

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	i
TABLE DES MATIERES	ii
LISTE DES TABLEAUX	vii
LISTE DES FIGURES	xi
LISTE DES ABREVIATIONS ET NOTATIONS	xii
INTRODUCTION	1
PARTIE 1: ETUDES PRELIMINAIRES	
CHAPITRE I: PRESENTATION ET HISTORIQUE DU PROJET	2
I.1. Historique du projet	2
I.1.1. Généralités	2
I.1.2. Entretiens et travaux effectués	2
I.2. Présentation du projet	3
I.3. Localisation du projet	3
I.4. Objectifs du projet	5
CHAPITRE II: ETUDE MONOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE	6
II.1. Milieu physique	6
II.1.1. Situation géographique	6
II.1.2. Superficie	7
II.1.3. Relief et Paysage	8
II.1.4. Climat	8
II.2. Aspects démographiques et sociaux	9
II.2.1. Démographie	9
II.2.2. Services sociaux	11
II.3. Activités économiques	14
II.3.1. Agriculture	14
II.3.2. Elevage	16

II.3.3. Pêche et ressources halieutiques	16
II.3.4. Transport	17
II.3.5. Tourisme.....	19
II.4. Justifications du projet.....	19
CONCLUSION PARTIELLE.....	20
PARTIE II : ETUDE TECHNIQUE	
CHAPITRE III: DIAGNOSTIC DE LA CHAUSSEE.....	21
III.1. Relevé des dégradations.....	21
III.1.1. Dégradations de la chaussée	21
III.1.2. Dégradations des ouvrages d'assainissement	25
III.1.3. Autres dégradations	27
III.2. Caractéristiques géométriques de la nouvelle chaussee.....	29
III.2.1. Vitesse de base.....	29
III.2.2. Tracé en plan	29
III.2.3. Surlargeur	29
III.2.4. Profil en long	29
III.2.5. Profils en travers	29
CHAPITRE IV: ETUDE DES MATERIAUX ET GEOTECHNIQUE.....	31
IV.1. Spécifications des matériaux du projet	31
IV.1.1. Matériaux pour remblai	31
IV.1.2. Matériaux pour couche de forme et couche de fondation	32
IV.1.3. Matériaux pour couche de base	32
IV.1.4. Matériaux pour couche de roulement	33
IV.2. Provenance des matériaux.....	34
IV.2.1. Gisements meubles	34
IV.2.2. Gisements rocheux	35
IV.3. Reconnaissance géotechnique du tracé	35

CHAPITRE V: ETUDE DU TRAFIC	37
V.1. Trafic passé.....	37
V.2. Trafic actuel	38
V.3. Trafic à l'année de mise en service	38
V.3.1. Trafic normal.....	38
V.3.2. Trafic induit.....	39
V.3.3. Trafic dévié	39
CHAPITRE VI: DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE	40
VI.1. Méthodologie	40
VI.2. Dimensionnement de la chaussee par la Méthode Intpb	40
VI.2.1. Epaisseur équivalente	40
VI.2.2. Epaisseurs réelles de chaque couche	43
VI.3. Dimensionnement de la chaussee par la methode CEBTP	47
VI.3.1. Classe de portance des sols.....	47
VI.3.2. Trafic	48
VI.3.3. Choix des matériaux	49
VI.4. Dimensionnement de la chaussée par la méthode LCPC/setra.....	50
VI.4.1. Trafic	50
VI.4.2. Portance des sols de plateforme.....	53
VI.4.3. Dimensionnement de la structure	54
VI.5. Choix de la variante retenue	57
VI.5.1. Récapitulation des structures	57
VI.5.2. Analyse multicritère	58
VI.6. Vérifications des contraintes.....	59
VI.6.1. Méthodologie.....	59
VI.6.2. Détermination des contraintes radiales et verticales.....	60
VI.6.3. Détermination des contraintes admissibles.....	62

VI.6.4. Exemple de calcul et présentation des résultats.....	62
VI.7. Vérifications des déformations	64
VI.7.1. Vérification de la déformation radiale.....	64
VI.7.2. Vérification de la déformation verticale.....	67
CHAPITRE VII: ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE	69
VII.1. Etude hydrologique.....	69
VII.1.1. Détermination des pluies maximales journalières	69
VII.1.2. Détermination des débits de crue des bassins versants.....	73
VII.1.3. Calcul des débits de drainage longitudinal	77
VII.2. Etude hydraulique	82
VII.2.1. Etude des fossés latéraux	83
VII.2.2. Calcul des ouvrages de décharge.....	91
VII.2.3. Dimensionnement mécanique du dalot.....	95
CONCLUSION PARTIELLE.....	116
PARTIE III: FAISABILITE FINANCIERE ET ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	
CHAPITRE VIII: EVALUATION FINANCIERE DU PROJET	117
VIII.1. Dévis descriptif	117
VIII.2. Devis quantitatif	124
VIII.2.1. Terrassement.....	124
VIII.2.2. Assainissement	125
VIII.2.3. Chaussée	126
VIII.2.4. Signalisations et équipements.....	126
VIII.3. Devis estimatif.....	127
VIII.3.1. Sous détails de prix.....	127
VIII.3.2. Détails quantitatif et estimatif.....	129
CHAPITRE IX: ETUDE DE RENTABILITE	132
IX.1. Effet de l'aménagement sur le coût d'exploitation	132

IX.1.1.	Hypothèses sur les coûts fixes	132
IX.1.2.	Hypothèses sur les coûts proportionnels	133
IX.1.3.	Coût d'exploitation total selon l'état de la route	134
IX.2.	Evaluation économique.....	135
IX.2.1.	Estimation des avantages nets du projet	135
IX.2.2.	Critères de rentabilité.....	138
CHAPITRE X: ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL		141
X.1.	Identification des impacts.....	141
X.1.1.	Impacts négatifs.....	141
X.1.2.	Impacts positifs	143
X.2.	Evaluation des impacts	143
X.2.1.	Méthodologie	143
X.2.2.	Résultat de l'analyse des impacts.....	144
X.3.	Atténuation des impacts.....	146
CONCLUSION PARTIELLE.....		147
CONCLUSION GENERALE		148
BIBLIOGRAPHIE		149
ANNEXES		

