um coeficiente de elasticidade médio igual a $K = 1,1$ para o período 2023 - 2045.

Este coeficiente será utilizado para determinar as taxas de crescimento do tráfego pesado em diferentes horizontes temporais. Estas serão igualmente comparadas com as diferentes taxas de crescimento observadas nas infra-estruturas vizinhas.

c) Taxa de crescimento do tráfego normal pesado

As hipóteses e os valores das variáveis explicativas consideradas conduzem a uma taxa de crescimento do tráfego pesado de 2,09%, 2,20% e 2,31%, respetivamente, para os horizontes de 2023, 2026 e 2036.

Tabela 11 : Taxa de crescimento de Tráfego pesado normal

Período	Taxa de crescimento do tráfego pesado normal
2023 - 2025	2,09%
2026 - 2035	2,20%
2036 - 2045	2,31%

5.3.2.2. Evolução do tráfego ligeiro

Para a estimativa da taxa de crescimento do tráfego ligeiro, o Consultor adoptará o método de correlação, que consiste em associar a evolução do tráfego aos dois factores explicativos seguintes, cujas projecções são conhecidas e controladas pelos operadores económicos: população da área de influência do projeto e PIB per capita.

É importante sublinhar a relevância dos resultados fornecidos por este tipo de modelo, que tem sido utilizado com sucesso, com uma conformidade entre o tráfego medido e simulado em várias estradas rurais e interurbanas em vários países da África Subsariana.

A taxa de crescimento do tráfego de passageiros ligeiros é a seguinte :

$$\frac{\Delta VP}{VP} = \left(1 + \frac{\Delta P}{P}\right) \times \left(1 + k \frac{\Delta R}{R}\right) - 1$$

a) Taxa média de crescimento anual da população da região e rácio do PIB per capita

$\frac{\Delta VP}{VP}$	Taxa média de crescimento anual do tráfego de veículos ligeiros de passageiros ;
$\frac{\Delta P}{P}$	Taxa de crescimento populacional da área de influência do eixo ;
$\frac{\Delta R}{R}$	Taxa de crescimento do rendimento per capita ou do PIB per capita da zona de influência do eixo;
K	Coefficiente de elasticidade do tráfego de veículos ligeiros em relação ao PIB per capita.

Prevê-se que o crescimento populacional em São Tomé e Príncipe continue a um ritmo sustentado de 2023 a 2026, com uma média de **2,1%**. Prevê-se que esta taxa se mantenha constante até ao final do período de análise (2026-2046).

O consultor terá em conta as seguintes taxas de crescimento demográfico :

Tabela 12 : Taxa de crescimento da população

Períodos	Taxa de crescimento da população
2023 - 2025	2.10%
2026 - 2035	2.10%

2036 - 2045	2.10%
-------------	-------

Tendo em conta as projecções acima referidas para o PIB, prevê-se que o PIB per capita cresça a uma taxa média de **5,45 %** após 2023², tendo em conta a inflação global.

O consultor utilizará as seguintes taxas de crescimento do PIB per capita.

Tabela 13 Taxa de crescimento do PIB per capita

Períodos	Taxa de crescimento do PIB per capita
2023 - 2025	5.45 %
2026 - 2035	5.00 %
2036 - 2045	4.50 %

b) Elasticidade do tráfego ligeiro em relação ao rácio (PIB per capita) (K)

Como o histórico de tráfego não é suficiente para avaliar de forma fiável o valor da elasticidade do rendimento per capita do tráfego ligeiro na região, o Consultor basear-se-á nas avaliações do inquérito socioeconómico realizado na área direta do eixo do projeto e nos resultados da visita de campo a esta área. É evidente que os viajantes estão predispostos a uma maior mobilidade rodoviária, logo que o seu rendimento o permita e a sua área de residência se torne menos isolada.

Nos cálculos do tráfego de passageiros, o Consultor utilizou uma elasticidade para o cenário médio: **K = 1,0** para o período 2023 - 2045. Este valor representa uma média ao longo do horizonte de projeção, tendo em conta que a elasticidade tende a aumentar progressivamente com a evolução do contexto socioeconómico regional.

c) Taxa média de crescimento anual do tráfego normal ligeiro

Os pressupostos e valores das variáveis explicativas consideradas conduzem a uma taxa de crescimento do tráfego ligeiro de 7,66%, 7,20% e 6,69%, respetivamente, para os horizontes de 2023, 2026 e 2036.

Tabela 14 : Taxa de crescimento do tráfego ligeiro

Período	Taxa de crescimento do tráfego ligeiro
2023 - 2025	7,66%
2026 - 2035	7,20%
2036 - 2045	6,69%

5.3.3. Previsão do tráfego desviado e induzido

O tráfego pesado induzido está diretamente ligado ao valor acrescentado das actividades económicas (agricultura, pecuária, etc.) situadas na zona de influência do projeto.

² Fonte: Banco Mundial

As duas estruturas estão localizadas numa zona agrícola que produz óleo de palma, cacau, café, banana e a prática da criação de gado que abastece o mercado nacional. Com a reconstrução das duas obras de engenharia, estes produtos agrícolas poderão voltar a ser transportados para os mercados de São Tomé.

O tráfego ligeiro induzido deverá estar principalmente ligado ao aumento das deslocações motorizadas, na sequência da abertura das várias aldeias da zona de influência do projeto.

O tráfego induzido estimado está resumido nas tabelas abaixo.

Tabela 15 : Determinação do tráfego induzido em 2026 - Ponte sobre o rio Lembá

Ponte Brigoma	VL/direção	PL/direção	Total/sens
Tráfego induzido (2026)	3	2	5

Tabela 16 : Determinação do tráfego induzido em 2026 - Ponte Brigoma

Ponte Lembá	VL/direção	PL/direção	Total/sens
Tráfego induzido (2026)	1	1	2

5.3.4. Projecções de tráfego

Com base nos principais resultados do estudo de tráfego, as taxas de crescimento do tráfego normal, pesado e ligeiro são resumidas no quadro seguinte.

Tabela 17 : Taxas de crescimento do tráfego pesado e ligeiro

Períodos	Taxa de crescimento do tráfego ligeiro	Taxa de crescimento do tráfego pesado
2023 - 2025	7,66%	2,09%
2026 - 2035	7,20%	2,20%
2036 - 2045	6,69%	2,31%

O tráfego projetado para os diferentes horizontes do período de análise (2023 - 2045) é apresentado no quadro seguinte.

Tabela 18 : Taxa de crescimento do tráfego normal ligeiro e pesado - Ponte sobre o rio Lembá

Ano	Número e percentagem do tráfego total em 2 direcções					Período	Taxa de crescimento normal do tráfego	
	Tráfego ligeiro		Tráfego intenso		Total		Tráfego ligeiro	Tráfego intenso
2023	34	80%	8	20%	42			
2 026	50	83%	11	17%	61	2022 - 2026	7,66%	2,09%
2 036	101	88%	13	12%	114	2027 - 2036	7,20%	2,20%
2 045	181	92%	16	8%	197	2037 - 2046	6,69%	2,31%

Tabela 19 : Tráfego normal e induzido para os diferentes horizontes de estudo - Ponte sobre o rio Lembá

Ano	Tráfego normal			Tráfego induzido + desviado			Tráfego total		
	Luz	Pesado	Total	Luz	Pesado	Total	Luz	Pesado	Total
2023	34	8	42	0	0	0	34	8	42
2 026	42	9	51	8	2	10	50	11	61
2 036	84	11	95	17	2	19	101	13	114
2 045	151	13	164	30	3	33	181	16	197

Tabela 20 : Taxa de crescimento do tráfego normal ligeiro e pesado - Ponte Brigoma

Ano	Número e percentagem do tráfego total em 2 direcções				Período	Taxa de crescimento normal do tráfego	
	Tráfego ligeiro		Tráfego intenso			Tráfego ligeiro	Tráfego intenso
2023	2	51%	2	49%	4		
2 026	5	55%	4	45%	9	2022 - 2026	7,66% 2,09%
2 036	10	67%	5	33%	15	2027 - 2036	7,20% 2,20%
2 045	17	74%	6	26%	23	2037 - 2046	6,69% 2,31%

Tabela 21 : Tráfego normal e induzido para os diferentes horizontes do estudo - Ponte Brigoma

Ano	Tráfego normal			Tráfego induzido + desviado			Tráfego total		
	Luz	Pesado	Total	Luz	Pesado	Total	Luz	Pesado	Total
2 023	2	2	4	0	0	0	2	2	4
2 026	3	2	5	2	2	4	5	4	9
2 036	5	3	8	4	2	6	10	5	15
2 045	10	3	13	8	3	10	17	6	23

VI. ESTUDO GEOTÉCNICO

6.1. PROGRAMA DE INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

Os objectivos das investigações geotécnicas são :

- ◆ a determinação da capacidade de carga do solo de suporte da plataforma da estrada de acesso de cada estrutura, tendo em vista o dimensionamento da estrutura da estrada ;
- ◆ a procura de jazidas e pedreiras que possam produzir os materiais de qualidade necessários à construção das vias de acesso e das duas estruturas (empréstimos de aterro, materiais de pavimento, agregados para o pavimento, areia e agregados para o betão,...) ;
- ◆ a definição do método de fundação de duas estruturas e o seu dimensionamento.

O programa de investigação geotécnica é resumido a seguir.

6.1.1. Plataforma solo

Está prevista a realização de quatro (04) sondagens manuais ao longo das vias de acesso das duas estruturas, ou seja, uma sondagem para cada margem do rio. Os materiais amostrados serão submetidos a ensaios de identificação completa e ensaios de capacidade de suporte (Proctor e CBR).

As escavações serão efectuadas no solo existente, ou seja, fora da plataforma rodoviária existente. Devem ter uma dimensão mínima de 1,00 m x 1,00 m com uma profundidade de 1,00 m. Cada escavação será objeto de uma secção descritiva da estratificação das formações encontradas. As pesquisas devem ser concluídas imediatamente após a recolha das amostras.

As amostras recolhidas serão submetidas a testes de identificação no laboratório, incluindo :

- ◆ análise granulométrica NF P 94-056 ;
- ◆ Limites de Atterberg NF P 94-051 ou equivalente em areia ;
- ◆ teor natural de água NF P 94-050 ;
- ◆ peso específico NF P 94-054 ;
- ◆ teor de matéria orgânica NF P 94-055.

Após a identificação, as amostras serão classificadas (classificação HRB ou GTR) e serão submetidas a ensaios de elevação (Proctor modificado NF P 94-093 e CBR NF P 94-078 a 3 energias após 96 horas de imbibição).

6.1.2. Material depósitos

Os empréstimos de materiais naturais para as camadas da faixa de rodagem e para a estrutura do aterro serão procurados nas zonas mais próximas dos locais das pontes. Dada a natureza do projeto, deverá ser identificada e prospectada uma jazida por estrutura. Para cada jazida serão efectuados quatro (04) furos de sondagem com uma dimensão mínima de 1,5 m x 1,5 m e uma profundidade igual a 2 m. Cada furo de reconhecimento será amostrado quatro (4) vezes para análise laboratorial.

Cada empréstimo será listado pelas suas coordenadas geográficas através de um GPS e será objeto de uma :

- ◆ um diagrama da situação em relação ao local da estrutura ;
- ◆ um plano das sondagens efectuadas ;
- ◆ uma estimativa da área de superfície reconhecida ;
- ◆ Uma estimativa do volume utilizável com possíveis extensões e camadas subjacentes.

As amostras recolhidas serão submetidas aos testes de identificação completos, nomeadamente :

- ◆ análise granulométrica (NF P 94-056) ;
- ◆ Limites de Atterberg (NF P 94-051) ou equivalente em areia ;
- ◆ teor natural de água (NF P 94-050) ;
- ◆ peso de ensaio ;
- ◆ teor de matéria orgânica.

Após identificação, as amostras serão classificadas (classificação HRB ou GTR) e serão submetidas a ensaios de compactação e elevação (Proctor modificado NF P 94-093 e CBR NF P 94-078 a 3 energias após 96 horas de imbibição).

6.1.3. Exploração de pedreiras de rocha maciça

Os agregados que serão utilizados para o fabrico de betão hidráulico, brita para camadas de pavimento e fabrico de betão betuminoso e/ou pavimento de duas camadas, serão provenientes da pedreira mais próxima em funcionamento. As rochas serão submetidas aos seguintes ensaios laboratoriais :

- ◆ Um teste Los Angeles NF EN 1097-2 ;
- ◆ Ensaio de microdesnível a húmido e a seco NF EN 1097-1 ;
- ◆ Um ensaio sobre o peso específico NF EN 1097-6.

6.1.4. Prospeção em pedreiras de areia

As investigações geotécnicas localizarão dois potenciais depósitos de areia (02), localizados mais perto do projeto.

Os depósitos de areia serão monitorizados por GPS. Será igualmente elaborado um diagrama de situação e uma avaliação do volume utilizável do material.

Os ensaios laboratoriais que serão efectuados nas duas amostras colhidas nos dois depósitos de areia enumerados incluirão, para cada amostra :

- ◆ NF P 94-056 análise granulométrica ;
- ◆ O equivalente à areia NF P 18-598 ;
- ◆ O teor de matéria orgânica ;
- ◆ Peso de ensaio ;
- ◆ Densidade aparente NF EN 1097-6 ;

- ◆ O módulo de finura NF P 94-056.

6.1.5. Ponte sobre o rio Lembá e ponte sobre Brigoma

O programa de investigação geotécnica para cada ponte incluirá a realização de quatro (04) sondagens no leito do rio. Essas sondagens correspondem a escavações manuais ou mecânicas, com a coleta de amostras de cada formação encontrada. Estas escavações deverão ter uma dimensão mínima de 2,00 m x 1,00 m com uma profundidade de 3 a 5 m, ou até ao leito rochoso se existir. Cada escavação será objeto de uma secção descritiva da estratificação das formações encontradas. As escavações devem ser concluídas imediatamente após a recolha das amostras.

Ao nível do rio Lembá, serão efectuadas escavações contra os apoios da estrutura existente, de modo a perceber o modo e eventualmente o nível de fundação da antiga estrutura.

Os materiais amostrados serão submetidos a ensaios de identificação completa e ensaios de capacidade de suporte (Proctor e CBR), nomeadamente :

- ◆ análise granulométrica - NF P 18-560 ;
- ◆ Limites de Atterberg - NF P 94-051, ou equivalente em areia - NF P 18-598 ;
- ◆ teor de água, NF P 94-050 ;
- ◆ densidade aparente, NF EN ISO 17828 ;
- ◆ pesos específicos, EN ISO 7971-3 ;
- ◆ ensaios de compressão simples em rocha, NF P 94-420 ;
- ◆ Análise química das águas subterrâneas: CO₂ agressivo (EN 13577), S₀₄ - (NF EN 196-2), Mg⁺⁺ (ISO 7980), NH₄⁺ (NF T 90-015) e Ph (NF EN ISO 10523).

6.2. PRINCIPAIS RESULTADOS DOS ESTUDOS GEOTÉCNICOS

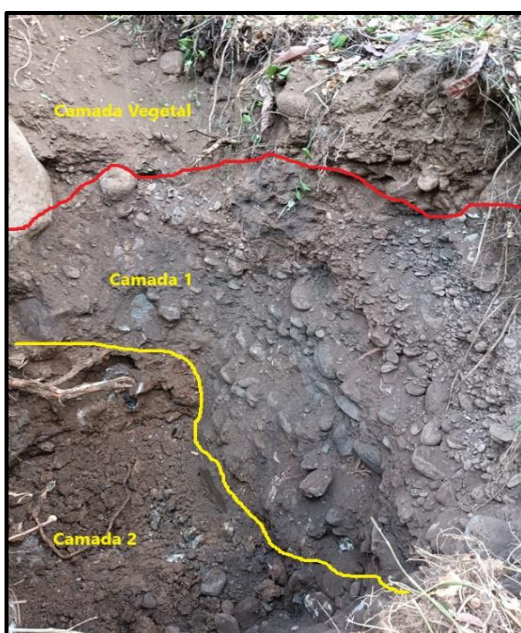
6.2.1. Secção litológica

O exame das secções das escavações de reconhecimento efectuadas no âmbito do presente estudo revelou um predomínio de formações de seixos com uma matriz arenosa-siltosa. É de salientar a abundância de seixos, cujas dimensões variam consideravelmente. As escavações não permitiram atingir a base das camadas aluvionares superficiais, pelo que não foi possível caracterizar as camadas mais profundas da rocha-mãe.

As fotografias seguintes ilustram a natureza do assento do lado direito das duas estruturas.



Fotos 8 & 9 Vistas das escavações F1 e F3 ao lado da ponte de Lembá



Fotos 10 & 11 Vistas da escavação F2 e F1 ao lado da ponte Brigoma

6.2.2. Resultados dos testes laboratoriais

A análise dos resultados dos testes laboratoriais para as diferentes amostras recolhidas revelou os seguintes resultados principais.

Tabela 22 : Resultados dos ensaios laboratoriais relativos à fundação de estruturas

Local	Escavações	Teor de água (%)	Equivalente de areia (%)	A. G	Limites		Proctor		.CBR %	CLASSE AASHO
					#200	LL	IP	W		
Lembá	F1	6	45	5.4	-	-	-	-	-	-
	F2	12.2	70	4.0	-	-	-	-	-	-
	F3	14.5	77	2.9	-	-	-	-	-	-
	F4	8.8	65	4.3	-	-	-	-	-	-
	F1	8.7	62	2.3	NP	NP	14	1.94	23	A-2-4 (0)
	f2	36	26	40.3	58	17	31.5	1.478	3	A-7-5 (14)
Brigoma	F1	17.7	18	20.5	-	-	-	-	-	-
	F2	10.3	73	3.3	-	-	-	-	-	-
	F3	10.3	65	1.6	-	-	-	-	-	-
	f1	20.9	24	13.1	37	5	22.3	1.67	3	A-4 (8)
	f2	14.9	22	12.5	49	11	18.3	1.796	13	A-7-5 (10)

Os parâmetros de identificação assim obtidos confirmam as secções das escavações efectuadas com um predomínio de elementos grosseiros e uma matriz areno-siltosa de baixa a média plasticidade.

6.2.3. Dados hidrogeológicos

De acordo com os resultados da campanha geotécnica, e no momento das escavações (2023), o nível estático situa-se a uma profundidade próxima da superfície. O nível de água registado nas diferentes escavações é apresentado no quadro seguinte:

Tabela 23 : Nível de água nas estruturas

Escavação	Ponte Lembá (m)		Ponte Brigoma (m)	
	Profundidade de escavação	Nível da água	Profundidade de escavação	Nível da água
F1	2,20	Não verificado	1,0	Não verificado
f2	1,60	Não verificado	1,5	Não verificado
F1	3,60	1,24	2,40	Não verificado
F2	3,60	1,40	3,4	2,0
F3	4,30	0,80	3,0	1,4
F4	3,5	1,20	3,0	Executado no leito do rio

6.2.4. PEDREIRAS DE CASCALHO

Para a pesquisa de cascalho, os materiais analisados neste estudo são :

- ◆ amostras de rocha colhidas na pedreira de Samulin ;
- ◆ amostras de rocha retiradas da pedreira ACA.

Os principais resultados das análises laboratoriais estão resumidos no quadro seguinte.

Tabela 24 : Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais efectuados em amostras de gravilha

Local de recolha	Tipo de agregado	Los Angeles	Densidade e absorção de água	
			Densidade	Absorção de água
Samulina	5/10	23	2.14	1.1
	10/30	20	2.12	1.4
	20/40	20	2.09	1.8

6.2.5. Materiais emprestados

Relativamente aos depósitos emprestados, três locais foram amostrados e caracterizados em laboratório.

Os principais resultados das análises laboratoriais estão resumidos no quadro seguinte.

Tabela 25 : Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais efectuados em amostras de empréstimo

Local de recolha	Número da amostra	Los Angeles	Densidade e absorção de água	
			Densidade	Absorção de água
Vila Braga	243	17	2.82	1.2
Túnel de Santa Catarina	244	20	2.76	2.6
Cadon	245	17	2.9	0.8

Os resultados das análises sugerem que os produtos identificados têm coeficientes de Los Angeles (LA) satisfatórios com valores entre 17 e 20. Estes materiais podem ser utilizados tanto para betão hidráulico como para materiais de hidrocarbonetos.

6.3. ESTRUTURA DA ESTRADA

O consultor efectuou um novo dimensionamento da estrutura rodoviária de acordo com o método racional, utilizando o software Alizé.

O modelo de cálculo corresponde à nova regulamentação NF P98-086 para o dimensionamento das faixas de rodagem em França. Foram introduzidas melhorias na modelação das camadas das faixas de rodagem, os módulos Young e Poisson foram actualizados em função da evolução tecnológica dos materiais das faixas de rodagem e a nova versão do software ALIZE foi estabelecida em conformidade.

O dimensionamento proposto dizia respeito à estrada de acesso das seguintes pontes :

- ◆ Lemba Ponte :
 - Pavimento : Pavimento rodoviário em betão betuminoso semi-granulado de classe 1 (BBSG1) ;
 - Base de apoio : Sepultura não tratada 0/20 ;
 - Sub-base: cascalho não tratado 0/40.

- ◆ Ponte de Brigoma :
 - Pavimento : Pavimento rodoviário em betão betuminoso semi-granulado de classe 1 (BBSG1) ;
 - Base de apoio : Sepultura não tratada 0/20.

A concepção da estrutura rodoviária baseou-se nos seguintes pressupostos e dados :

- ◆ os resultados do estudo de tráfego ;
- ◆ as características do suporte do solo ;
- ◆ o tempo de serviço, fixado em 20 anos ;
- ◆ as características mecânicas dos materiais da faixa de rodagem, tal como recomendado pela norma supracitada.

6.3.1. Dimensionamento do tráfego

Com base no estudo de tráfego, a classe de tráfego foi determinada de acordo com o procedimento do Guia Técnico para o Projeto e Dimensionamento de Estruturas de Pavimentos (LCPC - SETRA).

6.3.1.1. Tráfego em número de passagens de um eixo de referência padrão

O tráfego acumulado em número de eixos normalizados de 13 t é dado pela seguinte relação :

$$NE = NPL \times CAM$$

Com :

NE : o número equivalente de eixos de referência ;

NPL : o número acumulado de veículos pesados de mercadorias ;

CAM : Coeficiente de agressividade, que é função da composição dos eixos ou do espetro do tráfego pesado.

A determinação do número acumulado de veículos pesados de mercadorias rege-se pela seguinte fórmula :

$$NPL = 365 \times TMJA \times C$$

Com :

TMJA : Tráfego médio diário anual na data de entrada em funcionamento ;

C : Fator de acumulação de tráfego definido pela seguinte relação em que n e t são a vida útil e a taxa geométrica de crescimento anual, respetivamente.

$$C = \frac{(1 + t)^n - 1}{t}$$

Com base no valor de TMJA, a classe de tráfego é definida a partir da tabela seguinte:

Tabela 26 : Classe de tráfego por TMJA

Classe	T5	Q4	Q3	Q2	T1	T0	TS	.TEX
TMJA	<25	<50	<150	<300	<750	<2000	<5000	<7000

6.3.1.2. Dados de tráfego

Os resultados do estudo de tráfego, bem como os dados a adotar para o dimensionamento da faixa de rodagem, estão resumidos no quadro seguinte:

Tabela 27 : Dados de tráfego

Secção	Ponte de Lembá		Ponte Brigoma	
Período	2026 - 2045		2026 - 2045	
TMJA (2026)	11		4	
Taxa média de crescimento	2026 - 2035 2,20 %	2036 - 2045 2,31 %	2026 - 2035 2,20 %	2036 - 2045 2,31 %
Fator de acumulação de tráfego	11,05	11,11	11,05	11,11
Tráfego pesado acumulado	9.98 10 ⁴		3.63 10 ⁴	
Classe de tráfego	T5		T5	

6.3.1.3. Tráfego cumulativo e pressupostos de cálculo

O número acumulado equivalente do eixo de referência de 13 t, que é um parâmetro de concepção predominante da faixa de rodagem, é estimado com base nos seguintes pressupostos :

- ◆ Entrada em funcionamento do projeto: 2026 ;
- ◆ Vida útil de 20 anos para estradas de corredor ;

Tabela 28 : Tráfego de provisionamento

Secção	GNT e solo	
	Ponte Lembá	Ponte Brigoma
CAM	0,4	0,4
Tráfego pesado acumulado	9.98 10 ⁴	3.63 10 ⁴
NE	3.99 10 ⁴	1.45 10 ⁴

6.3.2. Dimensionamento e resultados

6.3.2.1. Dados de base

c) Suporte do solo

As plataformas rodoviárias são consideradas de classe PF2q, uma vez que as estradas de acesso serão completamente aterradas.

d) Materiais da faixa de rodagem

Os valores dos módulos e coeficientes de Poisson recomendados para os diferentes materiais do pavimento estão resumidos no quadro seguinte:

Tabela 29 : Características mecânicas dos materiais de pavimento

Materiais	Módulo E (MPa)	Coeficiente de Poisson
Betão betuminoso - BBSG1 0/10 (a 30°C)	1300	0,35
Sepultura não tratada 0/20 na camada de base	400 (Lemba) 240 (Brigoma)	0,35
Cascalho Não tratado 0/40 na sub-base	2 a 3 x Módulo da camada inferior, máx. 200	0,35

6.3.2.2. Tensões e deformações admissíveis

A verificação das tensões e deformações nas diferentes camadas de pavimento da estrutura rodoviária é efectuada pelo programa Alizé-LCPC, com base no método racional. Tratando-se de um pavimento flexível com baixo tráfego, apenas serão verificadas as deformações verticais ao nível do solo de suporte.