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques de l’itinéraire	2
Tableau 2 : Superficie de la zone d’influence	7
Tableau 3 : Variations de températures pour chaque District	8
Tableau 4 : Effectif de la population dans les Districts concernés	9
Tableau 5 : Valeurs du taux t'accroissement annuel de la population	10
Tableau 6 : Estimation des populations en 2014, 2016 et 2031	11
Tableau 7 : Infrastructures de santé publiques et privées	11
Tableau 8 : Répartition du personnel soignant par secteur	12
Tableau 9 : Taux de desserte en eau potable par Région (%)	12
Tableau 10 : Répartition des établissements d’enseignement par niveau pour l’année scolaire 2010-2011.....	13
Tableau 11 : Répartition des surfaces cultivables et des surfaces cultivées par District	15
Tableau 12 : Productions en tonnes pour chaque type de culture dans les Districts concernés pour l’année 2010.....	15
Tableau 13 : Effectif du cheptel pour chaque District (Unité : Tête).....	16
Tableau 14 : Production de la pêche artisanale	17
Tableau 15 : Routes à l’intérieur de chaque District – données en [km]	18
Tableau 16 : Dégradation des ponts	28
Tableau 17 : Spécifications des matériaux pour remblai	31
Tableau 18 : Spécifications des matériaux pour couche de forme.....	32
Tableau 19 : Spécifications des matériaux pour couche de fondation	32
Tableau 20 : Spécifications des matériaux pour couche de base	32
Tableau 21 : Fuseau de spécification pour GCNT 0/31 ⁵	33
Tableau 22 : Spécifications du bitume pur 50/70.....	33
Tableau 23 : Spécifications des granulats pour béton bitumineux.....	33
Tableau 24 : Gisements meubles retenus	34
Tableau 25 : Carrières retenues	35
Tableau 26 : Résultats des essais de laboratoire sur les échantillons de plateforme.....	35
Tableau 27 : Délimitation des zones homogènes	36
Tableau 28 : Trafic journalier suivant 6 catégories de véhicules en 2010	37
Tableau 29 : Projection du trafic en 2016	39
Tableau 30 : Trafic à l’année de mise en service total	39

Tableau 31 : Valeur de α en fonction du taux d'accroissement du trafic	42
Tableau 32 : Valeur de β en fonction de la durée de vie de la route	42
Tableau 33 : Valeurs de l'épaisseur équivalente pour chaque tronçon homogène	43
Tableau 34 : Quelques valeurs de coefficient d'équivalence	44
Tableau 35 : Epaisseurs minimales de la couche de roulement et de la couche de base	45
Tableau 36 : Epaisseur de couche de forme	46
Tableau 37 : Epaisseur réelle de chaque couche selon LNTPB	46
Tableau 38 : Classe de portance des sols selon CEBTP	48
Tableau 39 : Classe de portance des sols de chaque zone homogène	48
Tableau 40 : Classe de trafic selon CEBTP	49
Tableau 41 : Epaisseur réelle de chaque couche selon CEBTP	50
Tableau 42 : Coefficient multiplicateur k	51
Tableau 43 : Classification du trafic MJA selon SETRA	52
Tableau 44 : Valeur du facteur d'agressivité A	52
Tableau 45 : Classe de portance des sols	53
Tableau 46 : Effet d'une couche de forme sur la portance de la plateforme	53
Tableau 47 : Classe de portance de chaque zone homogène	54
Tableau 48 : Choix de la couche de roulement	54
Tableau 49 : Spécifications des graves pour utilisation en catégorie 2	55
Tableau 50 : Epaisseurs de la couche de fondation pour chaque tronçon homogène	56
Tableau 51 : Structures de la chaussée pour chaque zone homogène	56
Tableau 52 : Récapitulation des structures	57
Tableau 53 : Coût de la réalisation de la chaussé pour chaque variante	58
Tableau 54 : Appréciation des critères pour le choix de la variante retenue	59
Tableau 55 : Analyse multicritère des différentes variantes	59
Tableau 56 : Valeurs de module d'élasticité	62
Tableau 57 : Récapitulatifs des vérifications des contraintes	64
Tableau 58 : Valeurs de référence pour le béton bitumineux	67
Tableau 59 : Hauteurs de pluie journalière maximales au niveau de la station de Nosy Be	69
Tableau 60 : Pluies maximales journalières pour diverses périodes de retour	71
Tableau 61 : Répartition de l'échantillon en 5 classes	72
Tableau 62 : Calcul du nombre théorique vi	72
Tableau 63 : Calcul de l'intervalle de confiance	73
Tableau 64 : Liste des bassins versants sur le tronçon étudié	74