As deformações admissíveis nas camadas de materiais granulares são obtidas pela seguinte fórmula e parâmetros :

$$\varepsilon_{z,adm} = A \times (NE)^{-0,222}$$

Avec A = 16 000 si NE ≤ 250 000 Equivalente – eixo de 13 toneladas

et A = 12 000 si NE > 250 000 Equivalente – eixo de 13 toneladas

As deformações tangenciais admissíveis nas camadas tratadas com ligantes hidrocarbonados obtêm-se aplicando a seguinte relação :

$$\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon_6(10^\circ\text{C}; 25\text{Hz}) \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{C})}{E(\theta_{eq})}} \times Kc \times Kr \times Ks$$

Com :

ε_6 : deformação para a qual a flexão de rotura convencional num provete é obtida após 106 ciclos com uma probabilidade de 50% a 10°C e 25 Hz.

NE : número equivalente de eixos de referência.

kc : coeficiente de calibração.

kr : coeficiente que ajusta o valor admissível da deformação ou da tensão em função dos factores de risco e de dispersão do projeto.

ks : coeficiente para ter em conta as heterogeneidades locais na capacidade de suporte da camada não ligada subjacente.

b: declive de fadiga do material expresso como uma distribuição bi-logarítmica.

E : Módulo de Young (MPa).

A tabela seguinte apresenta o limite de deformação vertical admissível (ε_z) para as hipóteses de cálculo adoptadas, ou seja, um CAM de 0,4 e uma vida útil de 20 anos.

Tabela 30 : Valor de deformação admissível

Materiais	Estrada	Tempo de vida	(ϵz admissível)
GNT e apoio terrestre	OMBA	20 anos	1522,8
	Brigoma	20 anos	1906,2

6.3.2.3. Verificação das estruturas propostas

No final dos cálculos e verificações, as estruturas de pavimento propostas para as secções estudadas são resumidas na tabela seguinte:

Tabela 31 : estrutura rodoviária verificada

Estrada	Suporte de chão	Sub-base	Estrada de base	Pavimento
Lembá	PF2qs	15 GNT 0/40	15 GNT 0/20	5 BBSG1
Brigoma	PF2qs	-	20 GNT 0/20	5 BBSG1

Os resultados da produção de Alizé são apresentados em anexo ao presente relatório.

6.4. DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DAS ESTRUTURAS

Tendo em conta a dominância aluvionar que constitui as formações de cobertura rochosa e dada a abundância de seixos nos locais das estruturas, não foi possível efetuar investigações pesadas para a caracterização das camadas profundas da rocha. Assim, para o resto do estudo, adoptamos a hipótese de que as formações aluvionares continuam em profundidade. Esta hipótese deverá ser verificada pelo empreiteiro durante a fase de construção.

Para pontes sobre rios, a solução técnica mais óbvia seria um método de fundações profundas que descesse até ao nível do leito rochoso mecânico. No entanto, a adoção de um tal método de fundação para as estruturas actuais confronta-se com duas dificuldades técnicas relacionadas com a presença de níveis de seixos.

De facto, as aluviões de superfície colocam dois tipos de problemas:

O primeiro problema diz respeito à caracterização das formações dos bancos. De facto, a presença de níveis de seixos coloca enormes constrangimentos em relação à possibilidade de perfurar e segurar as paredes para poder realizar os ensaios..

O segundo problema diz respeito à execução de estacas. De facto, na presença de grandes níveis de seixos, seria praticamente impossível perfurar sem grandes riscos de instabilidade da parede que poderiam comprometer o sucesso da operação de execução da fundação. Isto continua a ser válido mesmo se considerarmos a utilização de revestimento de estacas, uma missão que seria muito difícil de ser bem sucedida, especialmente na presença do risco de deformação e ovalização da extremidade da bainha.

Perante estas limitações, e para não propor um método de fundação inviável na prática, recomendamos a escolha de um tipo de fundação semi-profunda em grandes blocos de betão.

O nível de ancoragem das fundações deve ser rebaixado a uma profundidade suficiente para evitar o risco de erosão. Por outro lado, devem ser tomadas as medidas necessárias para garantir que a

operação de construção das fundações tenha o máximo de hipóteses de sucesso. Em função da profundidade de ancoragem, pode ser necessário recorrer a pré-aterros na faixa de rodagem da estrutura para permitir a execução das fundações.

De facto, para profundidades de ancoragem superiores a 4 m, será necessário prever uma limpeza geral de 2,5 m de profundidade à direita de cada um dos apoios com a possibilidade de generalizar a escavação em vários apoios de modo a facilitar os trabalhos e minimizar os riscos de instabilidade na fase provisória. Lateralmente, a escavação deverá ser graduada em taludes suficientemente suaves para permitir a execução das grandes massas de betão em segurança.

Será necessário tomar as medidas necessárias para garantir que os grandes blocos de betão sejam despejados fora de água. Para tal, a Empresa instalará os dispositivos de rebaixamento necessários (poços equipados com bombas) para evitar o contacto entre as massas de betão grosso e a água durante um período mínimo de 3 horas após o vazamento.

6.4.1. Ordem de grandeza das tensões no solo

As ordens de grandeza das tensões no solo em relação aos apoios das estruturas planeadas estão resumidas no quadro seguinte.

Tabela 32 : Ordens de grandeza das tensões no solo sob os apoios da estrutura (valores em KPa)

ULS - Situação sustentável e transitória	ELS - Combinação de características	ELS - Combinação quase permanente
405	300	250

6.4.2. Calculadora hipotética e resultados

Para o dimensionamento das fundações das estruturas, baseámo-nos nas recomendações do Eurocódigo 7 (Aplicação às fundações de espalhamento NF P 94-261), referindo-nos aos parâmetros de resistência ao corte das formações rochosas.

Note-se que para os seixos de matriz arenosa-siltosa que caracterizam a base das duas estruturas, adoptámos uma coesão nula. Para o ângulo de atrito, baseámo-nos num valor seguro de 35°.

Assim, verificámos a capacidade de suporte da base de apoio para o nível de ancoragem recomendado (5,5 m de profundidade em relação ao nível do terreno natural inicial).

Os cálculos foram efectuados utilizando o código de cálculo GEOFOND desenvolvido pela GEOS INGENIEURS CONSEILS.

Os resultados correspondentes mostram claramente que, para as condições de ancoragem recomendadas, não deve haver nenhum problema específico de capacidade de suporte.

VII. ESTUDOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

7.1. ESTUDOS CLIMATOLÓGICOS E PLUVIOMÉTRICOS

7.1.1. Climatologia

O clima de São Tomé é tropical húmido, caracterizado pela existência de duas estações. A estação quente é a estação das chuvas, que dura cerca de nove meses, e a Gravana, a estação seca, dura quase três meses, de junho a agosto. No entanto, existe uma estação intermédia chamada "Gravanito", que ocorre temporariamente, entre os meses de dezembro e janeiro, dependendo do movimento da zona intertropical de convergência. Caracteriza-se por uma diminuição da precipitação e um aumento da temperatura média do ar.

7.1.2. Temperaturas

De um modo geral, a temperatura média anual ronda os 26°C. Nas zonas costeiras, é de cerca de 27°C e de 21°C nas zonas montanhosas.

Na área do projeto, as temperaturas média, mínima e máxima em Santa Catarina são apresentadas na tabela a seguir.

Tabela 33 : Temperatura Mensal em Santa Catarina

	Jan	Fev	março	abril	maio	junho	Jul	agosto	Set.	Out.	Nov.	Dez.
Temperatura média °C	25,1	25,7	26,1	26	25,2	23,9	23,2	23,3	23,8	24,2	24,6	24,8
Min. Temperatura °C	24,1	24,6	24,9	24,9	24,4	23,1	22,3	22,4	23	23,4	23,6	23,9
Temperatura máx. °C	26,1	26,7	27,1	26,9	26,1	24,9	24,2	24,4	24,9	25,1	25,4	25,7

7.1.3. Humidade relativa

A humidade do ar é muito elevada, atingindo uma média de 92% nas altitudes elevadas (Lagoa Amélia, por exemplo) durante a maior parte do ano. Nas altitudes mais baixas, a humidade é mais baixa, variando entre 70 e 80% durante o ano.

Para Santa Catarina, a média de humidade mensal é a seguinte

Tabela 34 : Humidade relativa na área de estudo

	Jan	Fev	março	abril	maio	junho	Jul	agosto	Set.	Out.	Nov.	Dez.
Humidade (%)	84%	83%	82%	82%	83%	82%	80%	80%	82%	84%	85%	85%

7.1.4. Precipitação

7.1.4.1. Estação pluviométrica de referência

Em termos de estações de medição de precipitação, recolhemos dados da estação pluviométrica de **Santa Catarina** no Instituto Nacional de Meteorologia em São Tomé.

Devido à falta de dados recentes, foram recolhidos dados de precipitação para o período de **1961 a 1990**. Os dados referem-se à precipitação máxima anual, mensal e diária.

7.1.4.2. Precipitação anual

A precipitação anual disponível na área do projeto abrange o período de 1961 a 1990 para a estação de Santa Catarina.

A precipitação média anual registada é de 2.900 mm. A precipitação mínima anual é de 1.935 mm, registada em 1986, enquanto a máxima atingiu 4.043,6 mm em 1984.

A figura seguinte mostra a variação anual da precipitação entre 1961 e 1990.

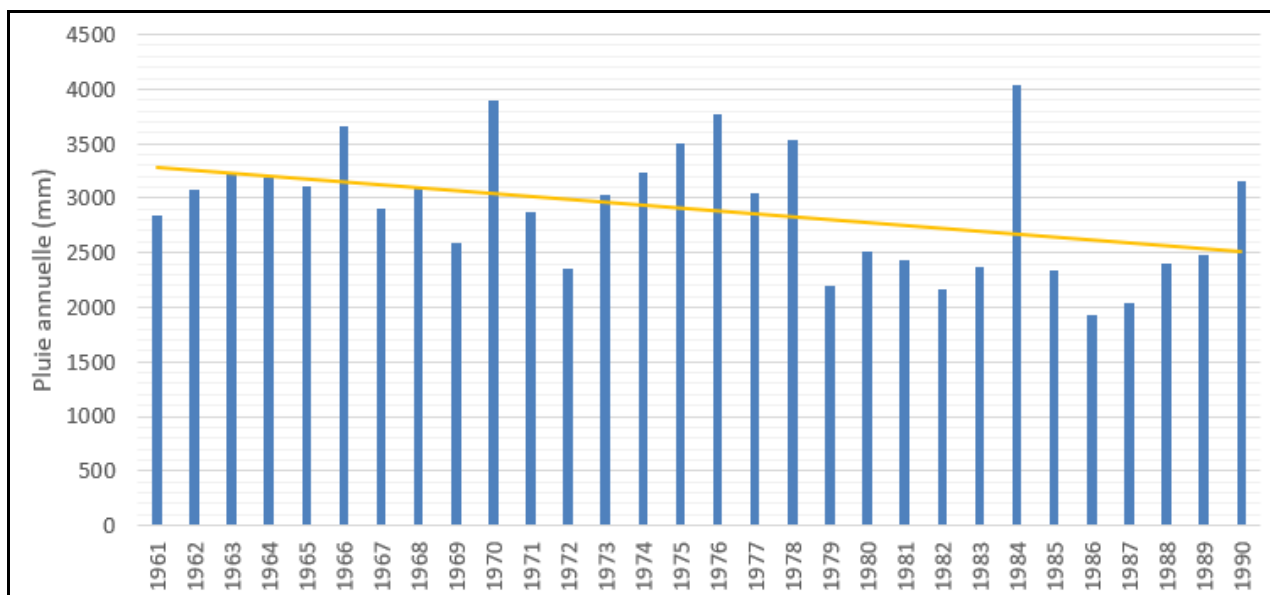


Figura 8 : Precipitação média anual em Santa Catarina

7.1.4.3. Precipitação mensal

As alturas médias mensais registadas na estação de Santa Catarina durante o período de 1961 a 1990 são apresentadas na figura seguinte.

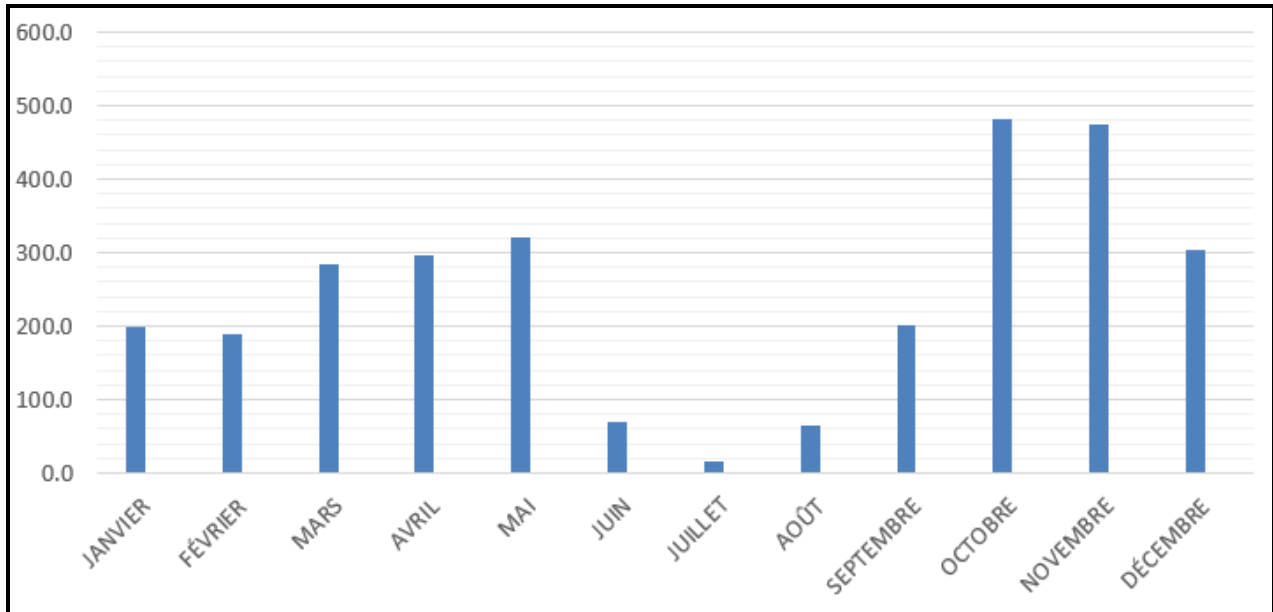


Figura 9 : Variação da precipitação média mensal

A distribuição mensal da precipitação registada durante este período revela uma irregularidade e uma alternância de meses secos e chuvosos:

- ◆ uma estação chuvosa de nove meses, de setembro a maio ;
- ◆ uma estação seca (ou menos chuvosa) durante os três meses de junho, julho e agosto.

À semelhança da precipitação anual, a tendência da precipitação é decrescente durante o mês mais chuvoso (outubro).

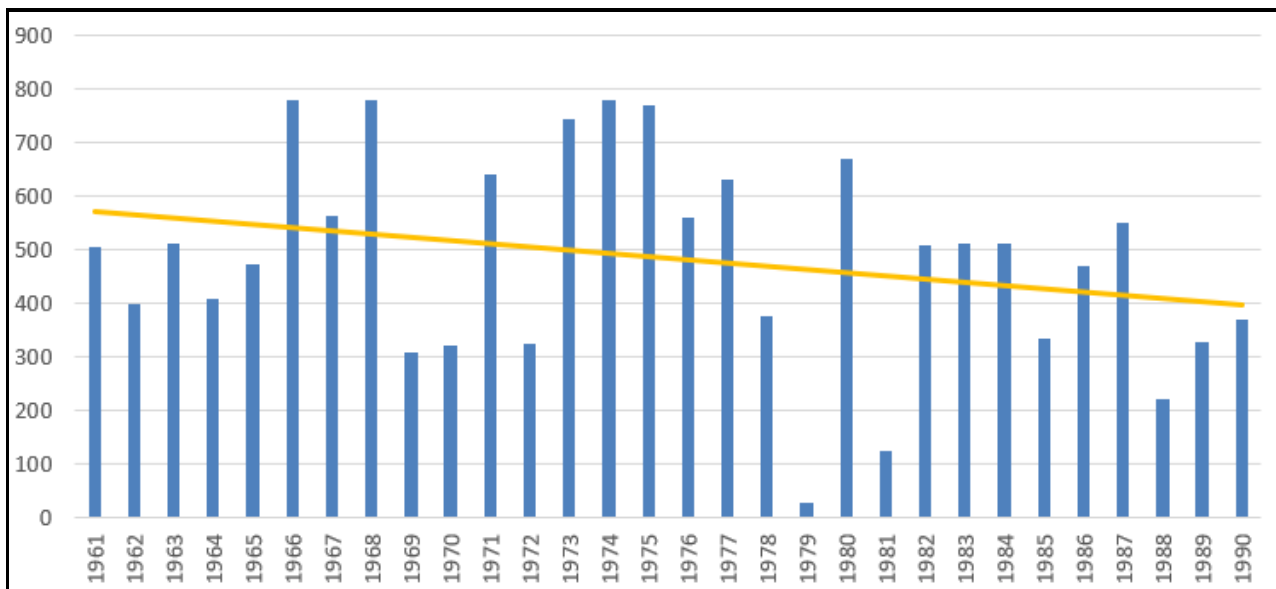


Figura 10 : Variação da precipitação durante o mês mais húmido (outubro)

7.1.4.4. Precipitação máxima diária

a) Análise da frequência de fenômenos pluviométricos excepcionais

A análise de frequência foi efectuada utilizando a versão 1.1 do software HYFRAN. Trata-se de um software de ajustamento de distribuições estatísticas que inclui um conjunto de ferramentas matemáticas poderosas, fáceis de utilizar e flexíveis, permitindo, nomeadamente, a análise estatística de eventos de precipitação (a maior chuvada de um determinado ano) e, de um modo mais geral, a análise estatística de séries de dados independentes e identicamente distribuídos, em domínios profissionais tão variados como a Hidrologia, a Engenharia, o Ambiente, a Meteorologia.

O software HYFRAN fornece gráficos de probabilidade de não excedência, histogramas da frequência de ocorrência de um valor de acordo com intervalos e fornece uma comparação entre as características da distribuição e da amostra.

Esta análise de frequência diz respeito aos registos diários máximos durante todo o período de observação disponível para a estação de referência.

O ajuste estatístico pela lei de Gumbel às distribuições experimentais das precipitações máximas anuais observadas em Santa Catarina (no período de 1961 a 1990) permite estabelecer os valores quânticos, bem como as precipitações diárias para diferentes períodos de retorno (10 anos, 20 anos, 50 anos e 100 anos).

A lei de Gumbel, designada por duplicação exponencial ou lei dos valores extremos, assume a forma de :

$$F(x) = \frac{1}{\alpha} e^{\left[-\frac{x-u}{\alpha} - e^{-\frac{x-u}{\alpha}} \right]}$$

Com :

F(x) : Função de distribuição

u : Parâmetro do modelo

x : Variável aleatória

α Parâmetro de escala (Gradex)

Os resultados desta análise são apresentados nos quadros seguintes.

Tabela 35 : Estatísticas de precipitação máxima diária para a estação de Santa Catarina

Precipitação máxima diária	Santa Catarina
Média	186
Máximo	382
Mediana	180
Mínimo	30,7
Desvio padrão	74,1
Coeficiente de variação (Cv)	0,399
Coeficiente de assimetria (Cs)	0,823
Coeficiente de achatamento (Ck)	3,74
Coeficiente de variabilidade max/min	12,44
Coeficiente de dispersão Avg/med	1,03

Tabela 36 : Precipitação máxima diária de diferentes períodos de retorno (Santa Catarina)

Designação	Período de retorno "T"					
	2 anos	5 anos	10 anos	25 anos	50 anos	100 anos
Precipitação máxima diária (mm)	175	250	300	347	408	454

Na figura seguinte, os resultados do ajustamento estatístico da precipitação máxima diária de acordo com a lei de Gumbel seguem corretamente a tendência das amostras seleccionadas. (O ajustamento das PCs máximas utilizando outras distribuições estatísticas é apresentado no Apêndice).

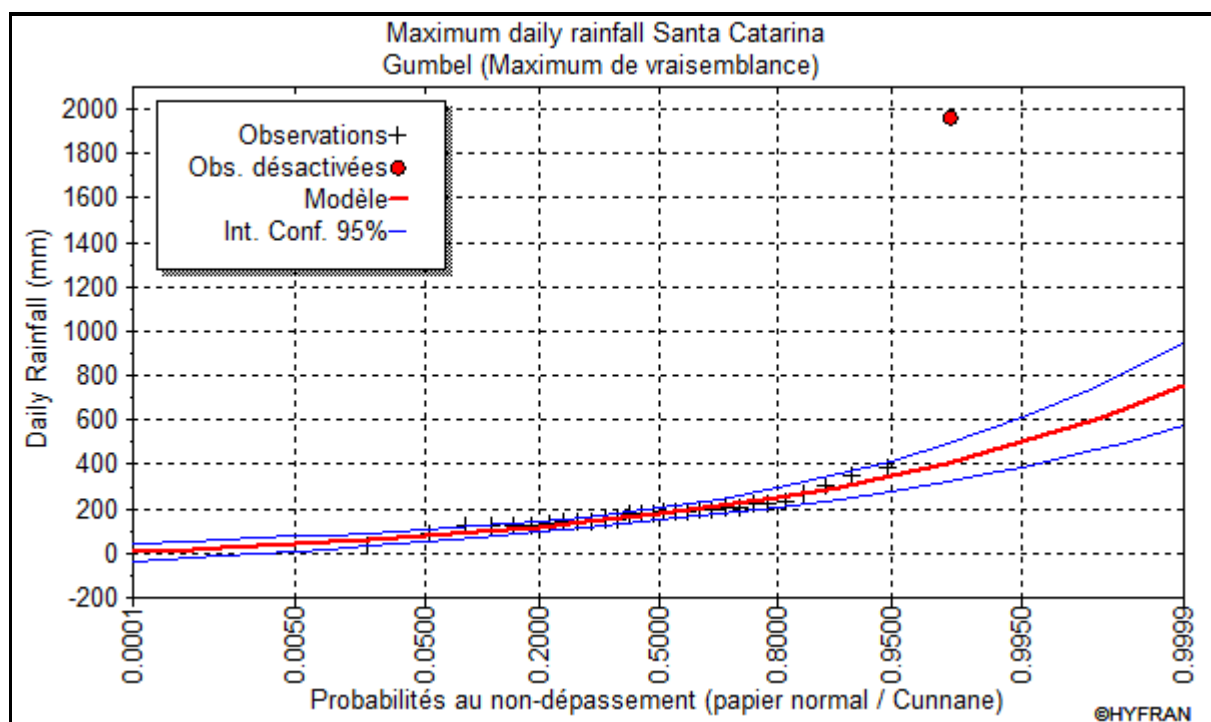


Figura 11 : Ajuste da Lei de Gumbel para a precipitação máxima diária em Santa Catarina (1961 - 1990)

b) Teste de validade

Para tirar conclusões sobre as leis a adotar para ajustar a distribuição estatística, é necessário comparar a adequação dessas distribuições de modo a adotar o menos mau dos ajustamentos, utilizando o teste de χ^2 um dos testes mais utilizados.

O princípio consiste em dividir as séries de dados por um número k de classes, cada uma contendo n_i valores experimentais. O número é o número teórico de valores (numa amostra de N valores) atribuído à classe i pela lei de distribuição. Este número é dado por : $v_i v_i$

$$v_i = N \int_{x_{i+1}}^{x_i} f(x) dx = N [F(x_i) - F(x_{i+1})]$$

O número de χ^2 é definido por :

$$\chi^2 = \sum_i^k \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$

O ajustamento é satisfatório se a probabilidade de χ^2 for superior a 0,05. E a lei escolhida será a que tiver o maior valor de probabilidade.

Tabela 37 : Probabilidade de χ^2

Estação Santa Catarina	Gumbel (Probabilidade Máxima)	Normal (máxima verosimilhança)	Lognormal	Pearson Tipo III	Gumbel (Método dos Momentos)
T = 2 anos	175	186	170	180	174
T = 5 anos	250	248	252	244	239
T = 10 anos	300	281	309	281	283
T = 20 anos	347	308	367	313	324
T = 50 anos	408	338	444	351	378
T = 100 anos	454	358	504	378	418
χ^2	3,59	10,34	4,55	4,55	4,55
P	0,4649	0,035	0,3365	0,2077	0,3365
Grau de liberdade	4	4	4	3	4
Número de turmas	7	7	7	7	7

De acordo com os resultados obtidos, o teste de validade com a distribuição de Gumbel (máxima verosimilhança) tem a maior probabilidade entre as outras distribuições consideradas. No entanto, todos os valores de probabilidade obtidos são aceitáveis. Assim, tendo em conta a tendência das alterações climáticas, a precipitação máxima diária de diferentes períodos de retorno obtida por ajuste estatístico com a lei de Gumbel será utilizada para todos os cálculos subsequentes.

7.2. VARIABILIDADE CLIMÁTICA EM SÃO TOMÉ

Em termos temporais, as precipitações apresentam uma grande variabilidade interanual, que pode atingir 100 a 200 mm de um ano para o outro. Esta variabilidade assume frequentemente a forma de uma sucessão de períodos com tendência húmida e seca, embora a natureza limitada das crónicas não permita afirmar uma verdadeira periodicidade climática.

A procura de variantes climáticas, nomeadamente na estação mais antiga (a do aeroporto de São Tomé, que data de 1951), permite identificar, grosso modo, dois grupos que se assemelham a períodos homogéneos.

- ◆ um período, anterior a 1968, marcado por um clima relativamente húmido com uma elevada prevalência de máximos de precipitação e mínimos térmicos ;
- ◆ um segundo período, posterior a esta data, foi bastante marcado por baixas precipitações e um aumento contínuo das temperaturas. Este período, que parece continuar até à atualidade, pode ser considerado como um período relativamente seco e quente no contexto climático do país.

Esta evolução climática, no sentido de **uma seca relativa**, já se está a afirmar no sector nordeste da grande ilha (São Tomé) através de uma deslocação global das isoietas para sudoeste. Esta dinâmica pluviométrica poderá, a longo prazo, afetar todo o país e evoluir para uma profunda mutação do clima local, ou seja, para uma alteração climática.

7.3. ESTUDO HIDROLÓGICO

7.3.1. Estudo da bacia hidrográfica

A primeira etapa do estudo hidrológico consiste em determinar as características físicas e morfológicas das bacias hidrográficas a partir de documentos cartográficos: mapa topográfico, imagens de satélite, levantamentos topográficos e informação bibliográfica disponível sobre a região.

O conjunto das coberturas cartográficas recolhidas permitirá delimitar as bacias hidrográficas, analisar o relevo e estimar os parâmetros morfológicos (superfície, perímetro, comprimento, declive parcial, declive equivalente, índice de declive, índice de compacidade, ganho de altitude, uso do solo, etc.).

Segue-se uma apresentação das diferentes bacias delineadas e uma justificação da bacia escolhida para a estimativa dos caudais de cheia.

7.3.1.1. Características físicas e morfológicas das bacias hidrográficas delimitadas

Para cada bacia hidrográfica, foram determinadas as seguintes características físicas e morfológicas:

- ◆ área de superfície, perímetro ;
- ◆ comprimento do Thalweg ;
- ◆ altitudes (máxima e de saída) ;
- ◆ declive médio ;
- ◆ índice de compacidade ;
- ◆ retângulo equivalente ;
- ◆ índice global de inclinação ;
- ◆ permeabilidade do solo ;
- ◆ classe de socorro, etc.

As diferentes características das bacias hidrográficas estudadas são resumidas no anexo.

a) Declive médio

O declive médio de uma bacia hidrográfica é equiparado ao do seu curso de água principal. É determinado pela fórmula :

$$I = \left[\frac{L}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right]^2$$

Com :

L : comprimento total da corrente em m, $L = L \sum_k$;

L_k : Comprimento das diferentes secções do curso de água ;

I_k : Declive médio de cada secção do curso de água.

b) Índice de compacidade

Este índice é estabelecido comparando o perímetro da bacia hidrográfica P com o de um círculo que teria a mesma área S. É determinado pela seguinte fórmula :

$$Kc = 0,282 P / \sqrt{S}$$

Com :

P : Perímetro da B.V. em km ;

S : Área de superfície da B.V. em km².

c) Retângulo equivalente

É um retângulo que tem a mesma superfície, o mesmo índice de compacidade e a mesma distribuição hipsométrica que a bacia hidrográfica. O seu comprimento é dado pela seguinte expressão :

$$L = \sqrt{S} \left(\frac{Kc}{1,128} \right) \left[1 + \sqrt{\left(1 - \left(\frac{1,128}{Kc} \right)^2 \right)} \right]$$

Com :

L : Comprimento do retângulo equivalente (km) ;

Kc : Índice de compacidade (sem dimensões) ;

S : Área da bacia hidrográfica (km²).

d) Índice de inclinação global

É um índice que caracteriza o relevo de uma bacia. É definido pela seguinte fórmula :

$$I_g = \frac{D}{L}$$

Com :

D : é o ganho de elevação, expresso em metros, entre as elevações com aproximadamente 5% e 95% da área da bacia acima delas

L : Comprimento do retângulo equivalente, expresso em km ;

Ig : Índice de declive global (m/km).

e) Permeabilidade do solo

A permeabilidade do solo de uma bacia hidrográfica é uma característica muito importante que condiciona o escoamento superficial. Cinco (5) classes de permeabilidade são definidas pela ORSTOM :

- ◆ P1 : Poças estritamente impermeáveis. São as bacias inteiramente rochosas ou argilosas;
- ◆ P2 : Bacias impermeáveis com algumas zonas permeáveis em pequena extensão ou bacias homogêneas quase impermeáveis ;
- ◆ P3 : Bacias bastante impermeáveis com zonas permeáveis de extensão significativa ou bacias homogêneas com permeabilidade relativamente baixa ;
- ◆ P4 : Bacias bastante permeáveis como as que se encontram nas zonas de decomposição do granito com abundância de arenas ;
- ◆ P5 : Bacias permeáveis compostas essencialmente por areia ou por uma concha laterítica fortemente fissurada.

Dentro de uma mesma categoria, o solo pode ser mais ou menos permeável. Do mesmo modo, é bastante difícil colocar certas bacias numa categoria específica. Este facto provoca uma certa dispersão dos nossos resultados.

Assim, com base nos levantamentos de campo, as classes de permeabilidade seleccionadas para este projeto são : P1 e P2.

f) Aulas de socorro

Segundo a ORSTOM, o relevo é classificado em seis (6) categorias:

- ◆ R1 : Classe que corresponde a declives extremamente baixos, inferiores a 0,1 e 0,2% ;
- ◆ R2 : Classe que corresponde a declives baixos, inferiores a 0,5%. Caracteriza as bacias de planície;
- ◆ R3 : Classe que corresponde a declives moderados entre 0,5 e 1%. Caracteriza os terrenos intermédios entre a planície e as zonas onduladas do terreno;
- ◆ R4 : Classe que corresponde a declives bastante acentuados : declives longitudinais entre 1 e 2% e/ou declives transversais superiores a 2%. Caracteriza as zonas de ondulações do terreno;
- ◆ R5 : Classe que corresponde a declives acentuados: declives longitudinais entre 2 e 5% e/ou declives transversais entre 8 e 20%. Caracteriza as regiões montanhosas;
- ◆ R6 : Classe que corresponde a declives muito acentuados: declives longitudinais superiores a

5% e/ou declives transversais superiores a 20%. Caracteriza as regiões de montanha.

Como a área do projeto é caracterizada por um terreno muito íngreme, foi escolhido um relevo de classe R6 para as duas bacias hidrográficas estudadas.

Na tabela seguinte, resumimos as principais características físicas das bacias hidrográficas delimitadas.

Tabela 38 Características físicas das bacias hidrográficas delimitadas

Nº BV	BV-1	BV-2
Nome	Cantador	Lemba
S (km ²)	12,21	45,52
P (km)	22,36	33,19
Ganho de elevação (m)	2003	1465
Comprido. Rect. Equiv. (km)	10,04	13,29
Declive (%)	19,9	11
Alívio	Montanha	Montanha
Tempo de base Tb (h)	1,77	2,64
Tc Kirpich (min)	43	67
Tc Kirpich (h)	0,71	1,11
Coef. K de ponta	2,4	2,4
Coef. Escoamento (RI)	62	62
Estação de referência	Santa Catarina	Santa Catarina
P an	2900	2900
Pc 10	300	300
Pj 100	454	454
Coef. Subsídio A	0,96	0,93

7.3.2. Estimativa do fluxo do projeto

Na ausência de dados hidrométricos nas saídas dos principais caudais, a estimativa dos caudais das diferentes bacias hidrográficas foi efectuada com recurso a diferentes métodos hidrológicos habitualmente utilizados em São Tomé e Príncipe; estes métodos incluem

- ◆ **o método IRD (Ex-Orstom):** desenvolvido no âmbito do estudo do serviço ferroviário do Haut OGOOUÉ- R.LEFEVRE & J.LERIQUE (1973). Este método aplica-se a bacias com uma superfície que varia entre algumas dezenas de hectares e algumas centenas de quilómetros quadrados;
- ◆ **O método CIEH:** desenvolvido por PUECH & CHABI-GONNI (1983) e revisto em 1994; é aplicável a bacias hidrográficas entre 2 e 2.000^{km²} ou mais.

7.3.2.1. Método IRD (Ex-ORSTOM)

O método IRD (por exemplo ORSTOM), também conhecido por AUVRAY & RODIER (1976), é utilizado para as bacias florestais da África tropical cuja superfície é geralmente inferior a 200 km². A sua aplicação é alargada às bacias superiores.

Recorde-se que foi originalmente desenvolvido a partir de 65 bacias hidrográficas com uma área inferior a 120 km², e é teoricamente aplicável à África Ocidental, para alturas de precipitação anual entre 150 e 1.600 mm de precipitação anual. Desde 1965, o volume de dados e observações aumentou significativamente e, tendo em conta estas novas realizações, o IRD reviu e actualizou o método, em particular graças ao trabalho de Rodier & Ribstein (IRD : 1988).

A expressão para este método é a seguinte :

$$Q_{\max(10)} = k.K_r \cdot \left[\frac{C.P_{10}.S}{3,6.T_b} \right]$$

Com :

K : Coeficiente de pico, correspondente à cheia decadal ;

K_r : Coeficiente de escoamento ;

C : Coeficiente de precipitação que é função da área da bacia hidrográfica em (km²) e da precipitação anual em mm ;

P₁₀ : Precipitação diária decadal em mm ;

S : Área da bacia em km² ;

T_b : Hora de base da inundação em horas.

Estes parâmetros dependem das características climáticas regionais e das características morfológicas de cada bacia (superfície, declive, permeabilidade, etc.).

a) Coeficiente de redução (C)

Uma vez que a quantidade de precipitação que cai sobre uma área diminui à medida que nos afastamos do epicentro da chuva, é adequado considerar a heterogeneidade da precipitação ao estimar o caudal de cheia para uma determinada chuva.

Como resultado, o caudal é multiplicado por um coeficiente "C", dependendo da área de estudo e significativamente influenciado pela extensão e forma da bacia hidrográfica.

Assim, a precipitação média sobre a bacia hidrográfica P_{m10} é obtida multiplicando a altura de precipitação pontual P_{10} pelo coeficiente de abatimento C, determinado pela equação simplificada de Villaume (1974) :

$$P_{m10} = C \cdot P_{10}$$

Com :

$$C = 1 - \left[\frac{(161 - 0,042 \cdot P_{an.})}{1000} \log S \right]$$

S : Área da bacia hidrográfica (km²).

$P_{an.}$: Precipitação média anual (mm), que é determinada a partir da precipitação média anual observada na estação de Santa Catarina.

b) Coeficiente de pico (k)

Em geral, segundo o ORSTOM, o coeficiente de pico K é de cerca de 2,6, independentemente da dimensão da bacia. No entanto, o aspeto do sistema fluvial deve ser analisado a fim de efetuar eventuais correções em função das indicações da lista de controlo. Para racionalizar os caudais, foi dada uma atenção especial às características hidrográficas da zona de estudo. Os valores indicados no quadro seguinte são os mais recomendados na literatura.

Tabela 39 : Coeficientes de pico K

Relevo da bacia	Área em km ²		
	Menos de 5	De 5 a 10	Mais de 10
Simplex	1,90	2,20	2,30
Montanha	2,00	2,30	2,40

Fonte: (Hidráulica Rodoviária, BCEOM)

c) Coeficiente de escoamento (Kr)

O coeficiente de escoamento superficial Kr_{10} é estimado pela seguinte fórmula derivada da interpolação baseada nos coeficientes de Kr_{70} e Kr_{100} do clima da região tropical seca.

$$Kr_{10} = Kr_{70} + (P_{10} - 70) \times \frac{Kr_{100} - Kr_{70}}{100 - 70}$$

A fórmula utilizada para obter Kr70 e Kr100 é :

$$Kr70 \text{ ou } Kr100 = \frac{a}{S+b} + c$$

Sendo que a, b e c são os parâmetros de determinação do Kr para a zona tropical ou saheliana em função do índice de declive e da classe de infiltrabilidade (ORSTOM).

Tabela 40 : Parâmetros da equação de determinação de Kr70 (ORSTOM)

Características		tem	b	c
Infiltrabilidade	Ig			
I	15	2 000	100	29,5
	7	1 620	100	27,5
	3	1 250	100	25
RISOS	15	250	20	21,7
	7	200	20	18,5
	3	150	20	15
P	7	50	15	8

Tabela 41 : Parâmetros da equação para a determinação de Kr100 (ORSTOM)

Características		tem	b	c
Infiltrabilidade	Ig			
I	15	2 400	100	32
	7	1 940	100	30
	3	1 440	100	28
RISOS	15	325	30	26
	7	240	30	22
	3	200	30	17
P	7	55	17	9,5

7.3.2.2. Método CIEH

O método desenvolvido pelo CIEH (Comité Inter-Africano de Estudos Hidráulicos) retoma os princípios fundamentais dos estudos estatísticos, mas utiliza dados enriquecidos por medições efectuadas nos últimos anos.

Este método, que se deve a PUECH & CHABI-GONNI (1983, revisto em 1994), baseia-se no estudo estatístico inicial de 162 bacias com uma superfície compreendida entre 0,07 e 2 500 km² (414 bacias aquando da revisão de 1994) para uma precipitação anual compreendida entre 100 e 2 500 mm.

Na amostra de bacias hidrográficas utilizada, os autores mostram que este método é satisfatório para condições médias de permeabilidade e de relevo. Condições extremas podem levar a erros elevados.

Os dados de base necessários para aplicar este método são os seguintes :

- ◆ S : Área da bacia hidrográfica, expressa em km² ;
- ◆ P : Precipitação média anual, expressa em mm ;
- ◆ Ig : Índice de declive global ;

◆ K_r : Coeficiente de escoamento superficial.

O caudal decadal (expresso em m^3/s) é dado pelas seguintes fórmulas :

$$Q_{10} = a \cdot S^s \cdot I_g^i \cdot P_{an}^p \cdot P_{M10}^e \cdot K_{r10}^k \cdot D_d^d \dots\dots$$

a, s, p, i_g , k_{r10} , d... são coeficientes de ajustamento determinados por regressões múltiplas.

Para São Tomé, consideram-se os valores indicados no quadro seguinte:

Tabela 42 : Coeficientes de ajustamento do IETC

Coeficiente de ajustamento	tem	s	i_g	K_{r10}	Pm10	Correlação r^2
CIEH (17)	30.2	0,492		0,948	-0,972	0,764
CIEH (18)	0,0678	0,661	0,412	1,105		0,788
CIEH (28)	0,521	0,625		0,876		0,738
CIEH (29)	893	0,773	0,567	0,923	-2.051	0,815
CIEH (30)	0,109	0,771	0,419	0,887		0,778

Com base em estudos recentes do CIEH (C. Puech e D. Chabi Gonni) e tendo em conta as características da bacia e a sua localização, as equações de caudal decadal que podem ser consideradas são as calibradas para a região geográfica que abrange São Tomé e Príncipe, ou seja, as seguintes :

- ◆ CIEH (17) : $Q_{10} = 30,2 \cdot S^{0,492} \cdot K_{r10}^{0,948} \cdot P_{m10}^{-0,972}$
- ◆ CIEH (18) : $Q_{10} = 0,0678 \cdot S^{0,661} \cdot K_{r10}^{1,105} \cdot I_g^{0,412}$
- ◆ CIEH (28) : $Q_{10} = 0,521 \cdot S^{0,625} \cdot K_r^{0,876}$;
- ◆ CIEH (29) : $Q_{10} = 893 \cdot S^{0,773} \cdot I_g^{0,567} \cdot P_{m10}^{-2,051} \cdot K_r^{0,923}$
- ◆ CIEH (30) : $Q_{10} = 0,109 \cdot S^{0,771} \cdot I_g^{0,419} \cdot K_r^{0,887}$

Com :

Q_{10} : Caudal decadal (m^3/s) ;

S : Área da bacia hidrográfica (km^2) ;

I_g : Índice de declive global (m/km) ;

K_{r10} : Coeficiente de escoamento a dez anos ;

PM_{10} : Precipitação média de dez anos (mm).

7.3.2.3. Estimativa das inundações recorrentes

O manual Floods and Inputs elaborado pelo ORSTOM em 1996 propõe um coeficiente de transição dos caudais decenais para os caudais centenários em função da precipitação decadal, do tempo de base e do coeficiente de escoamento, expresso por :

$$C_{100} = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{(T_b / 24)^{0,12}}{K_{r10}}$$

Assim, o caudal de pico do período de retorno $T=100$ anos é dado pela fórmula

$$Q_{100} = C_{100} \times Q_{10}$$

Com :

Q_{10} : Caudal decadal, expresso em m^3 /s ;

Q_{100} : Caudal centenário, expresso em m^3 /s ;

C_{100} : Coeficiente de passagem.

Os caudais de cheia não-decais obtêm-se multiplicando o caudal de cheia decenal pelo valor C T correspondente a um período de retorno T.

7.3.2.4. Resultados do cálculo hidrológico

Os resultados do cálculo dos caudais de ponta para as duas bacias estudadas e para o período de retorno de dez anos são apresentados no quadro seguinte:

Tabela 43 : Resultados do cálculo dos caudais pelas diferentes fórmulas

BV	Nome do fluxo	S (Km) ²	P (km)	Q10 CIEH 17 (m ³ /s)	Q10 CIEH 18 (m ³ /s)	Q10 CIEH 28 (m ³ /s)	Q10 CIEH 29 (m ³ /s)	Q10 CIEH 30 (m ³ /s)	Q10 IRD / ORSTOM (m ³ /s)	Fluxo retido Q10 (m ³ /s)
BV-1	Cantador	12,21	22,36	21,1	300,2	92,5	51,0	268,2	1364,6	180
BV-2	Lemba	45,52	33,19	41,4	563,8	211,2	106,1	579,3	3344,4	370

Os resultados mostram uma divergência notável nos caudais obtidos pelos diferentes métodos. A fórmula IRD parece dar um resultado amplificado dos caudais Q_{10} . Por outro lado, a fórmula CIEH (17) tende a subestimar o caudal de entrada. Os resultados destas duas fórmulas são indicativos e não serão incluídos na estimativa final do caudal.

Utiliza-se então a média dos caudais calculados pelas fórmulas CIEH 18, CIEH 28, CIEH 29 e CIEH 30.

Tabela 44 : Débitos para os diferentes períodos de retorno

BV	S (km ²)	Q10 retido (m ³ /s)	Q10-Q20	Q10-Q50	Q10-Q100	Q20 (m ³ /s)	Q50 (m ³ /s)	Q100 (m ³ /s)
BV-1	12,21	180	1,18	1,42	1,61	210,9	253,6	285,8
BV-2	45,52	370	1,19	1,44	1,63	435,6	527,2	596,2

7.4. ESTUDO HIDRÁULICO

7.4.1. Preâmbulo

O objetivo dos estudos hidráulicos é a concepção e dimensionamento das pontes previstas, bem como da rede de drenagem longitudinal, permitindo a durabilidade e desidratação do leito da estrada.

Uma vez determinado o caudal do projeto, o dimensionamento hidráulico e a concepção da estrutura da travessia dependem de muitos factores:

- ◆ caudal de inundação ;
- ◆ morfologia do leito e funcionamento hidráulico ;
- ◆ Linha vermelha da estrada à direita do cruzamento.

7.4.2. Conceção da ponte

7.4.2.1. Estimativa da altura da água sem estrutura

A estimativa do nível de água do escoamento natural não perturbado é feita da forma habitual pelo método de Manning-Strickler, assumindo um escoamento uniforme:

$$Q = K R h^{2/3} S_m I^{1/2}$$

O valor do coeficiente de rugosidade da fórmula de MANNING é apresentado no quadro seguinte.

Tabela 45 : Coeficiente de rugosidade "K" dos cursos de água naturais

	Estado das margens e do fundo			
	Perfeito	Bom	Satisfatório	Mau
Litoral limpo e retilíneo, água ao mais alto nível	40	36	33	30
Com meandros e lugar raso e limpo	29	25	22	20
Zonas com muitas ervas daninhas	13	10	8	7

Fonte : Hidráulica Rodoviária - BCEOM

No caso do presente estudo, o coeficiente K é estimado em 17 para Cantador e 15 para Lembá.

7.4.2.2. Corrente de ar estimada

A tiragem de ar é considerada um meio de defesa contra o arrastamento de corpos flutuantes, ramos de árvores ou cepos que, ao passarem por baixo de uma ponte, podem prender-se e bloquear progressivamente as secções de escoamento, pondo assim a estrutura em risco de ser carregada.

Para as pontes de comprimento igual ou inferior a 50 m, é necessário um caudal de ar pelo menos igual a :

- ◆ 1,00 m : em zonas desérticas ou subdesérticas ;
- ◆ 1,50 m : nas zonas de savana ;
- ◆ 2,00 m : em zonas com vegetação arbustiva densa ;
- ◆ 2,50 m : numa zona de floresta.

No caso do presente estudo, o fenómeno do transporte de sedimentos e de sólidos é importante, razão pela qual se optou por um calado mínimo de 2,50 m acima da linha de água para a cheia de cem anos, a fim de ter em conta a entrada considerável de sedimentos e de sólidos através do transporte de sedimentos.