Tableau 65 : Débits de crue des bassins versants de superficie $S \leq 4 \text{ km}^2$	76
Tableau 66 : Débits de crue des bassins versants de superficie $S \geq 10 \text{ Km}^2$	77
Tableau 67 : Valeurs du coefficient de ruissellement C	79
Tableau 68 : Débits de drainage longitudinal	81
Tableau 69 : Caractéristiques des fossés de pied	84
Tableau 70 : Valeurs du coefficient de rugosité k	85
Tableau 71 : Débits à évacuer du tronçon PK 30+000 au PK 32+078	87
Tableau 72 : Liste des fossés rectangulaires maçonnés	89
Tableau 73 : Liste des fossés triangulaire en terre	90
Tableau 74 : Liste des fossés trapézoïdaux en terre	91
Tableau 75 : Liste des fossés trapézoïdaux maçonnés	91
Tableau 76 : Calcul de la pente critique	93
Tableau 77 : Calculs de la vitesse d'écoulement	94
Tableau 78 : Vérification de la vitesse vis-à-vis de l'affouillement	94
Tableau 79 : Calcul de la hauteur du dalot	95
Tableau 80 : Valeurs des facteurs de rigidité	101
Tableau 81 : Valeurs des moments d'encastrement parfait pour les charges permanentes	102
Tableau 82 : Matrice de passage pour la détermination des inconnues hyperstatiques	103
Tableau 83 : Moments fléchissants dans les barres dus aux charges permanentes en $[kN \cdot m]$	104
Tableau 84 : Moments fléchissants aux nœuds dus aux charges permanentes	105
Tableau 85 : Moments à mi- travée dus aux charges permanentes	105
Tableau 86 : Efforts tranchants au niveau des nœuds dus aux charges permanentes	106
Tableau 87 : Récapitulation des sollicitations dues aux charges permanentes	106
Tableau 88 : Moments d'encastrement parfait dus aux surcharges routières	106
Tableau 89 : Récapitulation des sollicitations dues aux surcharges routières	107
Tableau 90 : Récapitulation des sollicitations aux états limites	107
Tableau 91 : Sollicitations pour le calcul des armatures	108
Tableau 92 : Section d'armatures longitudinales	111
Tableau 93 : Vérification des contraintes de compression du béton	112
Tableau 94 : Vérification des contraintes de l'acier tendu	112
Tableau 95 : Nettoyage, désherbage et débroussaillage	124
Tableau 96 : Décapage et redans	124
Tableau 97 : Déblai meuble	124
Tableau 98 : Remblai en provenance d'emprunt	125

Tableau 99 : Engazonnement	125
Tableau 100 : Démolition d'ouvrages	125
Tableau 101 : Curage des ouvrages de décharge	125
Tableau 102 : Fossés en terre	125
Tableau 103 : Fossés maçonnés	125
Tableau 104 : Dalots à construire.....	126
Tableau 105 : Reprofilage léger	126
Tableau 106 : Quantités des matériaux de la chaussée	126
Tableau 107 : Signalisations et équipements	127
Tableau 108 : Valeurs limites des frais pour le calcul de K	128
Tableau 109 : Valeurs des ai et des Ai	128
Tableau 110 : Sous détail de prix d'un remblai	129
Tableau 111 : Détails Quantitatifs et Estimatifs	129
Tableau 112 : Récapitulation du DQE	131
Tableau 113 : Montant de l'assurance par catégorie de véhicules.....	132
Tableau 114 : Montant des taxes professionnelles par catégorie de véhicule.....	133
Tableau 115 : Rémunération du personnel par catégorie de véhicule	133
Tableau 116 : Main d'œuvre de réparation par catégorie de véhicule	133
Tableau 117 : Différents coûts proportionnels pour une route dégradée	134
Tableau 118 : Différents coûts proportionnels pour une route bitumée.....	134
Tableau 119 : Prix unitaires pour le calcul des coûts proportionnels	134
Tableau 120 : Coût d'exploitation d'un véhicule, en Ariary, pour une route dégradée.....	135
Tableau 121 : Coût d'exploitation d'un véhicule, en Ariary, pour une route bitumée	135
Tableau 122 : Projection du trafic annuel	136
Tableau 123 : Coûts d'entretien courant et périodique	137
Tableau 124 : Récapitulation des avantages	138
Tableau 125 : Calcul de la VAN	139
Tableau 126 : Calcul du TRI.....	139
Tableau 127 : Calcul du DRCI.....	140
Tableau 128 : Méthode d'évaluation des impacts	144
Tableau 129 : Evaluation des impacts du projet sur l'environnement	145
Tableau 130 : Mesures d'atténuation des impacts négatifs.....	146

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation du projet	4
Figure 2 : Situation géographique de la zone d'influence	7
Figure 3 : Profil en W du PK 17+ 400 au PK 17 + 600	23
Figure 4 : Bourbier, PK 53+400	24
Figure 5 : Ravinement profond sur chaussée, PK 35+500	25
Figure 6 : Buse métallique ensablé, PK 37+501	26
Figure 7 : Buse et fossé envahis par la végétation	26
Figure 8 : Dalle de couverture de dalot ruinée, PK 33+650	27
Figure 9 : Disparition des platelages et des bandes de roulement, PK 56+950	27
Figure 10 : Fissure de la poutre du pont Basoro, PK 33+650	28
Figure 11 : Panneaux de signalisation	28
Figure 12 : Profil en travers type - section courante	30
Figure 13 : Profil en travers type - section déversée	30
Figure 14 : Délimitations des sections homogènes, distances en <i>km</i>	36
Figure 15 : Structure de la chaussée pour le tronçon homogène 2	46
Figure 16 : Partie supérieure de terrassement (PST)	47
Figure 17 : Structure de la chaussée pour le tronçon homogène 2	50
Figure 18 : Structure de la chaussée pour le tronçon homogène 2	56
Figure 19 : Modèle tri – couche de Jeuffroy – Bachelez	60
Figure 20 : Transformation du modèle quadri – couche en modèle tri – couche	61
Figure 21 : Profil en travers du bassin versant du drainage longitudinal	79
Figure 22 : Sections transversales des dalots étudiés, dimensions en [m]	95
Figure 23 : Section transversale du dalot en BA, dimensions en [m]	96
Figure 24 : Représentation du cas le plus défavorable sous système de charges Bc	98
Figure 25 : Schéma de calcul du dalot	100
Figure 26 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS, unité en [kN.m]	108