7.4.2.3. Estimativas da altura da água (PHE) com a estrutura

a) Geral

Durante os períodos de águas altas, os apoios (encontros e pilares) das pontes provocam uma obstrução devido ao estrangulamento do escoamento, o que provoca uma variação do nível da água a montante: é o fenómeno dos remoinhos.

As pontes modernas são caracterizadas pela leveza da sua estrutura, especialmente os pilares, que são finos e não criam uma obstrução significativa. O seu efeito sobre o remoinho é de segunda ordem em comparação com o dos pilares.

b) Descrição do fenómeno de subida do nível da água

Na secção longitudinal abaixo feita no eixo do escoamento, podemos ver que a perturbação causada pela contração começa a montante numa secção 0, a partir da qual a água sobe (em relação à altura normal) até um máximo atingido na secção 1. Este máximo é ligeiramente atingido a montante da contração e no ponto de separação "a". A superfície livre do escoamento começa então a dobrar-se até ao seu ponto mais baixo na secção 3 (abaixo da altura normal) onde se observa também o mínimo da largura do jato que constitui as linhas de corrente. A superfície livre começa então a descer até ao seu ponto mais baixo na secção 3 (abaixo da altura normal), onde se observa também o mínimo da largura do jato que constitui as linhas de corrente. É na secção 3 que as velocidades passam por um máximo.

Os parâmetros que regem o fenómeno são os seguintes :

- ◆ o rácio de contração M (b/B) ;
- ◆ o ângulo da obstrução em relação ao eixo do escoamento ;
- ◆ a excentricidade do obstáculo ;
- ◆ os numerosos parâmetros utilizados para caracterizar a geometria do obstáculo: largura dos pilares, ângulo de abertura, inclinação transversal, estado da superfície.

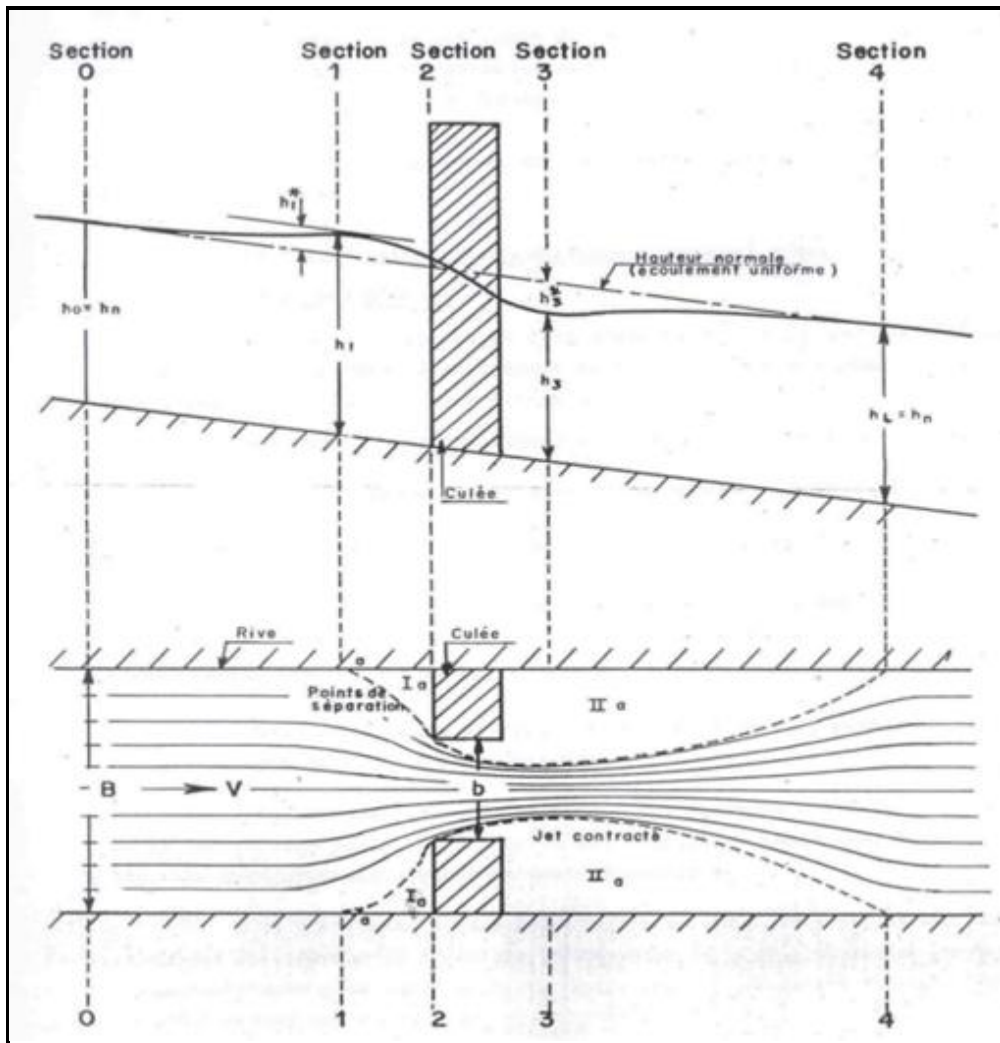


Figura 13 : Impacto da estrutura na linha de água

c) Método de cálculo

O método utilizado é o do Bureau of Public Roads dos EUA, que foi desenvolvido com base em testes efectuados em vários modelos e cuja validade foi suficientemente verificada.

Este método é válido tanto no caso de escoamento uniforme como no caso da existência de turbilhões na secção onde a estrutura está planeada.

O nível de água resultante é estimado por esta fórmula :

$$H = h_0 + h^*$$

Com :

H : o nível da água, incluindo a elevação devida à presença da estrutura;

h_0 : o calado na secção considerada antes do estreitamento (em m) ;

h^* : o desvio máximo devido ao encolhimento e à presença de baterias (em m).

d) Subida do nível da água devido a remoinhos

Uma estrutura de engenharia e os seus aterros de acesso causam geralmente uma constrição da secção de drenagem do curso de água. As perdas de carga "parasitas" (h^*) daí resultantes conduzem a um aumento do nível da água para um determinado caudal.

O turbilhão h^* pode ser expresso pela seguinte expressão :

$$h^* = K \frac{V_a^2}{2g}$$

Com :

V_a : a velocidade média na secção estreita sob um calado igual ao do escoamento não perturbado.

Quando a estrutura proposta reduz a secção transversal natural do escoamento, verifica-se um aumento da linha de água h^* a montante da estrutura, que é substancialmente função do coeficiente de contração M .

Geralmente, quando as secções são quaisquer, M é definido como a razão entre o caudal que passa no estado natural sob o calado h_0 pela superfície que será tomada como saída da ponte, e o caudal total do escoamento.

K é um coeficiente que depende essencialmente da relação de contração M e da forma dos pilares. Pode ser facilmente calculado através de gráficos desenvolvidos pelo U.S. Bureau of Public Roads, com a seguinte decomposição :

$$K = K_b + K_p \Delta_p$$

Os coeficientes de base " K_b " e o coeficiente de correção devido à pilha " K_p " são determinados pelos seguintes gráficos Δ .

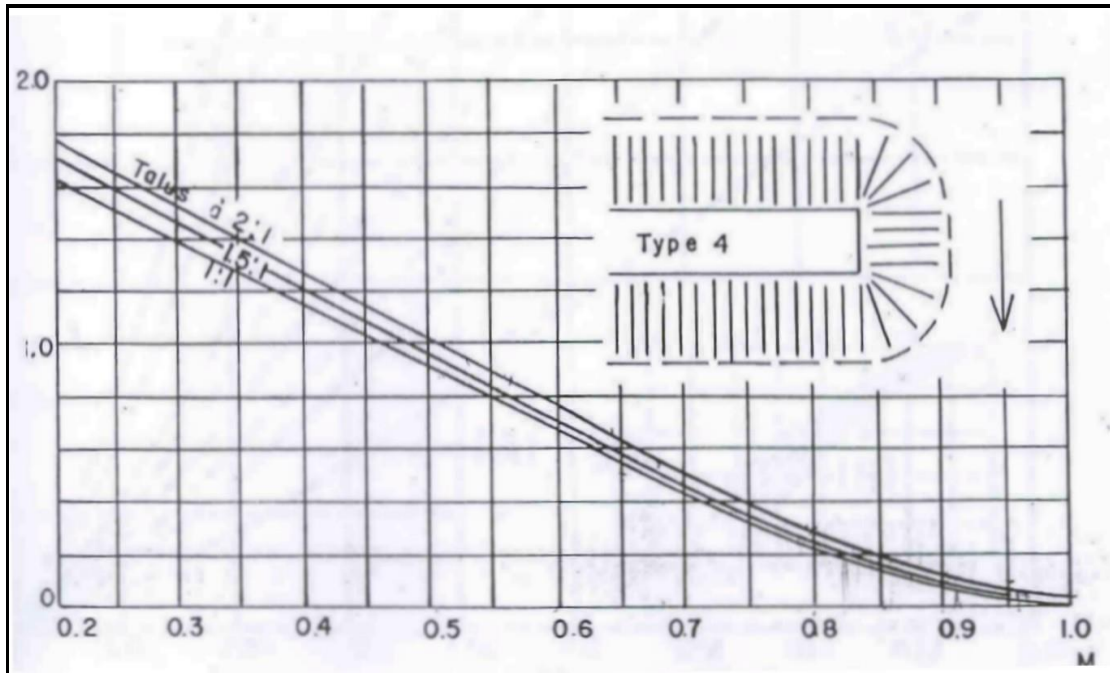


Figura 14 : Vórtices em leito único, coeficiente de base K_b

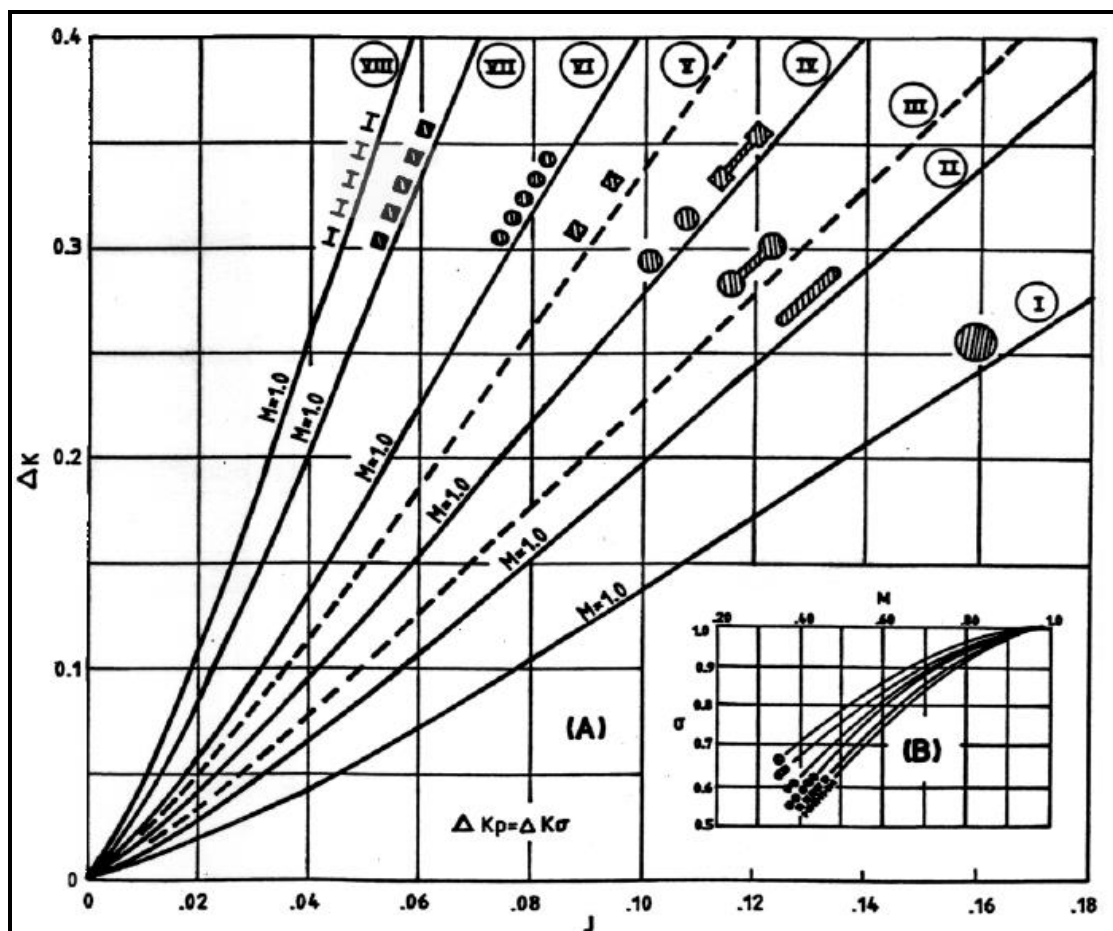


Figura 15 : Eddies in leito único, coeficiente de correção devido à bateria ΔK_p

7.4.2.4. Resultados da concepção da ponte

O quadro seguinte apresenta as características hidráulicas das duas pontes previstas sobre os rios Cantador e Lembá:

Tabela 46 : Características hidráulicas das pontes propostas

Características das estruturas			Cálculo hidráulico										
Curso de água	Secção	QBV (m ³ /s)	K	Sm (m ²)	Pm (m)	Hr	I %	Qc (100 anos) (m ³ /s)	V (m/s)	Cfe	PHE	Escoamento de ar	Lado inferior
Rio Cantador	Ponte de 16m com 4 vãos em viga RC	286	17	87,84	55,46	1,58	2,96 %	349	3,98	25,14	27,84	2,50	30,34
Rio Lembá	Ponte de 20m com 5 vãos em viga RC	596	15	202,3	80,49	2,51	1,23 %	596	3,08	5,49	9,59	2,50	12,09

7.4.3. Estudo de erosão e medidas de proteção

Um dos problemas com que um engenheiro se depara frequentemente ao projetar uma estrutura hidráulica é o da erosão, que é a principal causa de quase todos os acidentes com estruturas.

A erosão assume sempre a forma de um poço tronco-cónico com a sua maior profundidade ao longo da geratriz de montante da estaca, estando a evolução temporal desta profundidade relacionada com os parâmetros hidráulicos do escoamento.

Se não houver carga no fundo do leito, entre as estacas, o estado de equilíbrio é gradualmente atingido por um aprofundamento crescente, tanto mais lento quanto menor for a velocidade.

Em caso de descarga no leito, o poço atinge a sua profundidade máxima no início da cheia, sofrendo depois flutuações pseudo-periódicas sob a influência do material de carga trazido de montante pelas sucessivas dunas.

O material pode ser conduzido de 3 maneiras diferentes, dependendo do seu tamanho :

- ◆ os elementos mais finos são suspensos e mantidos pelo movimento giratório da água ;
- ◆ os elementos intermédios progridem a passos largos ;
- ◆ Os elementos maiores rolam no fundo.

Note-se que a suspensão dos elementos finos tem por efeito aumentar a densidade da mistura e, conseqüentemente, o empuxo arquimediano, facilitando assim a deslocação dos elementos médios e grandes. A mobilização e a deslocação dos elementos do leito de um rio constituem a limpeza geral.

A profundidade de erosão nos pilares de uma ponte pode ser considerada como a soma de três termos :

- ◆ uma profundidade denominada "profundidade normal de erosão (HN)", que é a profundidade que ocorre num leito uniforme e que resulta de uma alteração do fluxo ;
- ◆ uma profundidade devida à redução da secção do curso de água, devido aos aterros de acesso (RH) ;

- uma profundidade de erosão local devido à presença de estacas (HL).

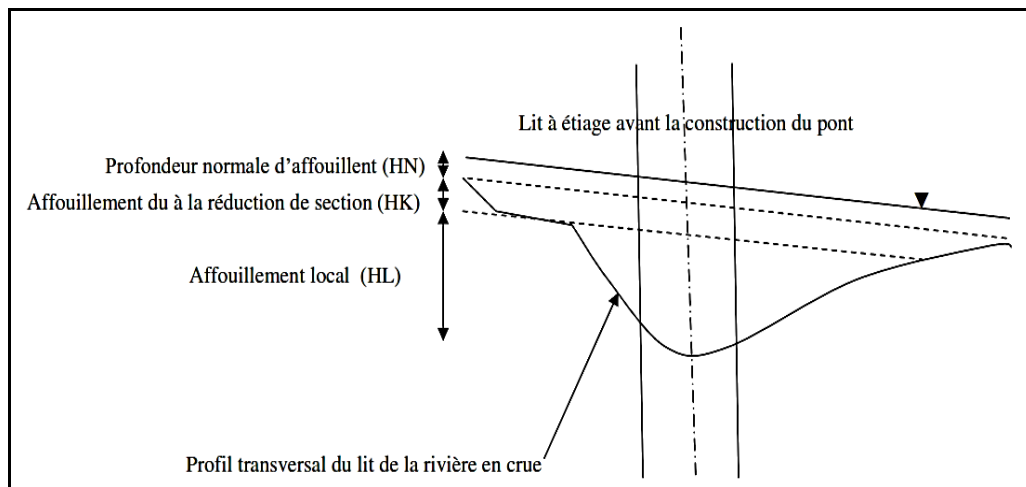


Figura 16 : Três tipos de erosões à direita de uma ponte

A profundidade total da erosão é a soma das três profundidades.

$$H_t = H_N + H_R + H_L$$

7.4.3.1. Cálculo da profundidade normal de erosão

a) Profundidade do leito de sedimentos finos ($d_{90} < 6 \text{ mm}$)

Os sedimentos finos são materiais que constituem o leito do rio e têm uma dimensão característica d_{90} inferior a 6 mm. Esta dimensão característica d_{90} é igual à malha do peneiro que permite a passagem de 90% em peso da amostra. Vários autores publicaram equações que relacionam a profundidade média de escoamento D_0 com o caudal de projeto Q_0 , com base em medições teóricas e experimentais efectuadas em laboratório ou em cursos de água naturais com leitos de elementos finos.

$$D_0 = K \cdot Q_0^N$$

N e K são constantes.

Após o desenvolvimento de várias medições em grandes rios e canais, Haynie e Simons conseguiram simplificar a equação da profundidade normal de escoamento da seguinte forma :

$$D_0 = 0.48 \cdot Q_0^{0.36}$$

Com :

D_0 em metros ;

Q_0 em m^3/s .

Esta equação representa as alterações máximas na profundidade média do caudal em pleno caudal.

A profundidade normal de escoamento H_N abaixo do nível de equilíbrio do leito é representada pela seguinte relação :

$$H_N = D_0 - A_1 / B_m$$

Portanto,

$$h_n = 0,48. Q_0^{0,36} - A_1/B_m$$

Com :

D_0 : Profundidade máxima do escoamento (m) correspondente à cheia de projeto ;

Q_0 : Caudal de projeto (caudal de frequência com período de retorno T) em m^3/s A_1 : Área molhada (m^2) correspondente à cheia de projeto, é obtida a partir das secções transversais ;

B_m : Largura do espelho do leito menor do rio correspondente à cheia de projeto (m).

A figura abaixo mostra a profundidade normal de escoamento

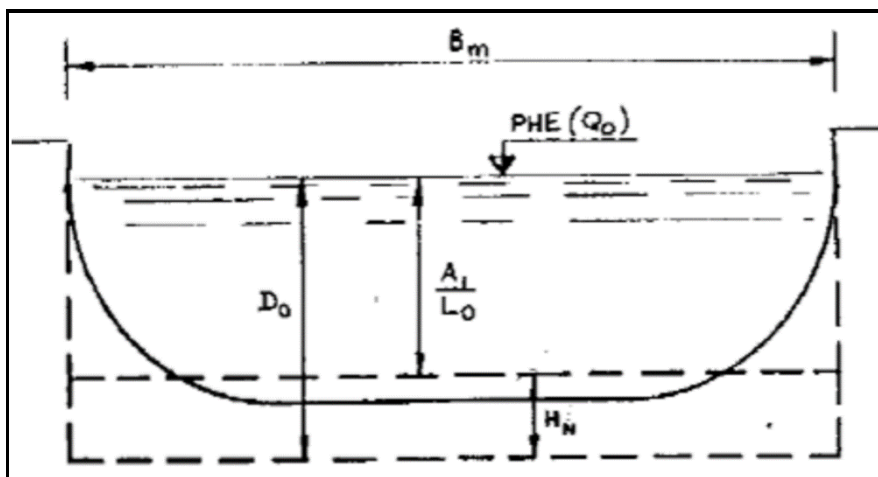


Figura 17 : Profundidade normal de escoamento

b) Profundidade do leito de sedimentos grosseiros ($d_{90} > 6 \text{ mm}$)

Tal como os leitos arenosos, os leitos de cascalho sofrem erosão e degradação até atingirem o equilíbrio estável correspondente ao fluxo dominante. Se o leito a montante não fornecer sedimentos, os materiais finos retirados progressivamente deixam um leito de cascalho sobre o qual a erosão tem pouca influência.

A fórmula de Kellerhals tem a forma de :

$$D_0 = 0.249. Q_0^{0.8}. d_{90}^{0.12}. B_m^{-0.8}$$

Com :

D_0 : Profundidade máxima de escoamento (m) ;

Q_0 : Fluxo do projeto (m^3/s) ;

d_{90} : Dimensão das malhas que permitem a passagem de 90 %, em peso, da amostra (m) ;

B_m : Largura do espelho do leito do rio menor correspondente à cheia de projeto (m).

A profundidade de escoamento normal correspondente à fórmula anterior de KELLERHALS será dada pela equação :

$$H_n = 0,249. Q^{0-0.8}. d^{90-0.12}. B^{m-0.8} - A / B_1$$

Com :

A1 : Secção húmida (m²) correspondente ao PHE ;

Bm : Largura do espelho do leito menor do curso de água correspondente à cheia do projeto (m).

No caso especial em que se sabe que uma profundidade média D 1 corresponde a um caudal conhecido Q₁, a profundidade D0 correspondente ao caudal de projeto Q₀ é dada pela seguinte relação :

$$D_0 = D_1 \cdot [Q_0 / Q_1]^{0.72}$$

Esta relação foi obtida a partir dos resultados de medições efectuadas num certo número de canais parcialmente cheios.

7.4.3.2. Cálculo da profundidade do escoamento devido ao estreitamento da secção

A URSEN propõe a seguinte fórmula para o cálculo da profundidade de escavação devido à redução da escavação:

$$H_R = D_0 \left[\left(\frac{0,027 \cdot V_1^2}{D_0^{1/3}} \cdot \frac{d_{50SURF}^{1/3}}{d_{50HR}^{1/3}} \right)^{3/7} \left(\frac{B_{mAM}}{B_{m0}} \right)^{6/7} - 1 \right]$$

Com :

H_R : Profundidade (m) do escoamento devido à redução da secção ;

D₀ : Profundidade máxima do escoamento (m) correspondente à cheia de projeto ;

v₀ : Velocidade média da água a montante da ponte (m/s) ;

D_{50 surf} : Dimensão da malha que permite obter 50% da amostra colhida na superfície do leito à direita do cruzamento (em m) ;

D_{50 HR} : Dimensão da malha que permite a recolha de 50% da amostra da superfície do leito à direita da passagem para a profundidade H_R (em m) ;

B_{m AM} : Largura do espelho do leito menor do rio a montante da ponte correspondente à cheia de projeto (m) ;

B_{m0} : Largura da zona livre sob a ponte (m).

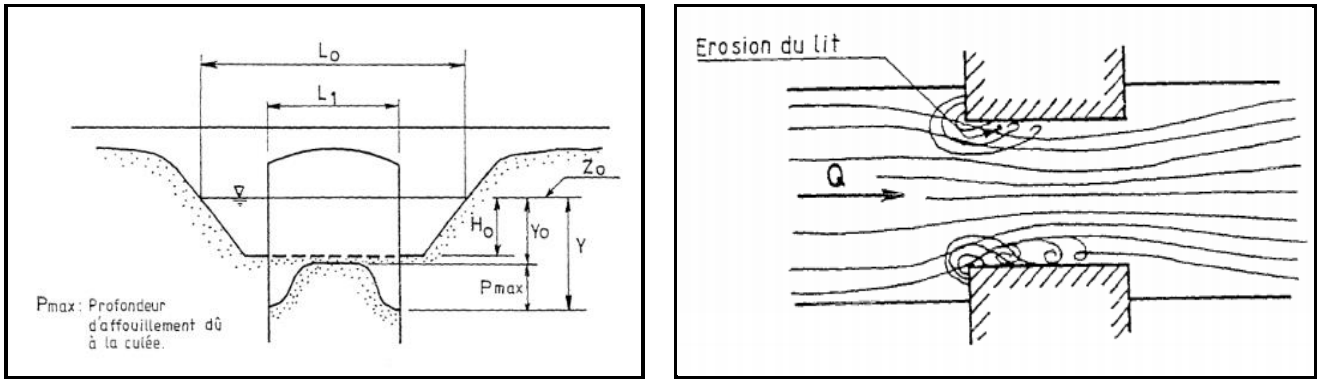


Figura 18 : Deslizamento devido à redução da secção transversal

7.4.3.3. Cálculo da profundidade de erosão devido à presença de estacas

A presença de uma estaca num rio interrompe o fluxo uniforme e desenvolve um vórtice .

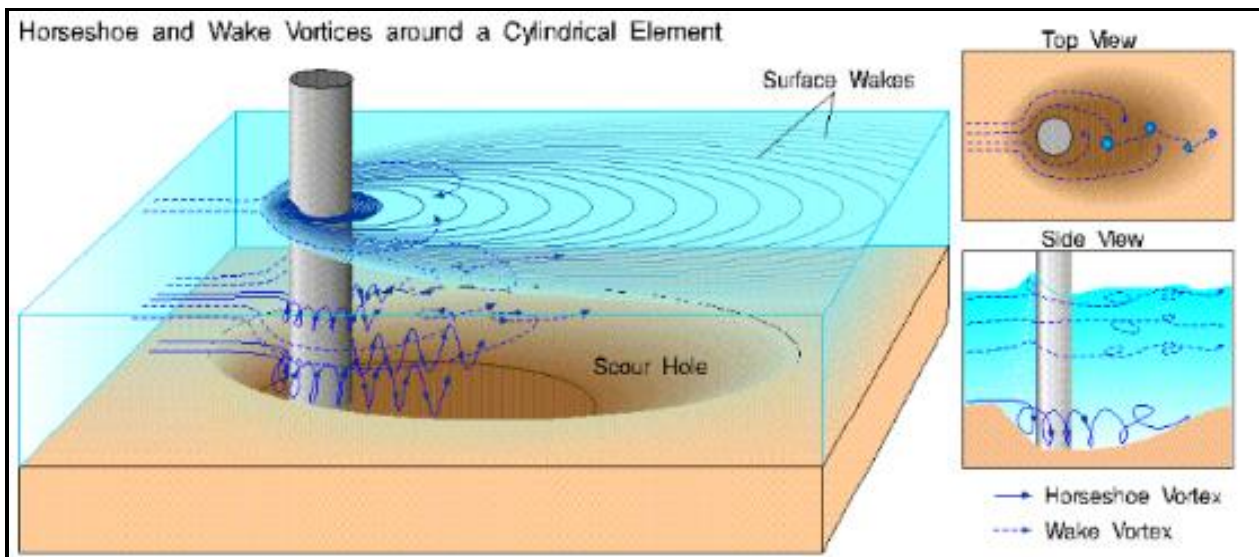


Figura 19 : Fenómeno de erosão na base de uma ponte cais

7.4.3.4. Cálculo da profundidade do escoamento local de águas claras (sem transporte de sedimentos) em torno de uma estaca cilíndrica

SHEN (1969) propôs uma fórmula empírica para calcular a profundidade máxima de escoamento em torno de uma estaca cilíndrica:

$$H_L = 0.277 (V_1 \times p)^{0.619}$$

H_L : Profundidade de escavação local em torno de uma estaca em (m) ;

V_1 : Velocidade média a montante da ponte em (m/s) ;

P : Largura da estaca num plano perpendicular ao escoamento em (m).

7.4.3.5. Cálculo da profundidade do escoamento de água com carga local em torno de uma estaca cilíndrica

BREUSERS (1965) propõe uma fórmula empírica.

$$H_L = 1,4 P$$

7.4.3.6. Influência da forma da estaca no escoamento

Uma vez calculada a erosão em torno de uma estaca cilíndrica, ser-lhe-á atribuído um multiplicador K dado pela tabela seguinte para cada tipo de estaca. (CHATOU 1959), a classificação dos diferentes tipos de estacas em função da sua erosão varia em função da velocidade do escoamento, com exceção da estaca lenticular.

Tabela 47 : K multiplicativo

Características geométricas do perfil	Valor do coeficiente de erosão K
Perfil hemecilíndrico	1,05
Perfil cilíndrico	1,00
Perfil duplo	0,95
Perfil de Ogival	0,95
Perfil de Joukovski	0,90
Perfil lenticular	0,75

7.4.3.7. Resultados do cálculo da profundidade total de erosão

Os resultados do cálculo do escoamento são apresentados no quadro seguinte.

Tabela 48 : Deslocamento total

Pontes	Hg (m)	HL (m)	HT (m)
Lemba	3,96	1,4	5,36
Brigoma	3,99	1,4	5,39

7.4.3.8. Dimensionamento do enrocamento de proteção

Há dois factores principais envolvidos no processo de erosão: o aumento da velocidade do fluxo e a dimensão do obstáculo do molhe.

O método mais vulgarmente utilizado é a utilização de tapetes de enrocamento. Trata-se de deitar blocos de enrocamento na vala de erosão. A experiência mostra que este tipo de proteção, quando bem executado, pode reduzir ou mesmo eliminar a erosão.

No entanto, devem ser tomadas duas precauções para garantir que :

- ◆ utilizar um filtro para evitar que os blocos se afundem no leito ;
- ◆ Não colocar blocos que criem uma obstrução porque o tapete de enrocamento necessita de recarga frequente, nomeadamente após grandes inundações, que têm o efeito de arrastar o

enrocamento para jusante ou para o fundo do poço de enrocamento que se forma à volta do tapete de enrocamento.

O diâmetro do enrocamento de proteção é geralmente determinado utilizando a fórmula de Izbash :

$$V_{\max} = 0.6 \sqrt{2g \frac{\rho_s - \rho}{\rho} D_s}$$

Assim, o diâmetro do enrocamento é :

$$D_s = \frac{V_{\max}^2 \cdot \rho}{0.72g(\rho_s - \rho)}$$

Com :

V_{\max} : Velocidade máxima do fluxo em m/s ;

g : Aceleração da gravidade (9,81 m/s²) ;

D_s : Diâmetro do enrocamento em m ;

ρ_s : Peso específico do enrocamento em kg/m³ (2.500 kg/m³) ;

ρ : Peso específico da água em kg/m³ (1000 kg/m³) ;

A espessura E_e do tapete de enrocamento é apresentada na figura seguinte:

$$E_e = \text{Sup} (\varnothing_{\text{tails}} ; 3d)$$

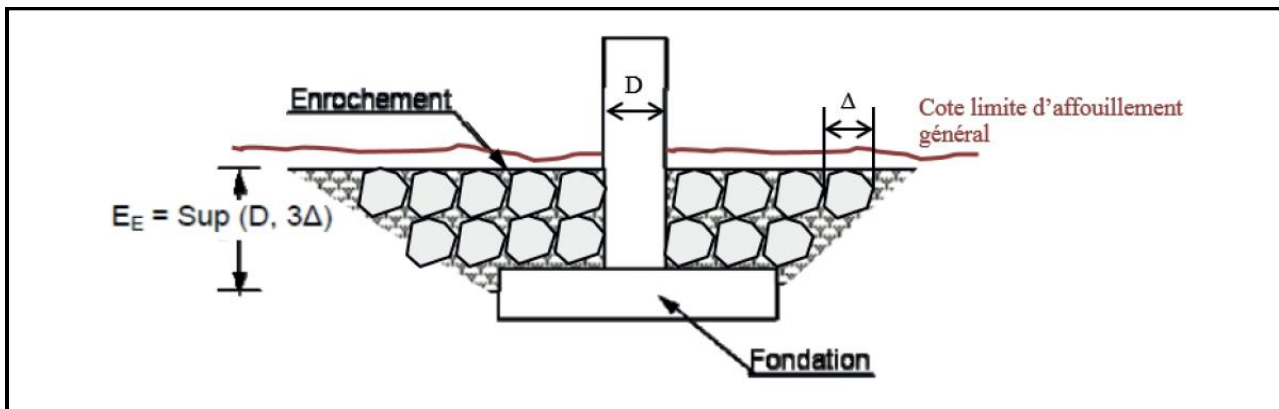


Figura 20 : Profundidade do enrocamento

Os resultados da conceção do enrocamento são apresentados no quadro seguinte.

Tabela 49 : Projeto de enrocamento

Pontes	Q (m3/s)	L0 (m)	Ele (m)	δ água (kg/m3)	δ Rock (kg/m3)	Δ (m)	Profundidade mínima do enrocamento (m)	P (kg)	Peso (kg)
Lemba	596	87,50	4,10	1000	2600	0,25	5,46	20,05	100-200
Brigoma	286	46,18	2,50	1000	2600	0,54	5,62	218,96	100-200

7.4.4. Estudo da drenagem longitudinal

A conceção destas infra-estruturas requer a consideração dos riscos de erosão devidos ao escoamento. Dependendo da secção das estradas de acesso (aterro ou escavação), a proteção contra esta deterioração é feita através da canalização das águas de escoamento para uma rede de valas, sarjetas ou escoadouros nos aterros.

As estruturas laterais (sarjetas, valas de cumeeada, valas de terra ou de betão no sopé dos taludes, desvios, etc.) situam-se geralmente de ambos os lados da estrada e destinam-se a proteger a estrada das águas de escoamento provenientes do leito e das bermas.

Para este estudo, o sistema de drenagem longitudinal planeado pode ser resumido da seguinte forma

7.4.4.1. Caleiras, caleiras e algerozes em taludes

A função dos bordos das sarjetas é a de canalizar a água do escoamento da estrada para evitar o seu derrame na margem do talude. Protegem assim o aterro da estrada contra qualquer alteração (ravina, erosão e, em estado limite, rutura).

Estão igualmente previstas condutas de descarga para descarregar as águas de escoamento do leito da estrada e recolhidas pelos bordos da sarjeta em direção ao pé do aterro.

Regra geral, este tipo de trabalhos é planeado logo que a altura do aterro seja $\geq 2,50$ m.

7.4.4.2. Calhas rectangulares de betão no sopé do aterro escavado

Ao nível do material escavado com declive acentuado, são projectadas caleiras rectangulares em betão CRB (0,5 x 0,5) e (0,8 x 0,8) que permitem recolher e encaminhar para o escoamento, sem risco de erosão, todas as águas provenientes da faixa de rodagem, do aterro e da bacia exterior.

Tabela 50 : Dispositivo de drenagem Linhas lineares

Dispositivos de drenagem	Rebordo da caleira (ml)	Descarga de água (ml)	Escoamento retangular (ml)	
			0.50 x 0.50	0.80 x 0.80
Ponte de Lemba	65	33		165
Ponte Brigoma	85	30	385	

VIII. DESENVOLVIMENTO PLANEADO

8.1. GERAL

Este capítulo apresenta as soluções de desenvolvimento mais adequadas para cada estrutura de atravessamento, com base em levantamentos topográficos pormenorizados, nas imagens de satélite mais recentes e nas observações e recomendações do cliente.

8.2. ESTRADAS DE ACESSO ÀS PONTES

O projeto das estradas de acesso à ponte foi desenvolvido com base numa estrada de dois sentidos da categoria R60, na aceção da ARP. Nos troços com terreno acidentado, a estrada será da categoria de terreno difícil R60.

As regras de conceção do traçado e do perfil longitudinal destinam-se a assegurar condições de conforto relativamente homogéneas, adaptadas a cada categoria de estrada, e a garantir boas condições de segurança.

Estes objectivos de conforto e segurança traduzem-se essencialmente pelas características geométricas mínimas a respeitar e pelos princípios de sequenciação dos elementos do itinerário e das condições de visibilidade.

A tabela seguinte apresenta as características geométricas que serão aplicadas ao traçado das vias de acesso das pontes.

Tabela 51 : Características geométricas da estrada layout

Categoria de estrada	R60 Terreno difícil	R60
Raio mínimo: Rm (m)	40	120
Superelevação associada	(6%)	(7 %)
Raio não inclinado : Rnd (m)	400	600
Superelevação associada	(2.5 %)	(2.5 %)
Raio da superelevação mínima : Rdm (m)	250	450
Superelevação associada	(2.5 %)	(2.5 %)

As curvas com um raio inferior a R_{nd} são introduzidas por ligações progressivas de comprimento $L=inf. (6R 0,4, 67)$. Se possível, é aconselhável fixar o raio mínimo normal.

O perfil longitudinal deve ser considerado como um dos principais factores envolvidos na economia da estrutura. Um perfil longitudinal económico seguirá o perfil do terreno natural o mais próximo possível. Uma disposição de aterro ligeira é preferível a um corte ligeiro, que complica a drenagem da água e isola a estrada da paisagem.

As características geométricas do perfil são definidas no quadro seguinte.

Tabela 52 : Características geométricas do plano rodoviário

Categoria de estrada	R60 terreno difícil	R60
Alinhamento vertical	8 %	7 %
Raio mínimo no ângulo saliente (m)	500	1500
Raio mínimo no ângulo de reentrada (m)	700	1500

Por razões de conforto dinâmico e de conforto visual, os parâmetros geométricos do perfil longitudinal devem respeitar as características-limite resumidas no quadro acima.

Sempre que possível, é conveniente :

- ◆ Utilizar um raio superior aos valores mínimos normais ;
- ◆ evitar uma sucessão de ligações circulares ;
- ◆ adotar alinhamentos verticais suficientes em zonas de variação de sobrelevação e em secções longas de corte ;
- ◆ Utilizar comprimentos de desenvolvimento da ligação circular iguais ou superiores a 200 ml.

O perfil longitudinal e o traçado do plano serão coordenados de modo a que a estrada apareça ao utilizador sem descontinuidades incómodas do traçado, permitindo-lhe prever a sua evolução e distinguir claramente os traçados dos pontos singulares, etc. O traçado e a visibilidade longitudinal serão conseguidos em igualdade de condições de segurança.

8.2.1. Escolha do eixo rodoviário de acesso

Em geral, a estrada de acesso à ponte deve ter um comprimento mínimo de 250 m de cada lado da travessia. Para além disso, o eixo da estrada é definido de acordo com vários parâmetros, incluindo :

- ◆ os condicionalismos físicos do sítio, nomeadamente a estrutura existente ;
- ◆ condicionalismos ambientais e sociais, tais como plantações, árvores, etc. ;
- ◆ o traçado da estrada existente ;
- ◆ a posição óptima da estrutura e o ângulo de inclinação entre o cruzamento e o eixo do fluxo ;
- ◆ a configuração do leito do rio ;
- ◆ características geométricas de base.

Tendo em conta todas estas considerações e com base em levantamentos topográficos, imagens de satélite do Google Earth e reconhecimentos pormenorizados dos diferentes locais das pontes, foram adoptadas duas (02) configurações para o traçado das estradas de acesso:

- ◆ **Configuração 1 (Ponte Brigoma):** o eixo previsto será implementado a jusante da antiga estrutura, a uma distância estritamente suficiente para melhorar as características geométricas das vias de acesso;
- ◆ **Configuração 2 (Ponte Lembá) :** O eixo da ponte sobrepõe-se à localização da antiga estrutura. Esta opção exigirá a construção de uma estrutura temporária para restabelecer o tráfego durante as obras.

8.2.1.1. Ponte sobre o rio Lembá

O traçado das estradas de acesso funde-se com o da estrada existente com uma curva de raio de **260 m**. O ângulo de inclinação da ponte é de **85 graus** (76,5 graus).

A localização da ponte sobrepõe-se à localização da ponte existente, de modo a assegurar a ligação de ambos os lados com a estrada nacional.

O projeto rodoviário foi concebido para uma velocidade de referência de 60 km/h (categoria R60). O alinhamento vertical das vias de acesso é de **0,5%**.

As características geométricas das estradas de acesso estão resumidas na tabela seguinte.

Tabela 53 Características geométricas da estrada de acesso - ponte sobre o rio Lembá

Estradas de acesso			Ponte	
Comprimento (m)	Categoria	Alinhamento (%)	Comprimento (m)	Inclinação (gr)
525	R60	0,5%	106	85

O trajeto da estrada de acesso é apresentado na figura seguinte.



Figura 21 Alinhamento das estradas de acesso à ponte sobre o rio Lembá

8.2.1.2. Ponte Brigoma

O traçado foi definido o mais próximo possível da estrada de terra existente. Foi melhorado de modo a que o ângulo de inclinação da estrutura proposta seja **retilíneo (100 graus)**. A localização da ponte situa-se a **jusante** da antiga estrutura, a cerca de **25 m** de distância. A estrada foi projectada para uma velocidade de referência de 40 km/h (categoria R60 em terreno difícil).

Do lado da aldeia de Lembá, o traçado proposto funde-se com o da via existente com uma sequência de curvas e contracurvas de raio **60 m e 100 m**.

Do mesmo modo, do lado da aldeia de Santa Catarina, o traçado segue a via existente com uma sucessão de curvas apertadas com **raio de 40 m**.

Com um **traçado sinuoso**, as vias de acesso evoluem através de um terreno difícil caracterizado por um alinhamento vertical acentuado de cerca de **12%**. A estrada de terra existente afasta-se na travessia do rio. É ditada por considerações relacionadas com a localização da estrutura.

As características geométricas da estrada de acesso estão resumidas no quadro seguinte.

Tabela 54 Características Geométricas da Estrada de Acesso - Ponte de Brigoma

Estrada de acesso			Ponte	
Comprimento (m)	Categoria	Alinhamento (%)	Comprimento (m)	Inclinação (gr)
710	R60 terreno difícil	12 %	68,3	100

O trajeto da estrada de acesso é apresentado na figura seguinte.



Figura 22 : Alinhamento das estradas de acesso à ponte de Brigoma

8.2.2. Perfil

A linha vermelha será definida de acordo com o dimensionamento hidráulico da ponte. Os valores das águas superiores e da folga, bem como da superestrutura das estruturas propostas, serão utilizados para fixar a linha de projeto acima das pontes. O alinhamento das vias de acesso, de um lado e de outro da travessia, será interrompido pela ligação ao leito da estrada existente, assegurando simultaneamente :

- ◆ conformidade com as características geométricas exigidas ;
- ◆ alinhamento ótimo de quaisquer estruturas de drenagem ;
- ◆ a desidratação da plataforma das vias de acesso e da estrutura rodoviária ;

- ◆ evitar potenciais fugas em ambos os lados do leito menor do rio e ao longo das estradas de acesso.

O exame dos perfis longitudinais TN, estabelecidos com base no modelo digital de elevação DTM dos levantamentos directos, mostra que para as duas (02) pontes, os alinhamentos da estrada de acesso são baixos a altos (variáveis de 3 ‰ a 12 ‰). A estrutura prevista para o rio Lembá será implantada com uma inclinação mínima igual a 3 ‰ enquanto a estrutura de Brigoma será implantada com uma inclinação igual a 1,5 ‰.

8.3. SECÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

8.3.1. Ponte sobre o rio Lembá

A secção transversal típica seleccionada para as estradas de acesso da estrutura sobre o rio Lembá corresponde ao padrão das estradas de ligação pavimentadas. Inclui :

- ◆ uma faixa de rodagem de dois sentidos com 1 x 2 vias, cada uma com 3,0 m de largura ;
- ◆ duas bermas de 1,0 m de largura, incluindo uma faixa de guia de 20 cm de largura de cada lado da faixa de rodagem.

A plataforma tem assim uma largura total igual a 8 m. Para a Estrada Nacional (EN), as bermas serão pavimentadas com betão e a camada de desgaste será em betão asfáltico.

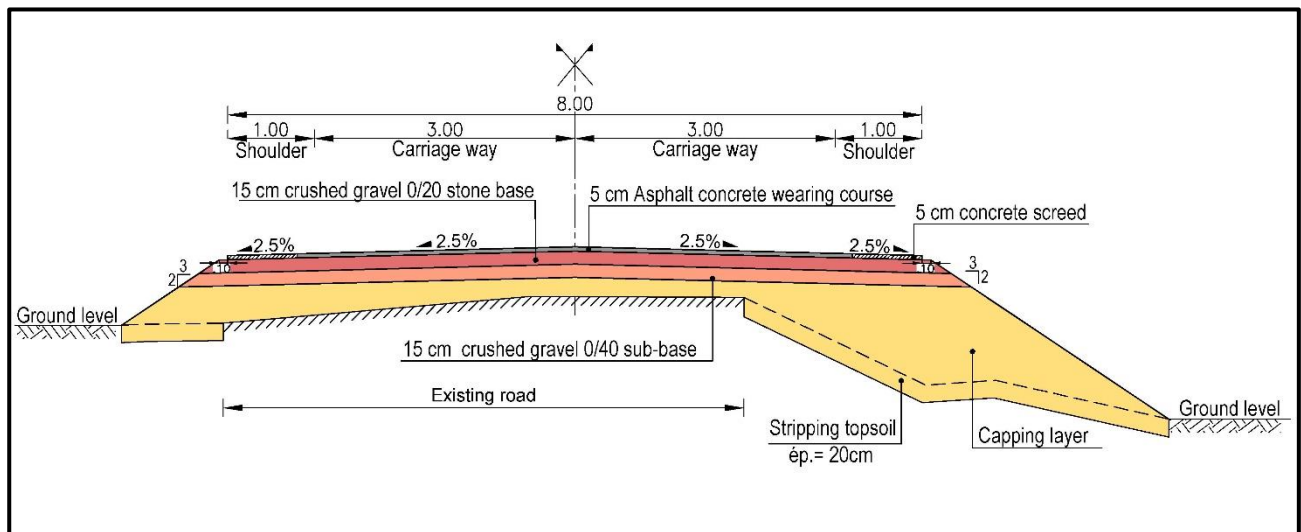


Figura 23 : Secção transversal típica 1- Estradas de acesso à ponte sobre o rio Lembá

8.3.1. Ponte Brigoma

Para a ponte de Brigoma, a secção transversal típica das estradas de acesso corresponde à norma para estradas de terra melhoradas em terrenos difíceis. Inclui :

- ◆ uma faixa de rodagem de dois sentidos com 1 x 2 vias, cada uma com 2,0 m de largura ;
- ◆ duas bermas de 1,0 m de largura.

Como a faixa de rodagem é pequena, a plataforma tem uma largura total igual a 6 m. Para as estradas de terra em terrenos difíceis, a faixa de rodagem será pavimentada com betão betuminoso,

bem como as bermas, para as proteger da erosão devida aos afluxos de água, particularmente na encosta da montanha.