LISTE DES ABREVIATIONS ET NOTATIONS

Abréviations

ARM	: Autorité Routière de Madagascar
BB	: Béton Bitumineux
BLIG	: Brigade Légère d'Intervention du Génie
CAM	: Coefficient d'Agressivité de Poids Lourds
CB	: Couche de Base
CBR	: Californian Bearing Ratio
CEG	: Collège d'Enseignement Général
CEBTP	: Centre Expérimentale de Recherches et d'études du Bâtiment et Travaux Publics
CEM	: Cement (Anglais)
CF	: Couche de Fondation
CHD	: Centre Hospitalier de District
CR	: Couche de Roulement
CSB	: Centre de Santé de Base
CU	: Charge Utile
DIRTPM	: Direction Inter-régionale des Travaux Publics et de la Météorologie
DRTP	: Direction Régionale des Travaux Publics
DRCI	: Délai de Récupération de Capital Investi
EDC	: Enrobé Dense à Chaud
EIE	: Etude d'Impacts Environnementaux
ELU	: Etat Limite Ultime
ELS	: Etat Limite de Service
EPM	: Enquête auprès des Ménages
EPP	: Ecole Primaire Publique
GB	: Grave Bitume
GCNT	: Grave Concassée Non Traitée
INSTAT	: Institut National de la STATistique
LCPC	: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LNTPB	: Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment

MDE	: Micro Déval en présence d'Eau
MECIE	: Mise En Compatibilité des Investissements à l'Environnement
MS	: Matériaux Sélectionnés
MTPM	: Ministère des Travaux Publics et de la Météorologie
OPM	: Optimum Proctor Modifié
PK	: Point Kilométrique
PPN	: Produits de Première Nécessité
PTC	: Poids Total en Charge
PU	: Prix Unitaire
RNS	: Route Nationale Secondaire
RGPH	: Recensement Général de la Population et de l'Habitat
SETRA	: Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes
TL	: Trafic Lourd
TMJ	: Trafic Moyen Journalier
TN	: Trafic Normal
TRI	: Taux de Rentabilité Interne
TTC	: Toutes Taxes Comprises
TVA	: Taxes sur les Valeurs Ajoutées
VAN	: Valeur Actuelle Nette

Notations

Géotechniques

$\%F$: Pourcentage des fines $80\mu\text{m}$
ES	: Equivalent de Sable
I_P	: Indice de plasticité
LA	: Los Angeles
MDE	: Micro Déval en présence d'Eau
W	: Teneur en eau
W_{OPT}	: Teneur en eau optimale
W_l	: Limite de liquidité
W_p	: Limite de plasticité

Hydrologique

BV	: Bassin Versant
C	: Coefficient de ruissellement
i_f	: Pente longitudinale de l'écoulement
I	: Intensité de pluie avec récurrence de 10ans
K	: Coefficient de rugosité de Manning Strickler
Q	: Débit à évacuer
R	: Rayon hydraulique
V	: Vitesse de l'écoulement d'eau
w	: Section mouillée

Béton armé

A	: Aire d'une section d'acier (longitudinale)
A_{min}	: Aire d'une section d'acier minimale (longitudinale)
σ_{bu}	: Contrainte admissible pour l'ELU de résistance du béton
σ_{bc}	: Contrainte limite à la compression du béton relative à l'ELS
σ_s	: Contrainte admissible de l'acier
γ_s	: Coefficient de sécurité
G	: Action des charges permanentes
I	: Moment d'inertie d'une section
M_{ser}	: Moment fléchissant à l'ELS
M_u	: Moment de flexion à l'ELU
P	: Action permanente
Q	: Action de charge variable
S	: Surcharge
f_e	: Limite d'élasticité des aciers HA
f_{c28}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge
f_{t28}	: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge
g	: Poids propre par mètre linéaire
h	: Hauteur totale de la section
j	: Nombre de jours de maturité du béton
n	: Coefficient d'équivalence acier béton
e	: Epaisseur des parois



INTRODUCTION

Depuis la colonisation, SAVA est la première Région de Madagascar en termes d'exportations agricoles. Ses produits de rente comme le café ou la vanille sont de bonnes qualités et sont appréciés aussi bien sur le marché local que sur le marché international. Pourtant, cette réputation de la Région s'est entachée au cours des dernières années. En effet, la population s'appauvrit et cherche à se faire de l'argent rapidement sans se soucier d'optimiser la qualité des produits.

Une des principales causes de la pauvreté de la Région de SAVA est la dégradation généralisée de la route nationale secondaire numéro 5A (RNS 5A) qui est la seule porte d'entrée à la Région par voie terrestre. Plusieurs secteurs économiques sont handicapés par ce phénomène comme le transport, le commerce, le tourisme. Par conséquent, la Région ne se développe pas comme elle se doit.

Le présent mémoire intitulé : « Aménagement de la RNS 5A du PK 30+000 au PK 60+000 » a pour objectif de réduire la pauvreté de la Région à travers son désenclavement. La question se pose alors : « Est-ce que l'aménagement de la RNS 5A pourrait réduire la pauvreté de la population et contribuer par la suite au rebond de l'exportation des produits de rente de la Région ? ».

Pour pouvoir répondre correctement à cette question, il est important d'évaluer d'abord les potentialités économiques de la Région, puis d'étudier la faisabilité technique et financière du projet, et enfin de vérifier si le projet est compatible avec l'environnement. Afin de mener à bien l'étude, les trois parties suivantes sont proposées :

- Première partie : Etudes préliminaires ;
- Deuxième partie : Etude technique ;
- Troisième partie : Faisabilité financière et étude d'impact environnemental.