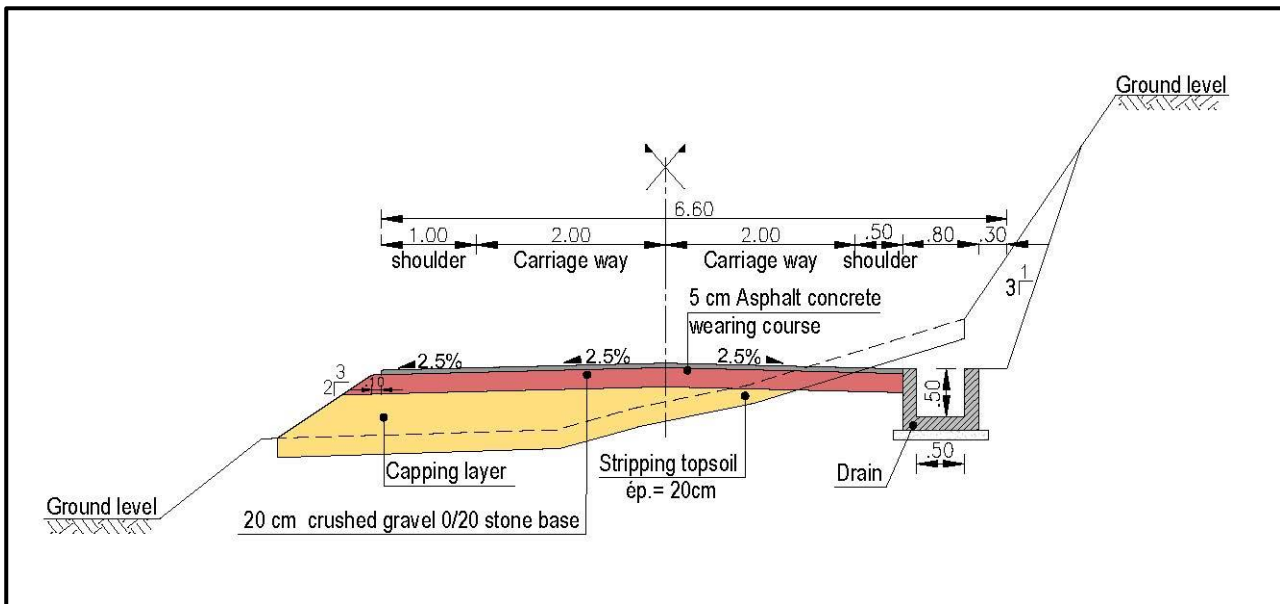


Figura 24 : Secção transversal típica 2- Estrada de acesso à ponte Brigoma

Na estrutura, a secção transversal tem uma faixa de rodagem com 6 m de largura, delimitada por duas (2) faixas de 0,50 m de cada lado (reservadas para a marcação do pavimento e para as caixas de drenagem) e dois passeios com 1,00 m de largura cada.

8.4. DRENAGEM

O sistema de drenagem proposto para o empreendimento é composto por estruturas lineares e transversais que permitem proteger a plataforma e os taludes das águas. Este sistema inclui :

- ◆ drenos de betão, previstos ao longo dos troços escavados e no sopé dos taludes do lado de montante. A necessidade destes drenos de betão é ditada pela presença de solos soltos e erodíveis e de declives acentuados (>3%) ;
- ◆ Canais de berma no bordo da plataforma de aterro com uma altura igual ou superior a 3 m, que permitem a retenção das águas de escoamento e o seu encaminhamento para as condutas de descarga ;
- ◆ calhas nos grandes aterros.

IX. ESTUDO DA ESTRUTURA

9.1. ESCOLHA DE TIPOS DE PONTES

De um modo geral, para além dos condicionalismos orçamentais e estéticos, a escolha do tipo de estrutura de travessia de água depende essencialmente de considerações hidráulicas e das características topográficas, ligadas à configuração do leito do rio.

As estruturas propostas devem permitir, em primeiro lugar, o trânsito do caudal de inundação do projeto. As condições de escoamento devem então ser verificadas e controladas de modo a garantir a estabilidade da própria estrutura e das suas vias de acesso.

À luz dos reconhecimentos pormenorizados dos locais de implantação das pontes e tendo em conta a configuração topográfica dos leitos e a dimensão dos rios, o consultor propôs no relatório intercalar II duas opções estruturais:

- ◆ Uma ponte de vigas em betão armado para ambas as pontes ;
- ◆ Uma ponte de viga em betão pré-esforçado para a ponte sobre o rio Lembá.

Apenas a opção de ponte estaiada em betão armado foi apresentada para a ponte de Brigoma pelas seguintes razões

- ◆ A opção do betão pré-esforçado é mais recomendada para estruturas com mais de 100 metros de comprimento;
- ◆ O acesso à ponte de Brigoma é muito difícil, nomeadamente para os equipamentos pesados de movimentação de cargas;
- ◆ Geralmente, a instalação de vigas pré-fabricadas de betão pré-esforçado é efectuada por um lançador que necessita de espaço suficiente antes e depois da estrutura num alinhamento reto. Não é o caso da ponte Brigoma, que se situa numa curvatura e num terreno relativamente acidentado.

Após a realização de uma comparação técnica e económica entre estas duas opções, as seguintes estruturas foram seleccionadas pelo Cliente:

- ◆ Uma ponte de viga em betão pré-esforçado para a ponte sobre o rio Lembá.
- ◆ Uma ponte de viga em betão armado para a ponte de Brigoma.

O número de vãos, os seus intervalos e os comprimentos totais de cada estrutura foram determinados com base nos resultados do estudo hidráulico e são apresentados no quadro seguinte.

Tabela 55 : Características da ponte

Ponte	Tipo	Número de vãos	Alcances (m)	Comprimento total (m)
Ponte sobre o rio Lembá	Ponte de vigas de betão pré-esforçado	3	34,0	106,10
Ponte Brigoma	Ponte de viga de betão armado	4	16,0	68,30

9.2. PONTE SOBRE O RIO LEMBA

A estrutura prevista sobre o rio Lembá é uma ponte estaiada em betão pré-esforçado. É composta por três (03) vãos de 34,00 m e tem um comprimento total de 106,10 m.

As pontes de vigas de betão pré-esforçado são estruturas comuns. Permitem eliminar a necessidade de qualquer cofragem ou andaime e caracterizam-se também pela sua simplicidade e rapidez de execução graças ao pré-fabrico das vigas.

Os tabuleiros VIPP são utilizados em vãos independentes que variam entre 30 e 45 m, ou mesmo 50 m se os apoios forem caros.

As vigas são geralmente pré-fabricadas no local e lançadas através de uma viga de lançamento ou de uma grua de movimentação. São pré-tensionadas por cabos de pós-tensão, que são tensionados depois de o betão ter adquirido resistência suficiente.

O eixo em planta foi concebido de modo a que a estrutura apresente um ângulo de inclinação moderado de 85 graus (76,5 graus) em relação ao eixo do escoamento. O perfil longitudinal adotado na ponte corresponde ao perfil das vias de acesso. Mantém-se uma inclinação longitudinal mínima de cerca de 0,5% para permitir o fluxo longitudinal das águas de escoamento.

9.2.1. Deck

O tabuleiro é coerente com a secção transversal típica das estradas de acesso e suporta duas faixas de rodagem de 4,00 m de largura, incluindo canais de drenagem de 0,50 m de largura, e um passeio de 1,50 m de largura, incluindo a cornija e o guarda-corpo S8 de cada lado da estrada.

Esta estrutura foi concebida a partir de um pré-dimensionamento baseado nas normas estabelecidas e publicadas pelo Serviço de Estudos Técnicos de Estradas e Auto-estradas (SETRA) para a determinação das dimensões económicas das estruturas.

9.2.1.1. Vigas

Altura

A esbelteza do tabuleiro (vigas + laje superior) da ponte depende essencialmente do seu vão e das tensões admissíveis do betão. Para betão doseado com pelo menos 400 kg/m³ com uma resistência $f_{ck} = 35\text{MPa}$, a esbelteza atual do tabuleiro da ponte de betão pré-esforçado (VIPP) é da ordem de 1/18 a 1/16 com um limite de 1/20.

Para minimizar a quantidade de armadura de pré-esforço, adoptou-se a altura do tabuleiro (viga + laje superior) $HP = 2,10\text{ m}$.

Espessura da alma das vigas

Na zona intermédia, onde a força de corte é baixa, as almas são dimensionadas ao mínimo construtivo de modo a aligeirar as vigas o mais possível.

No caso da cofragem de madeira, a espessura mínima é de cerca de 30 cm.

No caso da cofragem metálica, a vibração é exterior e a espessura das almas pode ser reduzida ao mínimo: 20 cm a 22 cm.

A espessura adoptada para a alma é igual a 25 cm e é necessária a utilização de cofragem metálica.

Nos apoios, as almas são dimensionadas para resistir à força de corte, o que leva a um espessamento da alma num comprimento correspondente a um quarto do vão.

Nos apoios, a espessura atinge os 40 cm.

Determinação do número de vigas

O número de vigas é definido em função da largura total da ponte.

O espaçamento das vigas é de cerca de 3,00 m e varia entre 2,50 m e 3,50 m. Excepcionalmente atinge 4,00 m.

Tendo em conta o tipo de tabuleiro proposto e para uma largura total da ponte de 10,60 m, foram escolhidas 4 vigas de secção em T por vão com um espaçamento entre eixos de 2,93 m.

Flange de compressão

Para aligeirar as vigas, a fim de facilitar o seu manuseamento, a largura da Tabela de compressão é superior a 60% da altura das vigas e deve permitir que as vigas sejam colocadas diretamente sobre o bordo.

Saltos altos

Os talões são dimensionados por flexão e devem permitir a acomodação dos cabos de pré-esforço em boas condições de cobertura e espaçamento.

Para uma estrutura normalmente 1/17 esbelta, a largura dos talões varia de 0,60 m a 0,90 m quando a distância entre as vigas varia de 2,50 m a 4,00 m.

Lajes

A espessura da laje superior depende principalmente da distância entre as vigas. É cerca de 1/16 do comprimento transversal.

Para um espaçamento de 2,93 m, adoptamos uma espessura de 20 cm.

A betonagem da laje será efectuada sobre pré-lajes pré-fabricadas apoiadas nas vigas. As vigas de borda são colocadas imediatamente na borda, de modo que não há lajes a serem vazadas em cantilever. De facto, a realização da cofragem de uma zona de lajes no exterior das vigas de bordadura é mais delicada.

O tabuleiro da ponte de Lembá é constituído por uma laje superior de 20 cm de espessura moldada no local e por quatro (04) vigas pré-fabricadas em "T" de betão pré-esforçado, espaçadas de 2,93 m. Estas vigas estão ligadas umas às outras por duas vigas transversais nos apoios. O tabuleiro, concebido como a maioria das estruturas recentes, não tem vigas transversais intermédias para facilitar a execução e dar ao tabuleiro uma certa flexibilidade transversal.

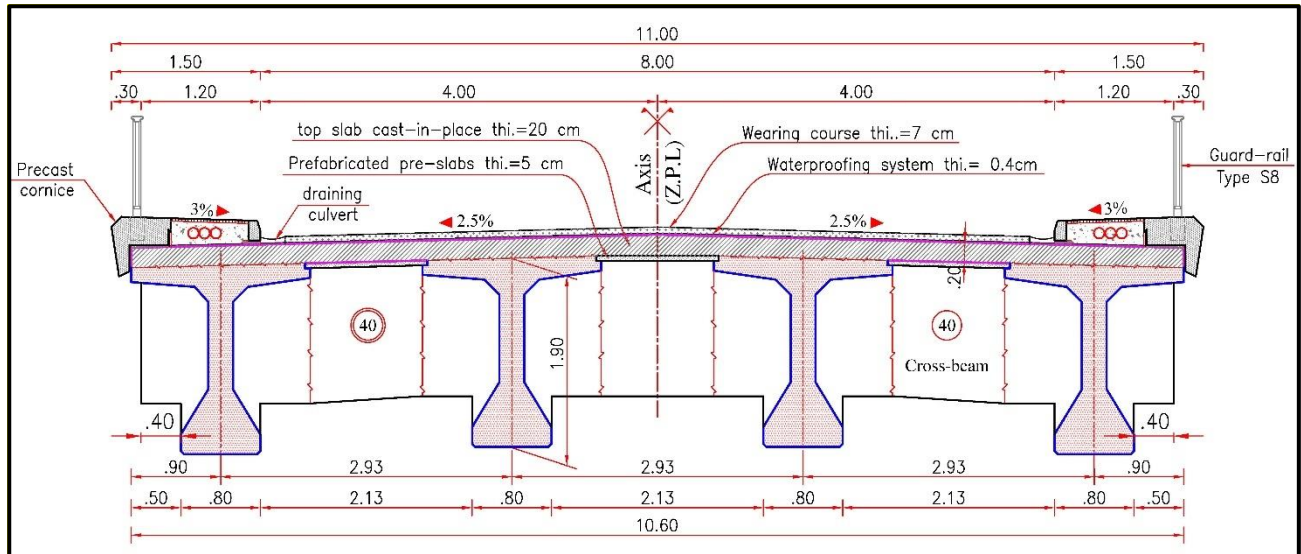


Figura 25 : Secção transversal do tabuleiro da ponte de vigas de betão pré-esforçado (Lemba)

As características das vigas de betão pré-esforçado estão resumidas no quadro seguinte:

Tabela 56 Características das vigas pré-esforçadas

Âmbito de aplicação	Altura da viga	Espessura da laje superior	Altura total (vigas + laje superior)	Flange de compressão	Saltos altos
34,00 m	1,90 m	0,20 m	2,10 m	1,80 m	0,80 m

9.2.2. Suportes e fundações

Os pilares são constituídos por uma cruzeta com um comprimento de 11,10 m, uma largura de 2,30 m e uma altura de 1,50 m que assenta numa parede de pilar com uma espessura de 1,00 m e uma largura de 8,00 m. A sua altura é de cerca de 5 m.

Os encontros embutidos no aterro são compostos por quatro (04) pilares com diâmetro de 1 m e altura variando entre 2 m e 3,50 m, encimados por uma cruzeta de 11,31 m, largura de 1,90 m e altura de 1,40 m, uma parede de proteção de 35 cm de espessura e duas paredes laterais de 35 cm de espessura, bem como uma laje de aproximação de dimensões (9,00 m x 4,00 m x 0,30 m).

Com base nos resultados geotécnicos desta estrutura, foram adoptadas fundações semi-profundas para todos os apoios. As sapatas são de dimensões (10,00 m x 4,00 m x 0,80 m) para os pilares e de dimensões (12,00 m x 4,00 m x 0,80 m) para os encontros e são rematadas com nervuras de dimensões (9,00 m x 1,30 m x 0,70 m) para os pilares e de dimensões (11,00 m x 1,30 m x 0,70 m) para os encontros. As sapatas assentam sobre uma massa de betão de enchimento com 3 m de altura para os pilares e 2 m para os encontros.

Uma vista de elevação e uma secção transversal dos suportes são mostradas abaixo.

Figura 27 : Pilares da ponte de Lembá

9.3. PONTE BRIGOMA

A estrutura prevista sobre o rio Cantador em Brigoma é uma ponte estaiada em betão armado. É composta por quatro (04) vãos de 16,00 m e tem um comprimento total de 68,30 m.

As pontes em viga de betão armado são estruturas comuns cujas técnicas de construção são dominadas por um vasto leque de empresas. Estas estruturas em viga permitem eliminar a necessidade de cofragem ou andaimes, o que constitui uma vantagem significativa para a travessia de fluxos.

Caracterizam-se também pela sua simplicidade de construção e rapidez de execução graças ao pré-fabrico das vigas, que pode ser efectuado independentemente do resto da obra, em tempo mascarado. A gama de vãos económicos das pontes de vigas de betão armado varia entre 15 m e 25 m.

O eixo em planta foi concebido de modo a que a estrutura seja perpendicular ao eixo do escoamento. O perfil longitudinal adotado na ponte corresponde ao perfil das estradas de acesso. É utilizada uma inclinação longitudinal mínima de cerca de 1,5 % para permitir o fluxo longitudinal das águas de escoamento.

9.3.1. Deck

O tabuleiro é coerente com a secção transversal típica das vias de acesso e tem uma largura total de 9 m. Suporta duas faixas de rodagem com uma largura de 3,00 m, um canal de drenagem com uma largura de 0,50 m e um passeio com uma largura de 1,50 m incluindo a cornija e o guarda-corpo S8 de cada lado da estrada.

A estrutura foi concebida com base no pré-dimensionamento e nas normas estabelecidas e publicadas pelo Serviço de Estudos Técnicos de Estradas e Auto-estradas (SETRA) para a determinação das dimensões económicas das estruturas.

◆ altura da viga

A esbelteza das vigas de ponte depende principalmente do seu vão e das tensões admissíveis do betão. Para um betão dosado a 400 kg/m³ com uma resistência $f_{c28} = 30$ Mpa, a esbelteza atual das vigas de ponte em betão armado: é da ordem de to. $\frac{H_p}{L} \frac{1}{17} \frac{1}{15}$

◆ Espessura das vigas de alma :

$$0,25H_p \leq b_o \leq 0,5H_p$$

◆ Determinação do número de vigas

O número de vigas é definido em função da largura total da ponte e, em certa medida, em função do tipo de tabuleiro.

◆ Lajes

A espessura da laje depende principalmente da distância entre as vigas. Para este tipo de estrutura, será adoptada uma espessura de 20 cm.

O tabuleiro da ponte de Brigoma é constituído por seis (06) vigas pré-fabricadas "I" em betão armado, espaçadas de 1,61 m. Estas vigas são ligadas entre si por vigas transversais nos apoios e por uma laje superior moldada no local com 20 cm de espessura que suporta a faixa de rodagem. A cofragem é assegurada por pré-lajes pré-fabricadas em betão armado com 5 cm de espessura assentes nos bordos das vigas.

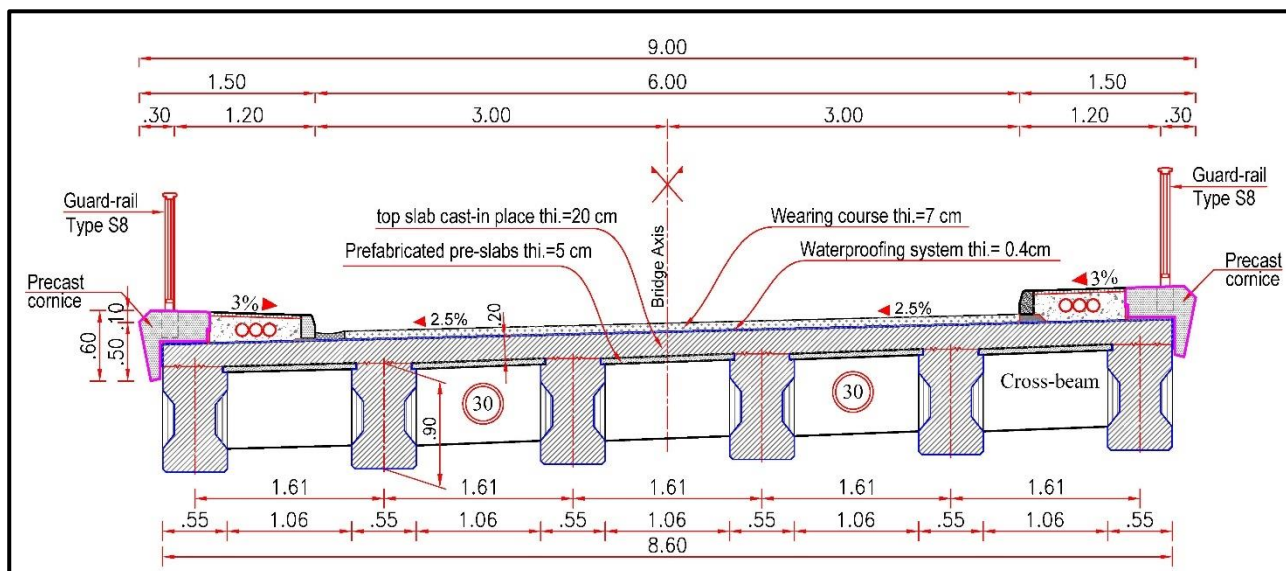


Figura 28 : Secção transversal do tabuleiro - Ponte em viga de betão armado Brigoma

As características das vigas de betão armado estão resumidas no quadro seguinte.

Tabela 57 : Características das vigas de betão armado

Ponte	Âmbito de aplicação	Altura da viga	Espessura da laje superior	Altura total (vigas + laje superior)	Espessura da viga
Brigoma	16 m	0.90 m	0.20 m	1.10 m	0.55 m

9.3.2. Suportes e fundações

Os pilares são constituídos por 3 colunas com um diâmetro de 1 m e uma altura que varia entre 6,50 m e 7,50 m. São encimados por uma cruzeta com um comprimento de 9,00 m, uma largura de 1,90 m e uma altura de 1,20 m.

Os encontros embebidos no aterro são compostos por 3 pilares com diâmetro de 1 m e altura variável entre 4 m e 6,50 m encimados por uma cruzeta com 9,00 m de comprimento, 1,60 m de largura e 1,20 m de altura, uma parede de proteção com 25 cm de espessura e duas paredes laterais com 30 cm de espessura, bem como uma laje de aproximação com dimensões (7,00 m x 5,00 m x 0,30 m).

Com base nos resultados geotécnicos desta estrutura, foram adoptadas fundações semi-profundas para todos os apoios. As sapatas têm dimensões (9,00 m x 3,00 m x 0,60 m) e são rematadas com nervuras de dimensões (8,00 m x 1,10 m x 0,60 m). As sapatas assentam sobre uma massa de betão de enchimento com 3 m de altura para os pilares e 2,50 m para os encontros.

Uma vista de elevação e uma secção transversal dos suportes são apresentadas abaixo.

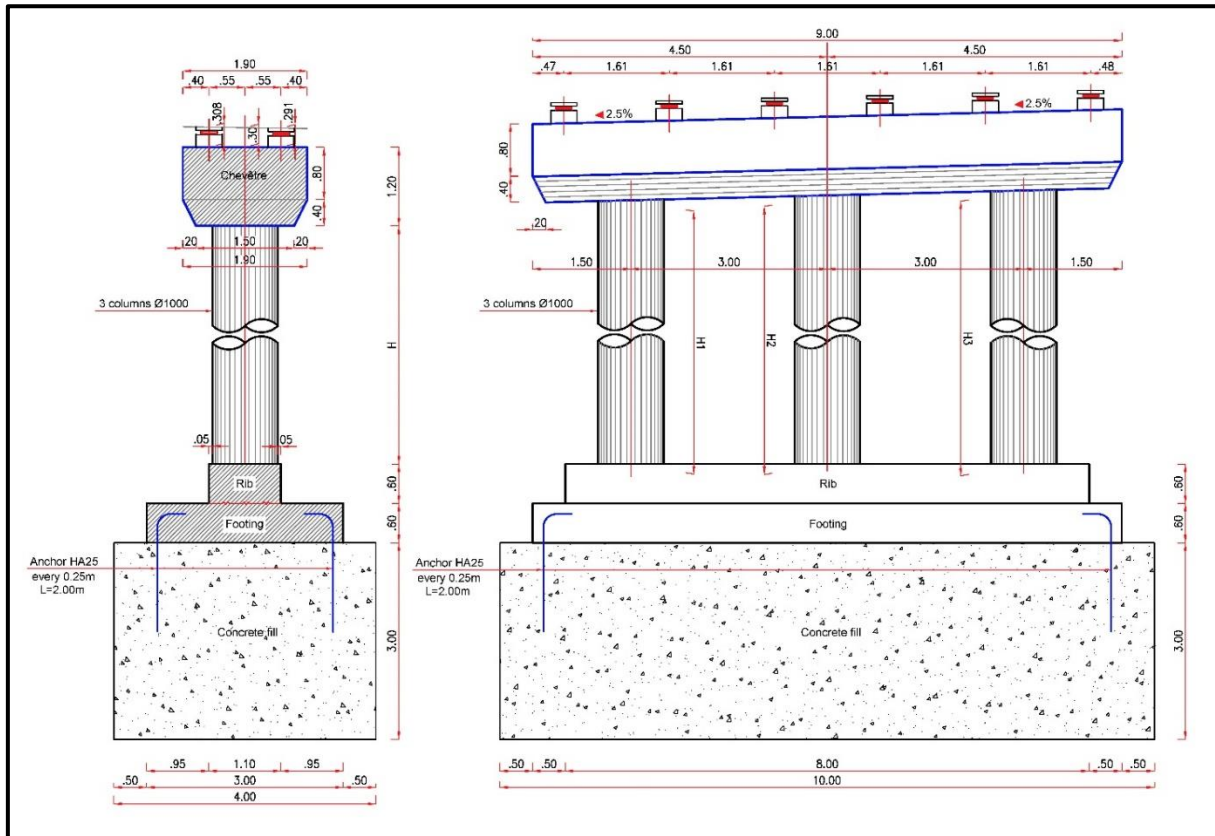


Figura 29 : Pilares da ponte de Brigoma

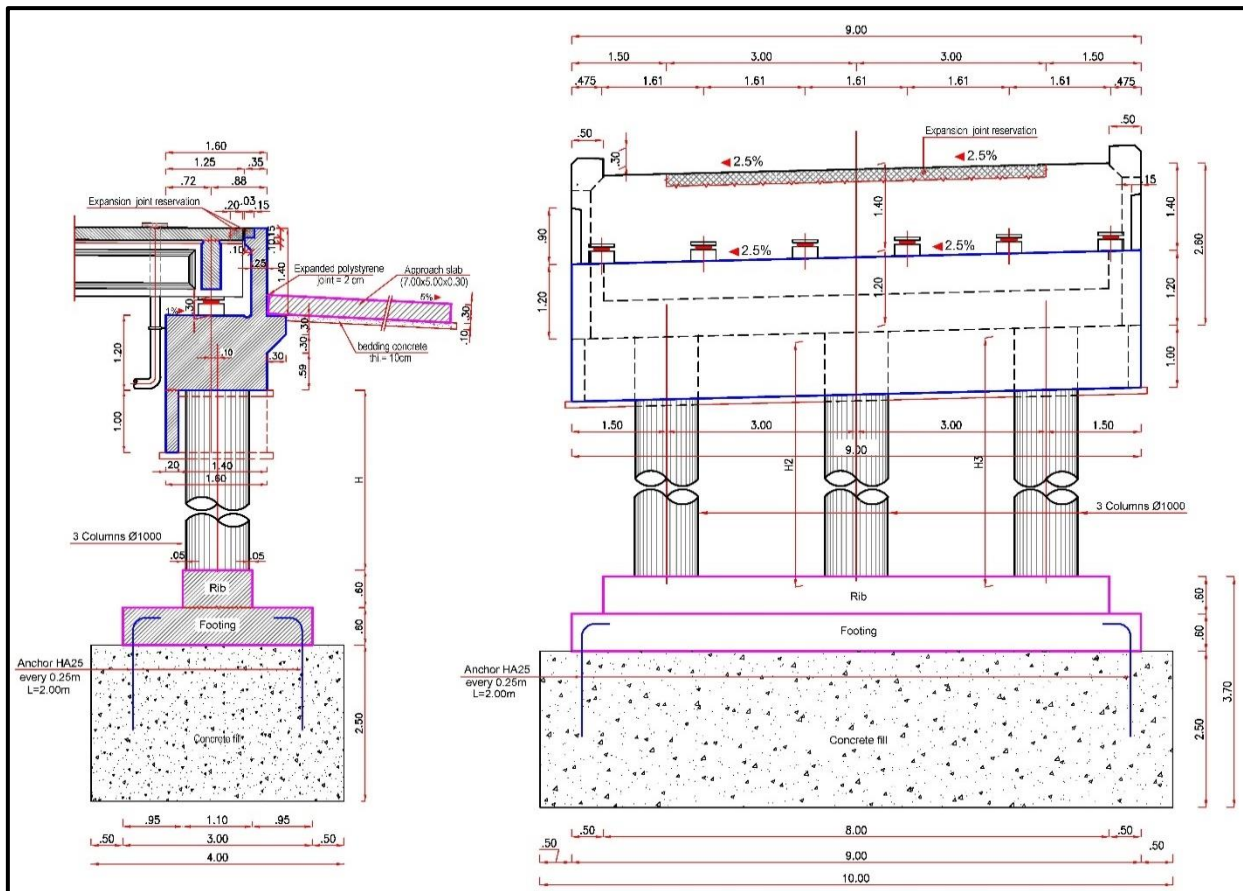


Figura 30 : Pilares da ponte de Brigoma

9.4. EQUIPAMENTO DE CONVÉS

9.4.1. Sistema de impermeabilização e camada de desgaste

O revestimento do tabuleiro é constituído por um sistema de impermeabilização e por uma camada de desgaste.

A camada de desgaste é constituída por um betão asfáltico com 7 cm de espessura.

A camada de desgaste não é impermeável. Com efeito, mesmo quando comprimido, o betão nunca é perfeitamente estanque devido à existência de segregações locais não habitáveis. É portanto indispensável colocar uma betonilha de impermeabilização em todo o tabuleiro, para proteger as armaduras da laje. Em todas as estruturas foi adotado um sistema de impermeabilização fina do tipo Parafor Bridge ou similar. É constituído por uma placa pré-fabricada monocamada de 4 mm de espessura, à base de betume elastomérico, com armadura não tecida e de poliéster.

Foi aplicada uma sobrelevação de 2,5% à estrutura para evitar a estagnação da água entre a camada de desgaste e o sistema de impermeabilização.

9.4.2. Guarda-corpo S8

Os terraços têm uma cornija pré-fabricada e um guarda-corpo S8 nos seus bordos livres.

9.4.3. Gárgulas

As pontes estão equipadas com gárgulas de $\Phi 150$ mm para a drenagem de água no tabuleiro.

9.4.4. Rolamentos

Neste projeto, são utilizados rolamentos de borracha laminada. São rolamentos móveis: para além das rotações no suporte, são permitidos movimentos em duas direcções. As possibilidades de movimento podem ser aumentadas pela adição de um plano de deslizamento e as distorções podem ser evitadas por placas metálicas, constituindo assim um dispositivo de rolamento "fixo".

9.5. NORMAS E PRESSUPOSTOS PARA A CONCEÇÃO E CÁLCULO DE ESTRUTURAS

9.5.1. Normas e regulamentos de conceção e design

A conceção e o cálculo das estruturas são efectuados com base nas normas e regulamentos europeus seguintes:

- ◆ EN 1990 : Eurocódigo 0 "Bases para o cálculo estrutural" ;
- ◆ EN 1991 : Eurocódigo 1 "Acções sobre estruturas" ;
- ◆ EN 1992 : Eurocódigo 2 "Projeto de estruturas de betão" ;
- ◆ EN 1997 : Eurocódigo 7 "Cálculo geotécnico" ;
- ◆ EN 10138-3 : Reforço de pré-esforço - Cordões ;
- ◆ EN 10138-4 : Reforço de pré-esforço - Barras ;

- ◆ NF A 35016 : Aços para betão armado ;
- ◆ NF EN 10080 : Aços para armaduras de betão ;
- ◆ Circular de 29 de agosto de 1991 relativa às secções transversais das obras de arte não normalizadas ;
- ◆ Circular de 17 de outubro de 1986 relativa ao dimensionamento da altura das obras de arte rodoviárias ;
- ◆ Circular n.º 79-25: Instruções técnicas para a conceção de construções (DC79) ;
- ◆ Eurocódigos Guia 0 e 1, Aplicação a Pontes Rodoviárias e Passadiços SETRA (fevereiro de 2010) ;
- ◆ Guia do Eurocódigo 2, Aplicação a pontes rodoviárias de betão (julho de 2008) ;
- ◆ Guia técnico para rolamentos de borracha laminada (SETRA, julho de 2007) ;
- ◆ Guia técnico SETRA GC: Seleção do nível de retenção (fevereiro de 2002, referência FO 205); guarda-corpos (fevereiro de 1997, referência F9709); barreiras de segurança para a retenção de veículos ligeiros (barreiras de nível N e equipamento TPC) (setembro de 2001, FO115) ;
- ◆ Dossier piloto SETRA PP73 ;
- ◆ Ficheiro piloto SETRA VIPP ;
- ◆ Ficheiro piloto SETRA MUR 73 ;
- ◆ Suportes de betão para estruturas de engenharia, Volume 1 Conceção e pré-dimensionamento – CEREMA ;
- ◆ Lajes de aproximação para pontes rodoviárias - técnicas e construção, SETRA outubro de 1984.

9.5.2. Programas de carga

Os cálculos serão efectuados tendo em conta as seguintes exigências :

- ◆ cargas mortas ;
- ◆ Impulso terrestre de origens ponderáveis ;
- ◆ cargas estáticas, tendo em conta o peso do aterro sobre as lajes de cobertura das partes enterradas ;
- ◆ deformações lineares diferidas e instantâneas (retração, fluência, expansão, travagem, etc.) ;
- ◆ Cargas de tráfego : As definidas pelos Eurocódigos. (LM1, LM2, LM3) .

9.5.2.1. Cargas mortas

As ponderações específicas (ponderações de área ou ponderações lineares) e a sua variabilidade são apresentadas a seguir :

- ◆ Peso específico do betão armado

$$\gamma_{BA} = 25 \text{ KN/m}^3 (\pm 3 \%)$$

- ◆ Equipamento do convés superior

- Revestimento BB;
 $\gamma_{BB} = (24 \text{ KN}) / \text{m}^3$ (+40 % et -20 %) ;
- Sistema de impermeabilização ;
 $\gamma_{BB} = (24 \text{ KN}) / \text{m}^3$ (± 20 %) ;
- Cornijas e lancis pré-fabricados :
 $\gamma_{BA} = (25 \text{ KN}) / \text{m}^3$ (± 0 %) ;
- Preenchimento de passeios (betão armado) ;
 $\gamma = (23 \text{ KN}) / \text{m}^3$ (± 0 %) ;
- Guarda-corpos do tipo S8 ;
 $p_{GC} = 0.24 \text{ KN/ml}$ (± 0 %).

9.5.2.2. Cargas vivas "Acções variáveis"

Em conformidade com o ponto 4.3.2 da norma NF EN 1991-2/NA, é adoptada a classe de tráfego 2.

a) Modelo de carga 1 (LM1)

Este modelo representa os efeitos de cargas concentradas e uniformemente distribuídas, cobrindo a maioria dos efeitos do tráfego de camiões e automóveis. Este modelo deve ser utilizado para verificações gerais e locais. Destina-se a cobrir situações de tráfego livre e de congestionamento na presença de uma grande percentagem de veículos pesados de mercadorias

É constituído por 2 sistemas parciais :

- ◆ Cargas concentradas de dois eixos (TS tandem), tendo cada eixo os seguintes pesos :

$$a_Q Q_k$$

Em que a_Q são os factores de ajustamento.

Cada eixo tem 2 rodas idênticas com um quadrado de 0,40 m de cada lado como superfície de contacto.

- ◆ Cargas uniformemente distribuídas (sistema UDL), com um peso por metro quadrado de via convencional igual a :

$$a_q q_k$$

Em que a_q são os factores de ajustamento.

O modelo de carga LM1 é aplicado a cada uma das vias convencionais, bem como às restantes zonas. Na faixa de rodagem convencional n.º i, as intensidades das cargas são indicadas por $\alpha_{Qi} Q_{ki}$ e $\alpha_{qi} q_{ki}$. Nas áreas residuais, a intensidade da carga é indicada por $\alpha_{qr} q_{kr}$

Os valores das intensidades de carga, incluindo a amplificação dinâmica, são apresentados no quadro seguinte:

Tabela 58 : Modelo de carga 1: valores das características

Localização	Tandem TS	Carga uniformemente distribuída UDL
-------------	-----------	-------------------------------------

	Cargas por eixo Q_{ik} (kN)	q_{ik} (ou q_{rk})(kN/m) ²
Faixa nocional n.º 1	300	9
Via nocional n.º 2	200	2,5
Faixa de rodagem fictícia n.º 3	100	2,5
Outras faixas de rodagem teóricas	0	2,5
Área remanescente (q) _{rk}	0	2,5

Os detalhes do modelo de carga LM1 são mostrados na figura a seguir:

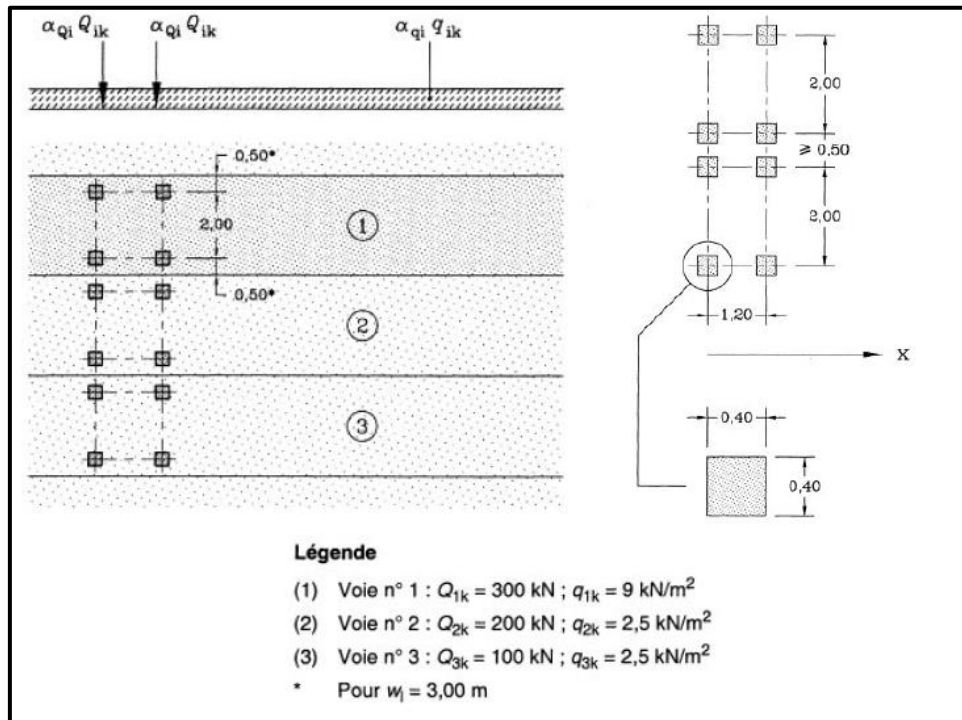


Figura 31 : Modelo de carga LM1

Os valores dos factores de ajustamento α_{Qi} , α_{qi} e α_{qr} devem ser escolhidos em função do tráfego previsto e, eventualmente, das diferentes classes de tráfego. Para pontes que não têm sinalização limitando o peso dos veículos, os valores destes factores estão de acordo com o Apêndice Nacional da NF EN 1991-2 e são fornecidos no quadro seguinte:

Tabela 59 : Factores de ajustamento por NA EC1-2

	Faixa de rodagem teórica 1	Faixa de rodagem teórica 2	Área remanescente
α_Q	0,9	0,8	0
α_q	0,7	1	1

b) modelo de carga 2 (LM2)

O modelo de carga LM2 consiste numa carga de um único eixo aplicada a superfícies de contacto pneumáticas específicas, cobrindo os efeitos dinâmicos do tráfego normal em elementos estruturais curtos. $\beta_Q Q_{ak}$

sendo Q_{ak} igual a 400kN, incluindo a amplificação dinâmica.

No entanto, se necessário, é possível ter em conta apenas uma roda de $200\beta Q(kN)$.

A superfície de contacto de cada roda é um retângulo de 0,35 m x 0,60 m.

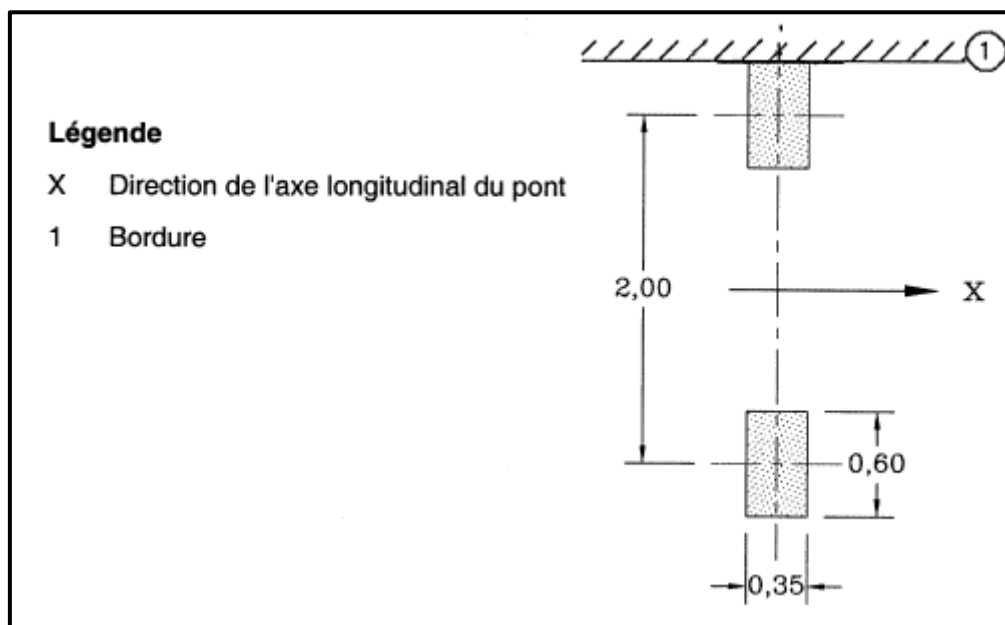


Figura 32 : Modelo de carga LM2

c) Modelo de carga 3 (LM3)

Trata-se de uma série de conjuntos de cargas por eixo que representam os veículos especiais que podem circular nos itinerários autorizados para os comboios excepcionais; este modelo destina-se às auditorias gerais e às auditorias locais.

Para o presente estudo, tratar-se-á da circulação de comboios militares da classe Mc 120 nas estruturas. Esta classe é a mais pesada das cargas militares previstas no Título 2 da Fascículo 61. Estas características podem ser recordadas da seguinte forma:

- ◆ massa total : 110 toneladas ;
- ◆ Comprimento de uma lagarta : 6,10 metros ;
- ◆ largura de uma via : 1 metro ;
- ◆ Distância de eixo a eixo das duas vias: 3,30 metros.

d) Cargas de calçada

Os seguintes padrões de carga aplicam-se separadamente aos passeios em pontes rodoviárias :

- ◆ Carga uniformemente distribuída q_{fk} para verificação local: o valor recomendado é $q_{fk}=5kN/m^2$, incluindo a amplificação dinâmica.
- ◆ Carga uniformemente distribuída q_{fk} para verificação geral: o valor recomendado é $q_{fk}=3kN/m^2$, incluindo a amplificação dinâmica.

- ◆ Carga concentrada Q_{kw} : O seu valor característico é 10 kN actuando numa área quadrada de 0,10 m de cada lado..

e) Forças de travagem

Uma força de travagem, Q_{lk} , é exercida longitudinalmente ao nível do pavimento superior da faixa de rodagem, em conformidade com a norma NF EN 1991-2 4.4.1. O seu valor característico é calculado como a fração a seguir definida das cargas verticais máximas totais correspondentes ao modelo de carga LM1 que podem ser aplicadas na via n.º 1.

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{Q1}q_{1k}w_lL$$
$$180\alpha_{Q1}(kN) \leq Q_{lk} \leq 900(kN)$$

Com l : o comprimento do convés.

f) Sobrecarga de aterro

Os Eurocódigos generalizaram a aplicação de cargas (LM1) na estrutura para cargas em aterros. A classe de tráfego utilizada é a mesma que na estrutura.

g) Sobrecargas em estaleiros de construção

Trata-se das cargas suportadas pelo pessoal, pela direção e pelos visitantes, se necessário, com equipamento ligeiro de construção. Estas cargas são modeladas por uma carga uniformemente distribuída q_{ca} . O valor característico desta carga é: $q_{ca} = 1 \text{ kN/m}^2$.

h) Coeficiente de amplificação dinâmica

$$\delta = 1 + \frac{0.7}{1 + 0.2L}$$

Onde

L = comprimento do elemento considerado (em m) ;

Este coeficiente é aplicado apenas à carga LM3.

9.5.2.3. Acções acidentais

- ◆ Colisão de veículos com dispositivos de segurança

As cargas dos dispositivos de segurança estão em conformidade com o Guia Técnico SETRA GC.

- ◆ Efeitos dos terremotos

Como a área do projeto é caracterizada por uma atividade sísmica muito baixa, os efeitos sísmicos não serão considerados nas fases do projeto.

9.5.3. Características do material

9.5.3.1. Características do betão

A composição dos vários agregados que compõem o betão será estudada de modo a obter a melhor resistência mecânica e a mínima porosidade imposta, assegurando simultaneamente a trabalhabilidade mecânica para a correcta execução do betão, tendo em conta as disposições da estrutura, as suas armaduras e a cofragem, bem como os meios utilizados para a instalação.

- ◆ densidade do betão: 2,5 t/m³ ;
- ◆ Resistência característica: 35 MPa para o tabuleiro de betão pré-esforçado, 30 MPa para o tabuleiro de RC e 25 MPa para os apoios ;
- ◆ Fissuração: A verificação em função das condições de serviço deve garantir que a abertura máxima de fissuras calculada não excede um limite que depende da classe de exposição, em conformidade com as regras dos Eurocódigos.
- ◆ Cobertura : A cobertura mínima C_{min} é definida por:

$$C_{min} = \text{Max}(C_{min,b} ; C_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10\text{mm})$$

Para assegurar a correcta transmissão das forças adesivas e a correcta fixação do betão, o recobrimento mínimo $C_{min,b}$ de um varão não deve ser inferior ao seu diâmetro nominal. Além disso, o valor de $C_{min,b}$ deve ser aumentado em 5 mm se a dimensão máxima d_g do agregado for superior a 32 mm.

Os valores de $C_{min,dur}$ são dados no quadro 4.4N da norma NF EN 1992-1-1/NA

A cobertura nominal depende principalmente da classe estrutural e da classe de risco:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta c_{dev}$$

O valor recomendado pelo Eurocódigo 2 é de 5 mm para os elementos pré-fabricados e de 10 mm para os elementos moldados no local Δc_{dev}

A classe estrutural de base é a classe S4. É modulada de acordo com os princípios descritos no quadro 4.3N da norma EN 1992-1-1.

As coberturas a conservar são resumidas no quadro seguinte :

Tabela 60 : Coberturas a conservar

	Vigas	Convés superior lateral	Apoios e parede ao ar livre	Suportes e parede em contacto com o solo	Fundações
Classe de exposição	XC4 /XS1	XC3	XC4/XS1	XC4/XS1	XC4/XS1
Classe estrutural	S6	S5	S6	S6	S6
$C_{min,b}$	25	25	25	25	25
$C_{min,hard}$	45	30	45	45	45
C_{min}	45	30	45	45	45
ΔC_{dev}	5	10	10	10	10

C _{Name} (mm)	50	40	55	55	55
------------------------	----	----	----	----	----

- ◆ Módulo efetivo e instantâneo: de acordo com as fórmulas dos Eurocódigos;
- ◆ Retração do betão: A retração do betão é uma deformação imposta na secção de betão que consiste na deformação devida à retração por dessecação e na deformação devida à retração endógena.

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = 3,5 \cdot 10^{-4} \text{ com :}$$

$$\epsilon_{cd} = 3 \cdot 10^{-4} : \text{deformação devida ao encolhimento por dessecação}$$

$$\epsilon_{ca} = 0,5 \cdot 10^{-4} : \text{deformação devida à contração endógena}$$

- ◆ Fluência: A fluência é tida em conta de acordo com os requisitos da norma EN 1992-1-1 3.14 para o cálculo da deformação por fluência. Esta deformação resulta em perdas de pré-esforço retardadas. O coeficiente de fluência $\varphi(t, t_0)$ é uma função de E_c , o módulo tangente, que pode ser igual a $1.05E_{cm}$ (módulo de elasticidade do betão). De acordo com o Eurocódigo 2, a deformação de fluência do betão no tempo $t = \infty$, $\epsilon_{cc}(\infty, t_0)$ sob uma tensão de compressão σ_c aplicada à idade do betão t_0 é dada por: $\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(t, t_0) (\sigma_c / E_c)$.
- ◆ coeficiente de expansão : $10^{-5}/^\circ\text{C}$;
- ◆ Coeficiente de Poisson: sem fissuração = 0,20 e com fissuração = 0 ;
- ◆ Variação uniforme da temperatura : +45 °C, dos quais 15 °C são rapidamente variáveis.

9.5.3.2. Características dos aços HA passivos

- ◆ Grau: Aço de alta aderência B500B ;
- ◆ limite de elasticidade: 500 MPa, respetivamente ;
- ◆ módulo de elasticidade : 200 000 MPa ;
- ◆ densidade: $\gamma_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$;
- ◆ coeficiente de fissuração : $\eta = 1,6$;
- ◆ Coeficiente de estanquidade: $\psi_s = 1,5$.