PREMIERE PARTIE :

ETUDES PRELIMINAIRES

Rapport Gratuit.com

**CHAPITRE I: PRESENTATION ET HISTORIQUE DU PROJET****I.1. HISTORIQUE DU PROJET****I.1.1. Généralités**

La route nationale secondaire RNS 5A a été construite pendant l'époque coloniale. Elle mesure 417,780 km et relie Ambilobe et Marofinaritra (Antalaha) en passant par vohémar et Sambava. La route est majoritairement en terre. Cependant, la partie entre Androrona et la bifurcation vers Antalaha est bitumée (Voir. **Tableau 1**).

La RNS 5A appartient au réseau routier de la Direction Inter-Régionale des Travaux Publics et de la Météorologie (DIRTPM) d'Antsiranana. Une partie, d'Ambilobe à Ambongomirahavavy, est prise en charge par la Direction Régionale des Travaux Publics (DRTP) DIANA, et l'autre partie par la DRTP SAVA.

Tableau 1 : Caractéristiques de l'itinéraire

Entité responsable	Liaison	Nature	PK début	PK fin	Longueur (km)
DRTP DIANA	Ambilobe – Ambogomirahavavy	T	0,000	73,000	73 ,000
DRTP SAVA	Ambogomirahavavy – Androrona	T	73,000	161,000	88,000
	Androrona – Sortie Antalaha	B	161,000	387,000	226,000
	Sortie Antalaha – Marofinaritra	T	387,000	417,780	30,780

Légende : T : Route en terre

B : Route bitumée

Source : DIRTPM Antsiranana (2013)

I.1.2. Entretiens et travaux effectués

La RNS 5A reçoit chaque année des travaux d'entretien courant dans le but de garder la route sans coupure, et d'assurer le minimum de sécurité des usagers. Ces travaux sont réalisés par le Ministère des Travaux Publics et de la Météorologie (MTPM) à travers le DIRTPM Antsiranana.

Les travaux réalisés sont :

- Traitement des points noirs de la chaussée ;
- Travaux de remise en état préalable ;



- Création et entretien d'ouvrage d'assainissement ;

I.2. PRESENTATION DU PROJET

Malgré les travaux d'entretien, la RNS 5A reste une route en très mauvais état, surtout les parties non revêtues. Le tronçon entre Ambilobe et Vohémar est l'une des portions les plus dégradées. Or, c'est un axe stratégique pour le désenclavement de la Région de SAVA. En effet, le seul moyen d'accéder à la région de SAVA par voie terrestre est de passer par ce tronçon.

Pourtant, il faut compter 2 à 5 jours pour traverser les quelques 153 km de route reliant les deux Districts. Les transporteurs doivent emprunter plusieurs déviations que la population locale facture cher. Ces différents paramètres font que le coût du transport devient très onéreux à raison de 80 000 Ariary en période de pluie¹. Or, le transport est un facteur important pour le développement social et économique d'une Région. D'où l'objet du présent projet qui est le bitumage de la route nationale n° 5A entre Ambilobe et Vohémar (Voir. **Figure 1**)

I.3. LOCALISATION DU PROJET

La RNS 5A se trouve dans l'ex-province autonome d'Antsiranana. C'est une route qui relie la Région de SAVA et celle de DIANA. On étudiera dans cet ouvrage une partie de cette route, le tronçon qui commence au PK 30+000 et se termine au PK 60+000.

¹ Source : Coopérative de transport SONATRA, Mars 2014



: Route Nationale Secondaire n°5A

: Route Nationale Primaire n°6

Figure 1 : Localisation du projet



I.4. OBJECTIFS DU PROJET

L'objectif principal du projet est la réduction de la pauvreté dans la Région de SAVA dont le ratio de pauvreté est de 74,9 %².

Ses objectifs spécifiques sont :

- Donner à la RNS 5A les caractéristiques d'une Route Nationale revêtue ;
- Désenclaver la Région de SAVA par l'amélioration de l'accessibilité et de la mobilité de la population ;
- Mettre en valeur la forte potentialité économique de la Région de SAVA ;
- Favoriser les échanges socio-économiques.

² Source : INSTAT\DSM\EPM (2010)



CHAPITRE II: ETUDE MONOGRAPHIQUE DE LA ZONE D'INFLUENCE

L'aménagement de la RNS 5A profitera en premier lieu aux Districts d'Ambilobe et de Vohémar, ce qui permet de qualifier ces derniers comme les zones d'influences directes du projet.

D'autre part, actuellement, la RNS 5A est la seule route qui donne accès à la Région de SAVA. De ce fait, l'aménagement de ce tronçon entre Ambilobe et Vohémar ne peut être que bénéfique pour les autres Districts de la Région, outre Vohémar, qui possèdent de fortes potentialités agricoles telles que la culture de rente pour Antalaha ou la culture de riz pour Andapa.

Ainsi, la zone d'influence du projet est constituée par la Région de SAVA et le District d'Ambilobe.

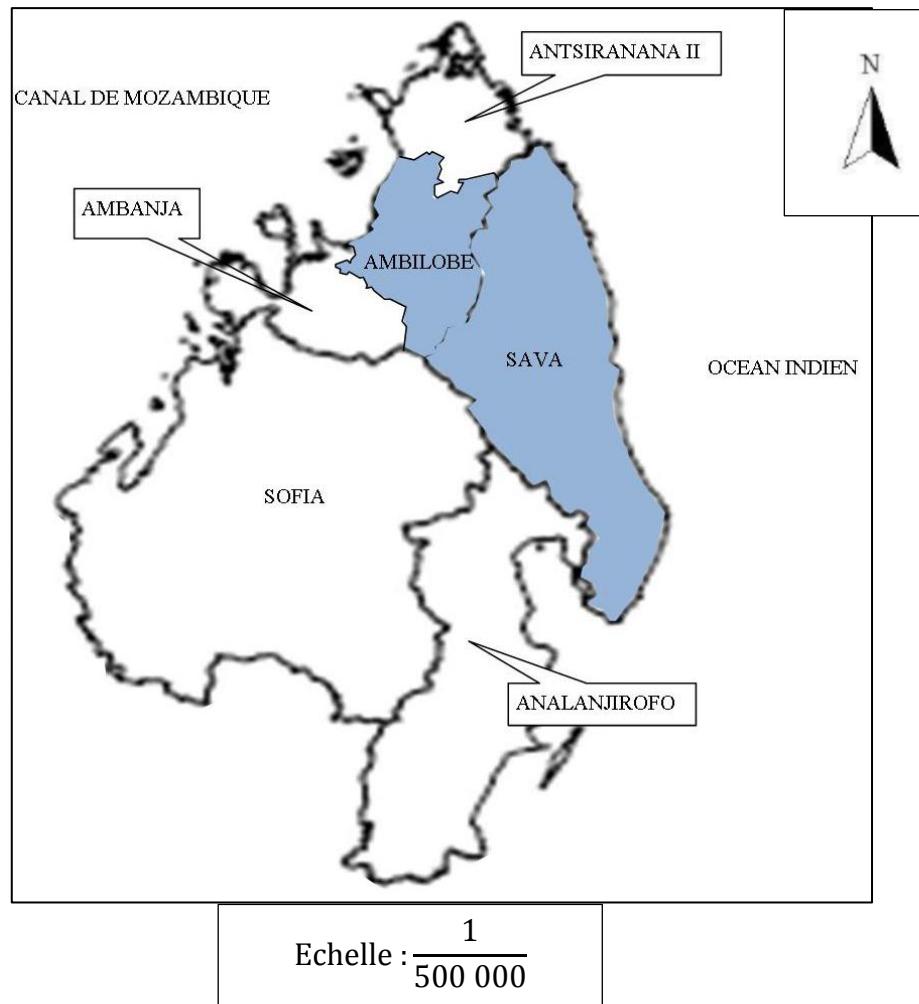
II.1. MILIEU PHYSIQUE

II.1.1. Situation géographique

La zone d'influence du projet se situe entre 13°20 et 16° de latitude Sud et 48° et 50°20 de longitude Est.

Elle est limitée :

- Au Nord, par le District d'Antsiranana II ;
- Au Sud-est par la Région d'Analajirofo ;
- Au Sud-ouest par la Région de Sofia ;
- A l'Ouest par le District d'Ambovomby et Nosy Be ;
- A l'Est par l'Océan Indien.



Légende :

 : Zone d'influence du projet

Figure 2 : Situation géographique de la zone d'influence

II.1.2. Superficie

La zone d'influence s'étend sur $32\ 288\ km^2$. Cette superficie est répartie comme suit :

Tableau 2 : Superficie de la zone d'influence

District	Superficie [km^2]
Ambilobe	8 139
Andapa	4 285
Antalaha	5 842
Sambava	5 034
Vohémar	8 988
Total	32 288

Source : INSTAT\Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH) (1993)

II.1.3. Relief et Paysage

II.1.3.1. Relief

Les principales unités de relief de la Région de SAVA sont :

- Les reliefs du socle de type plateau, horst, et graben tels que le plateau de Makira, la presqu'île de Masoala et le graben de la baie d'Antongil ;
- Les bassins sédimentaires tels que la cuvette d'Ankaibe qui offre d'excellente zone de cultures de rente ;
- La côte qui correspond à des côtes à haute falaise marine à plus de 1500 m d'altitude.

II.1.3.2. Géologie

On distingue deux grandes catégories de terrain dans cette partie de l'île à savoir :

- Les terrains sédimentaires formés principalement par des apports fluviaux et éoliens ;
- Les terrains cristallins formés de différents types de roches (granites, migmatites).

II.1.4. Climat

Pour la Région de SAVA, et pour le District d'Ambilobe aussi, le climat est de type tropical chaud et humide caractérisé par deux saisons distinctes :

- Saison chaude qui va d'Octobre en Avril, caractérisée par des pluies abondantes et des températures élevées ;
- Saison fraîche allant de Mai en Septembre.

II.1.4.1. Température

Les températures moyennes sont quasi-identiques pour toute la Région de SAVA à cause des fortes humidités atmosphériques et des précipitations abondantes et continues.

Tableau 3 : Variations de températures pour chaque District

District	Periode	Température moyenne (°C)		
		Annuelle	Mois le plus froid	Mois le plus chaud
Ambilobe	1961 – 1990	27,2	25,2	28,6
Antalaha		24,4	21,9	26,6
Sambava		24,7	22,9	26,9
Andapa		22,5	18,3	25,2
Vohémar		25,5	22,9	27

Source : Direction des exploitations météorologiques (2003)

Ces données sont les normales de température (moyenne sur 30 ans) de la zone d'influence pendant la période de 1961 à 1990. Les données sont assez anciennes certes mais elles permettent bien d'apprécier la tendance de la température de la Région.

Pour Ambilobe, la température moyenne est assez élevée variant de 25,2 °C pour le mois de Juillet, qui est le mois le plus froid et 28,6°C pour le mois le plus chaud enregistré en Novembre.

Pour Antalaha, Sambava et Vohémar, les températures moyennes sont presque les mêmes. Elles varient de 18 °C, température minimale enregistrée aux mois de Juillet et Août, à 31 °C enregistré au mois de Janvier et/ou Février. Pour Andapa, la température est moins élevée à cause de son altitude relativement élevé (474 m). On aurait même enregistré un minimum absolu de 7,8 °C le mois d'Août 1963.

II.1.4.2. Pluviométrie

Antalaha, Sambava et une partie (partie Sud) de Vohémar sont caractérisés par une forte pluviométrie avec une moyenne annuelle de 2000 mm et une absence de mois véritablement sec. La zone Nord de Vohémar a une pluviométrie annuelle de 940 mm. La zone d'Andapa se distingue par un micro climat entre le climat de la côte Est et des Haut-Plateaux avec toutefois une pluviométrie annuelle de 1800 mm en 130 jours de pluie. Pour Ambilobe, elle est de 1870 mm en 86 jours de pluie en moyenne.