9.5.3.3. Características dos aços activos

O aço ativo corresponde às armaduras de pré-esforço. Estas armaduras serão constituídas por cordões "SUPER T15 TBR", com características principais :

- ◆ Resistência característica à tração: $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$;
- ◆ limite de elasticidade característico a 1% $f_{p0.1k} = 1640 \text{ MPa}$;
- ◆ secção transversal nominal: $A_p = 150 \text{ mm}^2$;
- ◆ relaxação muito baixa: $\rho_{1000} = 2,5\%$ (sob uma tensão inicial de 0,7 f_{prg}) ;
- ◆ módulo de elasticidade: $E_p = 1,95 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

As características pormenorizadas dos aços activos e do sistema de pré-esforço que será utilizado serão fornecidas nos documentos:

- ◆ homologação do processo de pré-esforço (ou equivalente) ;

- ◆ Fichas técnicas de aços activos.

9.5.3.4. preenchimento

As características médias do aterro são as seguintes :

- ◆ peso específico do enchimento ; $\gamma_r = 20KN/m^3$
- ◆ coeficiente de impulso : $\Phi = 30$ $Ka=0,33$;
- ◆ A coesão do solo é negligenciada.

9.5.4. Método de modelação e cálculo

9.5.4.1. Fundações

Serão calculados de acordo com o método do Eurocódigo 7.

9.5.4.2. Suportes (pilares e encontros)

Uma vez que os rios atravessados não são vias navegáveis, não se prevê qualquer carregamento accidental (impacto nos apoios).

O suporte das estruturas de engenharia será justificado de acordo com as recomendações do ficheiro piloto SETRA PP73.

9.5.4.3. pavimentos

Os pavimentos serão justificados e calculados utilizando a modelação por elementos finitos com o software Robot.

9.5.4.4. Rolamentos

Serão calculados de acordo com o método do Guia Técnico SETRA (Edição de julho de 2007).

X. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Os estudos técnicos pormenorizados para a reconstrução da ponte sobre o rio Lemb e da ponte de Brigoma incidiram sobre as estruturas de ponte seleccionadas pelo dono da obra com base nos resultados dos estudos de síntese, a saber

- ◆ Ponte em viga de betão armado para Brigoma ;
- ◆ Ponte de vigas de betão pré-esforçado para a ponte de Lemb.

Os estudos foram efectuados com base em levantamentos topográficos, dados cartográficos e pluviométricos, estudos de tráfego e resultados de investigações geotécnicas.

Tendo em conta os recursos limitados dos laboratórios e obras geotécnicas do país, e tendo em conta as formações superficiais aluvionares, as investigações efectuadas nas travessias não incluíram sondagens de testemunho e pressiométricas. As escavações com pás, efectuadas até à profundidade de 4,3 m, revelaram o predomínio de formações de seixos com matriz areno-siltosa. Os seixos são abundantes e de dimensões variadas. As escavações permitiram igualmente detetar o nível do lençol freático.

Cálculos empíricos estimam que a profundidade do escoamento é de cerca de 5,4 m.

A solução de fundação semi-profunda foi mantida. Esta solução é acompanhada da protecção dos apoios das pontes por enrocamento. O sistema de fundações profundas (estacas) foi rejeitado tendo em conta as dificuldades, ou mesmo a impossibilidade, de perfuração das estacas e a remoção das condutas metálicas de suporte das paredes para poder efetuar os ensaios, dada a natureza das formações do solo.

A reconstrução das duas pontes e, em especial, da ponte sobre o rio Lemb, constitui um projeto importante à escala da região de Santa Catarina, que apresenta um grande potencial económico, nomeadamente no sector agrícola.

APÊNDICE

APÊNDICE I : AJUSTAMENTO ESTATÍSTICO DA PRECIPITAÇÃO MÁXIMA DIÁRIA

APÊNDICE II : SAÍDAS DE ALIZEE

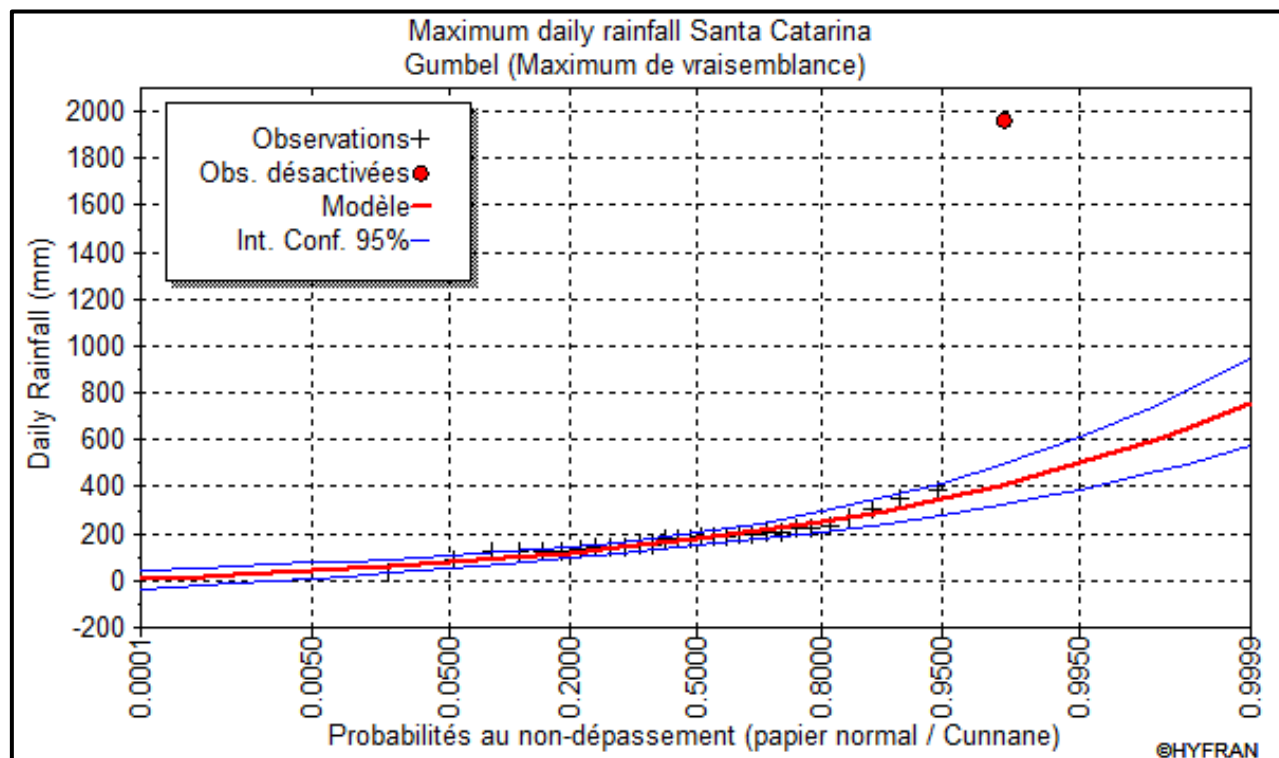
APÊNDICE I : AJUSTAMENTO ESTATÍSTICO DA PRECIPITAÇÃO MÁXIMA DIÁRIA

Ajuste estatístico da precipitação máxima diária em Santa Catarina

Resultados do ajustamento

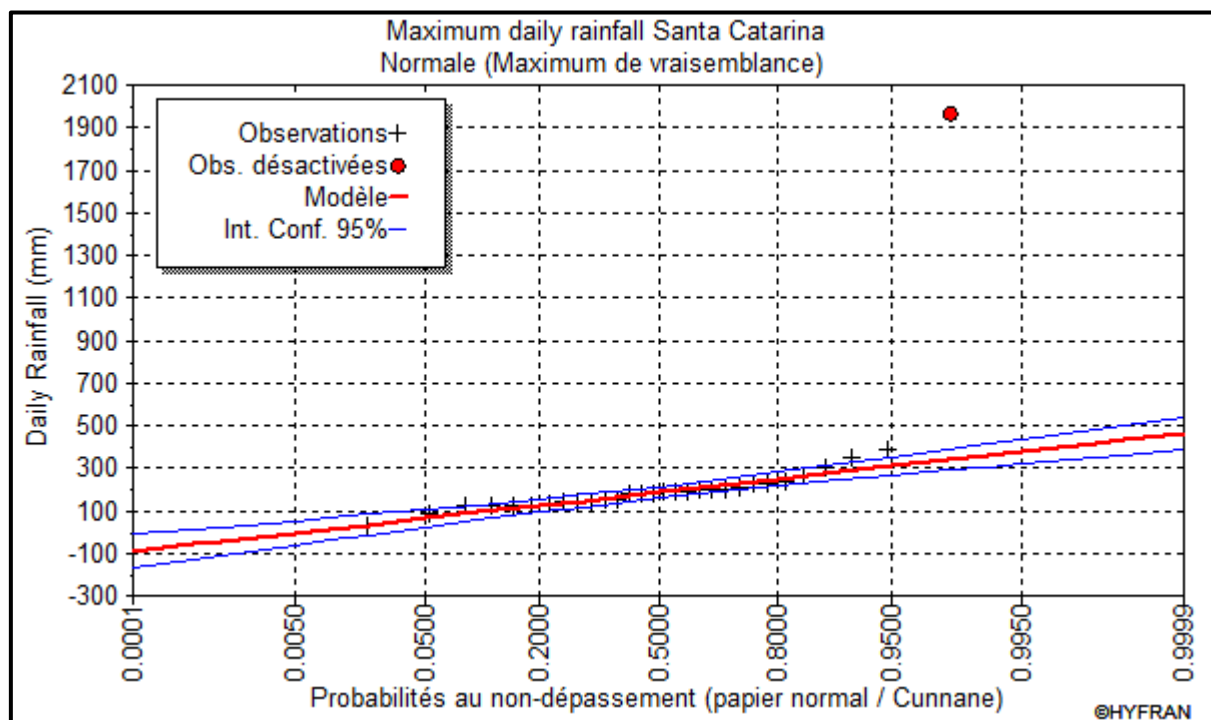
Gumbel (Máxima verosimilhança)

T	q	XT	Desvio padrão	Intervalo de confiança (95%)
10000.0	0.9999	758	95.0	572 - 945
2000.0	0.9995	652	79.4	497 - 808
1000.0	0.9990	607	72.7	464 - 749
200.0	0.9950	500	57.1	388 - 612
100.0	0.9900	454	50.5	355 - 553
50.0	0.9800	408	43.9	322 - 494
20.0	0.9500	347	35.2	278 - 416
10.0	0.9000	300	28.7	243 - 356
5.0	0.8000	250	22.2	206 - 294
3.0	0.6667	211	17.6	176 - 245
2.0	0.5000	175	14.3	147 - 203
1.4286	0.3000	139	12.4	115 - 163
1.2500	0.2000	120	12.3	95.7 - 144
1.1111	0.1000	96.1	13.0	70.7 - 122
1.0526	0.0500	78.8	14.1	51.2 - 106
1.0204	0.0200	61.2	15.5	30.7 - 91.7
1.0101	0.0100	50.4	16.6	17.9 - 82.9
1.0050	0.0050	41.2	17.5	6.82 - 75.6
1.0010	0.0010	23.7	19.5	-14.5 - 61.9
1.0005	0.0005	17.4	20.2	-22.3 - 57.1
1.0001	0.0001	4.74	21.8	-37.9 - 47.4



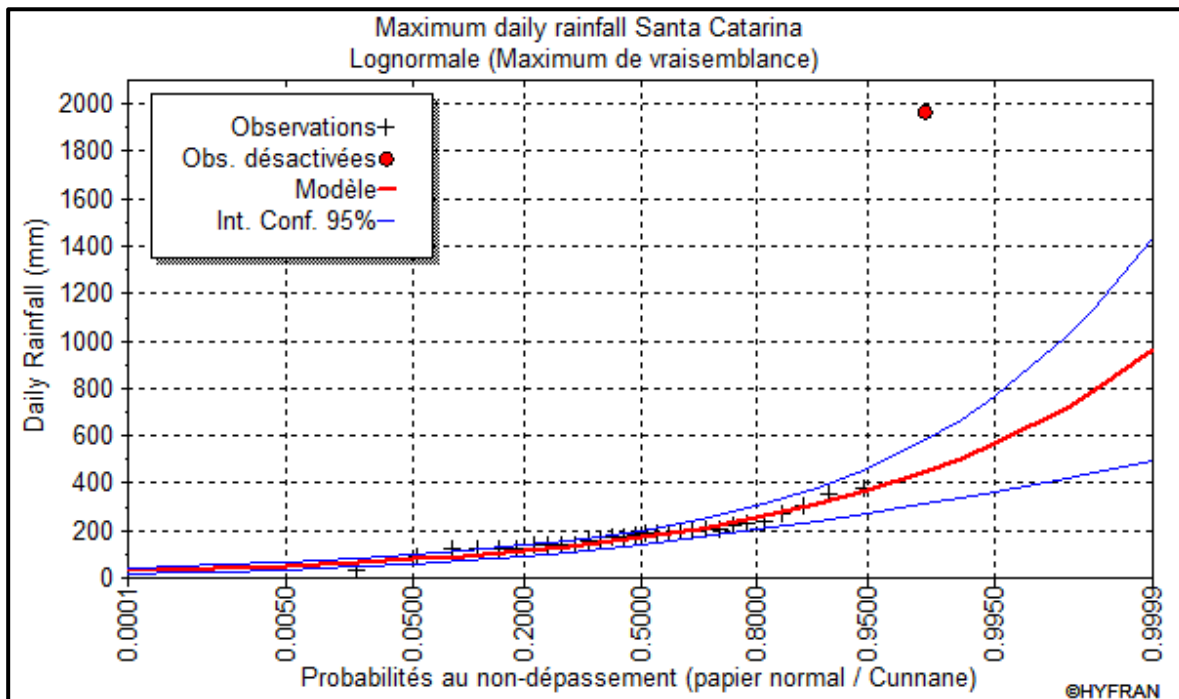
Distribuição normal (máxima verosimilhança)

T	q	XT	Desvio padrão	Intervalo de confiança (95%)	
10000.0	0.9999	462	39.3	384	539
2000.0	0.9995	430	35.4	360	499
1000.0	0.9990	415	33.6	349	481
200.0	0.9950	377	29.0	320	434
100.0	0.9900	358	26.9	306	411
50.0	0.9800	338	24.6	290	386
20.0	0.9500	308	21.3	266	350
10.0	0.9000	281	18.7	244	318
5.0	0.8000	248	16.1	217	280
3.0	0.6667	218	14.4	189	246
2.0	0.5000	186	13.8	159	213
1.4286	0.3000	147	14.7	118	176
1.2500	0.2000	123	16.1	91.8	155
1.1111	0.1000	90.7	18.7	54.0	127
1.0526	0.0500	63.8	21.3	22.0	106
1.0204	0.0200	33.5	24.6	-14.7	81.6
1.0101	0.0100	13.3	26.9	-39.4	65.9
1.0050	0.0050	-5.24	29.0	-62.1	51.6
1.0010	0.0010	-43.4	33.6	-109	22.5
1.0005	0.0005	-58.2	35.4	-128	11.2
1.0001	0.0001	-90.0	39.3	-167	-12.9



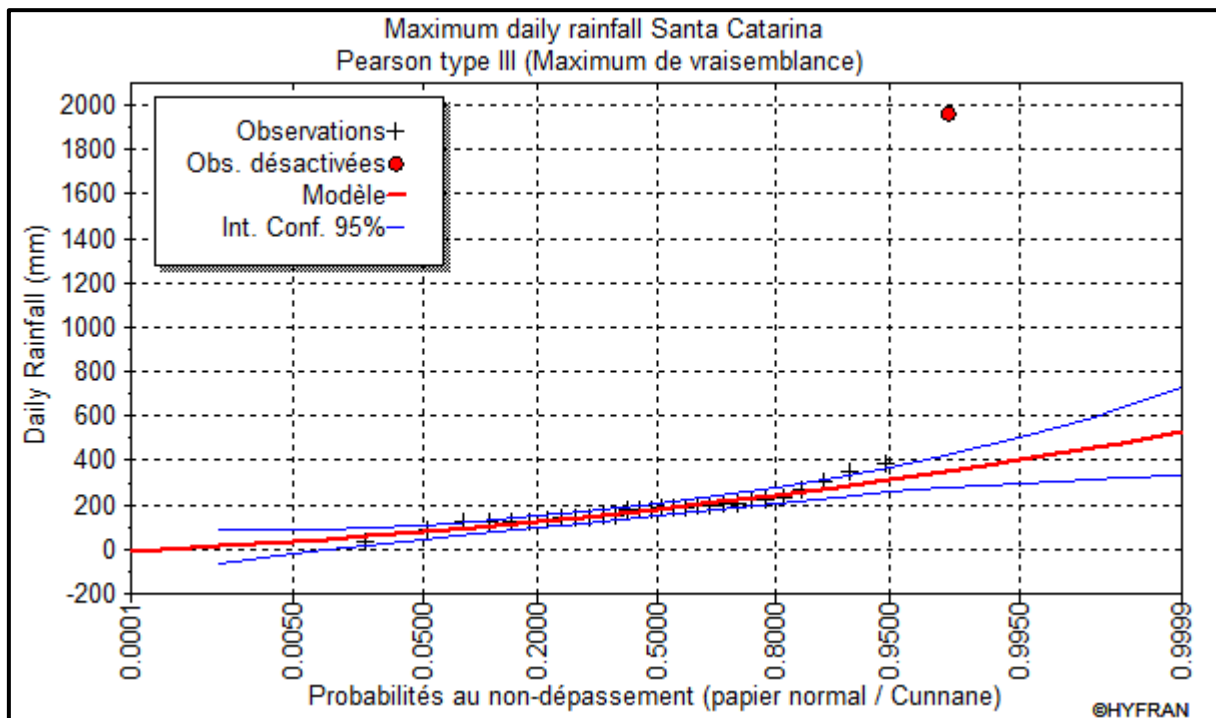
Distribuição log-normal (Máxima verosimilhança)

T	q	XT	Desvio padrão	Intervalo de confiança (95%)	
10000.0	0.9999	965	239	497	1430
2000.0	0.9995	790	176	445	1140
1000.0	0.9990	720	152	421	1020
200.0	0.9950	566	103	363	769
100.0	0.9900	504	85.2	337	671
50.0	0.9800	444	68.6	309	578
20.0	0.9500	367	49.2	270	463
10.0	0.9000	309	36.5	238	381
5.0	0.8000	252	25.5	202	302
3.0	0.6667	208	18.9	171	245
2.0	0.5000	170	14.7	141	199
1.4286	0.3000	133	12.3	109	157
1.2500	0.2000	115	11.6	92.0	138
1.1111	0.1000	93.5	11.0	71.9	115
1.0526	0.0500	78.9	10.6	58.1	99.7
1.0204	0.0200	65.2	10.1	45.4	85.0
1.0101	0.0100	57.4	9.71	38.4	76.4
1.0050	0.0050	51.1	9.33	32.8	69.4
1.0010	0.0010	40.2	8.50	23.5	56.9
1.0005	0.0005	36.6	8.16	20.6	52.6
1.0001	0.0001	30.0	7.42	15.4	44.5



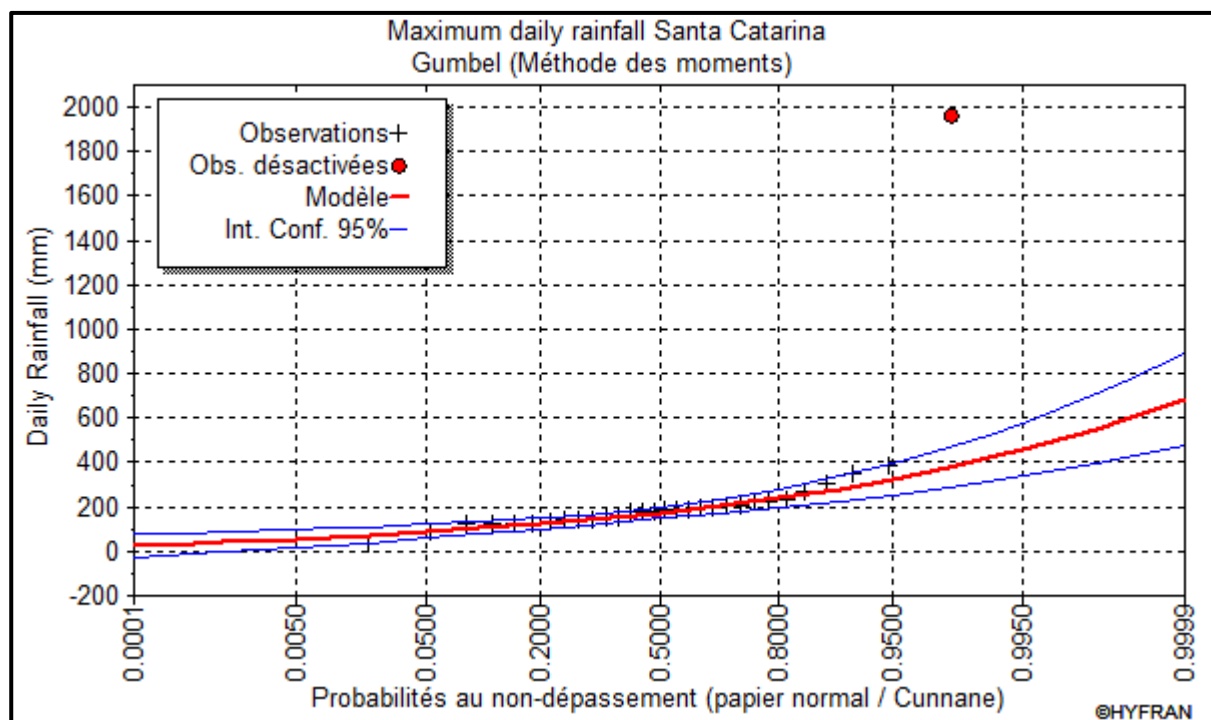
Lei de Pearson Tipo III (Máxima verosimilhança)

T	q	XT	Desvio padrão	Intervalo de confiança (95%)	
10000.0	0.9999	530	99.7	334	725
2000.0	0.9995	480	79.9	324	637
1000.0	0.9990	458	71.5	318	598
200.0	0.9950	403	52.7	300	506
100.0	0.9900	378	44.9	290	466
50.0	0.9800	351	37.4	278	425
20.0	0.9500	313	28.3	258	368
10.0	0.9000	281	22.2	237	324
5.0	0.8000	244	17.5	210	278
3.0	0.6667	212	15.2	183	242
2.0	0.5000	180	14.1	152	208
1.4286	0.3000	144	13.6	118	171
1.2500	0.2000	124	13.5	97.7	151
1.1111	0.1000	98.1	14.3	70.0	126
1.0526	0.0500	78.1	16.3	46.2	110
1.0204	0.0200	57.4	20.3	17.5	97.2
1.0101	0.0100	44.6	24.0	-2.48	91.6
1.0050	0.0050	33.6	28.0	-21.3	88.5
1.0010	0.0010	12.9	37.7	-61.0	86.8
1.0005	0.0005	5.56	41.9	N	N
1.0001	0.0001	-9.04	51.5	N	N



Lei de Gumbel (Método dos Momentos)

T	q	XT	Desvio padrão	Intervalo de confiança (95%)	
10000.0	0.9999	685	105	478	891
2000.0	0.9995	592	87.3	421	763
1000.0	0.9990	552	79.6	396	708
200.0	0.9950	459	61.7	338	580
100.0	0.9900	418	54.0	312	524
50.0	0.9800	378	46.4	287	469
20.0	0.9500	324	36.3	253	395
10.0	0.9000	283	28.7	226	339
5.0	0.8000	239	21.3	197	281
3.0	0.6667	205	16.1	173	236
2.0	0.5000	174	12.6	149	198
1.4286	0.3000	142	11.6	119	164
1.2500	0.2000	125	12.4	101	149
1.1111	0.1000	104	14.3	76.2	132
1.0526	0.0500	89.0	16.2	57.2	121
1.0204	0.0200	73.6	18.4	37.4	110
1.0101	0.0100	64.1	19.9	25.1	103
1.0050	0.0050	56.0	21.2	14.4	97.6
1.0010	0.0010	40.7	23.8	-5.93	87.3
1.0005	0.0005	35.2	24.7	-13.3	83.6
1.0001	0.0001	24.1	26.7	-28.2	76.3



APÊNDICE II : SAÍDAS DE ALIZÉE