II.2. ASPECTS DEMOGRAPHIQUES ET SOCIAUX

II.2.1. **Démographie**

II.2.1.1. Effectif de la population

Les données démographiques les plus récents que l'auteur a pu obtenir sont celles issues du recensement pré-campagne de 2005. En ce temps là, la zone d'influence du projet abritait 982 569 habitants.

Tableau 4 : Effectif de la population dans les Districts concernés

District	Nombre d'habitants
Ambilobe	156 380
Sambava	265 695
Antalaha	213830
Vohémar	183564
Andapa	163100
Total	982 569

Source : INSTAT/RGPH (2005)

II.2.1.2. Taux d'accroissement annuel de la population

Pour calculer le taux d'accroissement annuel de la population, au moins deux valeurs nous sont nécessaires. Pour ce faire, on utilisera les estimations de la population selon les deux derniers recensements officiels de Madagascar : le RGPH 1975 et le RGPH 1993.

. La population pour une année t donnée peut être calculée à partir de la formule suivante :

$$P(t) = P(t_0) \cdot (1 + \alpha)^{(t-t_0)} \quad (1)$$

Où,

$P(t)$: Effectif de la population à estimer à l'année t ;

$P(t_0)$: Effectif de la population à l'année t_0 prise comme référence ;

α : Taux d'accroissement annuel de la population.

D'où ,

$$\alpha = \left(\frac{P(t)}{P(t_0)} \right)^{\frac{1}{t-t_0}} - 1 \quad (2)$$

Pour Ambilobe, selon le RGPH 1975, on comptait 69 285 habitants ; et en 1993, on comptait 112 917 habitants. Ce qui nous donne :

$$\alpha = \left(\frac{112\,917}{69\,285} \right)^{\frac{1}{1993-1975}} - 1 = 2,8 \%$$

Les taux d'accroissement de la population pour les autres Districts seront calculés de la même manière.

Tableau 5 : Valeurs du taux d'accroissement annuel de la population

District	RGPH 1975(1)	RGPH 1993(1)	Taux d'accroissement (%)
Ambilobe	69 285	112 917	2,8
Sambava	116 752	190 788	2,8
Antalaha	87 665	149 684	3,0
Vohémar	86 923	136 320	2,5
Andapa	73 718	118 714	2,7

Source : (1) INSTAT (2013)

II.2.1.3. Perspective démographique

L'aménagement de la route est supposé s'achever en 2016. Ainsi, le nombre de la population pour cette année là sera estimé par la formule de l'équation (1), ainsi que celui de 2031, une fois la durée de vie de la route écoulée, soit 15 ans plus tard.

L'effectif de la population de l'année 2005 sera pris comme référence.

Tableau 6 : Estimation des populations en 2014, 2016 et 2031

District	Population en 2005	Taux d'accroissement	Population actuelle	Population en 2016	Population en 2031
Ambilobe	156 380	2,8	199 637	210 771	316 648
Sambava	265 695	2,8	339 646	358 695	540 088
Antalaha	213 830	3,0	279 411	296 524	463 110
Vohémar	183 564	2,5	229 879	241 665	351 615
Andapa	163 100	2,7	206 975	218 228	324 602

Ainsi, en 15 ans, la population aura augmenté de 67 % en moyenne. Cette croissance impliquera évidemment une augmentation des activités économiques, ce qui souligne la nécessité d'avoir des infrastructures routières en bon état.

II.2.2. Services sociaux

II.2.2.1. Santé

a. *Dispositif sanitaire*

L'accessibilité des citoyens aux soins médicaux est un facteur de développement pour un pays. Pour la zone d'influence du projet, les infrastructures sanitaires, publiques et privés (ou confessionnelles), dont les frais de soins ne sont pas toujours à la portée de tous, sont encore insuffisantes et mal réparties. Les Districts d'Andapa, d'Ambilobe sont les plus frappés par ce fléau. Le tableau suivant montre le nombre d'infrastructures sanitaires existantes pour chaque District :

Tableau 7 : Infrastructures de santé publiques et privées

District	Secteur public				Secteur privé			
	CSB1	CSB2	CHD1	CHD2	CSB1	CSB2	CHD1	CHD2
Ambilobe	6	10	1	0	3	4	1	1
Antalaha	16	9	0	1	1	4	0	0
Andapa	8	14	1	0	1	0	0	1
Sambava	9	23	0	1	0	4	0	0
Vohémar	23	8	0	0	1	1	0	1
Total	62	64	2	2	6	13	1	3

Légende :

- CSB1 : Centre de Santé de Base de niveau 1 (sans Médecin);
- CSB2 : Centre de Santé de Base de niveau 2 (avec Médecin) ;
- CHD1 : Centre Hospitalier de District de niveau 1 (pas de chirurgie) ;
- CHD2 : Centre Hospitalier de District de niveau 2 (avec chirurgie).

Source : Ministère de la Santé (décembre 1999)

Le personnel soignant est composé essentiellement d'Infirmiers (153), mais on y trouve aussi des Médecins (61) et des Sages-femmes (61), des aides sanitaires (44) et quelques dentistes (14).

Tableau 8 : Répartition du personnel soignant par secteur

District	Secteur public					Secteur privé				
	A	B	C	D	E	A	B	C	D	E
Ambilobe	6	1	9	11	7	6	1	9	32	4
Antalaha	18	1	18	32	13	8	4	1	5	0
Andapa	2	1	1	19	0	4	1	6	8	0
Sambava	5	1	15	42	14	7	1	0	0	0
Vohémar	2	1	0	2	2	3	0	2	2	4
Total	33	5	43	106	36	28	7	18	47	8

Légende :

- A : Médecin ;
- B : Dentiste ;
- C : Sage-femme ;
- D : Infirmier ;
- E : Aide sanitaire.

Source : Ministère de la Santé (1999)

La couverture sanitaire est encore très faible dans cette région. On parle d'un ratio moyen d'un Médecin pour 27 000 habitants contre 1:3500 au niveau national³.

b. Accès à l'eau potable

Par manque de données, on évaluera le taux d'accès de la population à l'eau potable par Régions mais non pas pour chaque District. Le tableau suivant montre le taux de desserte en eau potable pour les Régions de SAVA et de DIANA.

Tableau 9 : Taux de desserte en eau potable par Région (%)

Régions	Milieu urbain	Milieu rural	Ensemble
DIANA	88,72	36,39	51,46
SAVA	50,87	18,02	21,87
Madagascar	55,68	38,95	42,63

Source : INSTAT/EPM 2010/Ministère de l'eau (2011)

On constate que :

- La population du milieu rural est plus frappée par le problème d'accès à l'eau potable que celle du milieu urbain ;

³ **Source** : INSTAT/EPM (2010)

- Pour la Région de SAVA, le taux d'accès à l'eau potable est encore très faible, soit 21,87 % contre 42,63 % au niveau national⁴.

II.2.2.2. Enseignement et éducation

La zone d'influence dispose de plusieurs établissements d'enseignement publics et privés. La structure de la scolarité publique épouse celle de l'administration telles que :

- Une Ecole Primaire Publique (EPP) pour chaque Fokontany ;
- Un Collège d'Enseignement Secondaire (CEG) pour chaque Commune ;
- Un lycée par District.

Le tableau suivant représente la répartition des infrastructures éducatives existantes dans la zone d'influence

Tableau 10 : Répartition des établissements d'enseignement par niveau pour l'année scolaire 2010-2011.

District	Prescolaire		Ecole primaire		Collège		Lycée	
	Publique	Privé	Publique	Privée	Public	Privé	Public	Privé
Ambilobe	7	38	212	43	24	19	5	6
Andapa	-	45	179	68	13	48	1	7
Antalaha	-	65	246	31	18	11	1	5
Sambava	-	77	420	141	44	41	4	9
Vohémar	-	39	331	50	19	10	1	4

Source : Annuaire Statistique de l'Enseignement (2011)

Les problèmes rencontrés au niveau de l'enseignement sont multiples. On peut citer :

- La présence d'écoles non fonctionnelles à cause des destructions des locaux engendrées par les intempéries, ou l'inexistence d'enseignants dans les parties isolées ; Elles représentent 19,4 % pour la Région de SAVA⁵ ;
- Le sureffectif scolaire qui touche surtout les EPP. Les élèves se mettent à 5 ou à 6 sur un même banc :

Les chiffres atteignent 89 élèves par salle pour Sambava, 94 pour Antalaha, 81 pour Vohémar, 77 pour Andapa et 84 pour Ambilobe⁶ ;

⁴ **Source** : INSTAT/EPM (2010)

⁵ **Source** : Monographie de la Région de SAVA (Juin 2003)

⁶ **Source** : Direction Provinciale de l'Enseignement Antsiranana (2002)



- Nombre insuffisant d'enseignants par rapport au nombre d'élèves, le ratio moyen est de 70 élèves par enseignant⁷. Ce ratio élevé s'explique par l'insuffisance de recrutement de fonctionnaire imposé par la politique nationale d'austérité, ce qui ne permet pas de remplacer les enseignants retraités ou décédés.

II.2.2.3. Sécurité

La sécurité dans les parties urbaines est assurée par 05 commissariats de Police implantés dans chaque chef-lieu de District. Des compagnies et des brigades de la gendarmerie couvre la Région surtout dans les communes rurales.

On note aussi la présence de 02 unités de l'armée :

- La 711^{ème} Compagnie de l'Armée de Développement à Fanambana, Vohémar ;
- La BLIG ou la Brigade Légère d'Intervention du Génie basée à Sambava.

Les problèmes rencontrés dans le domaine de la sécurité publics sont l'insuffisance des agents de police et de la gendarmerie d'une part, et la manque flagrante de moyens matériels : Voitures de liaison, Motocross, ...qui retardent les interventions en cas de d'infractions.

II.3. ACTIVITES ECONOMIQUES

La RNS 5A joue un rôle important dans l'économie de la zone d'influence. Elle permet d'évacuer les produits locales pour être commercialisé dans d'autres Régions. Elle assure aussi la mobilité de la population par transport terrestre que ce soit pour des raisons commerciales ou touristiques. Afin de s'assurer de la rentabilité du projet, il est nécessaire d'évaluer la potentialité économique de la région.

II.3.1. Agriculture

La zone d'influence possède un potentiel agronomique important dû à ses conditions climatiques humides et à l'aptitude des sols favorables à toutes cultures tropicales et tempérées. La surface cultivable représente plus de la moitié de la superficie totale de la zone. Pourtant, seules 10 % de cette superficie cultivable est cultivée. Le tableau suivant donne les proportions de surfaces cultivées pour chaque District :

⁷ Source : Annuaire Statistique de l'Enseignement, 2010-2011

Tableau 11 : Répartition des surfaces cultivables et des surfaces cultivées par District

District	Surface totale (Ha)	Superficie cultivable (Ha)	Surface cultivée (Ha)	Pourcentage de surface cultivée (%)
Ambilobe	813 900	542 057	24 808	5
Antalaha	584 200	176 057	31 022	18
Sambava	503 400	161 088	64 117	40
Vohémar	898 800	771 800	29 782	4
Andapa	428 500	202 450	37 727	19
Total	3 228 800	1 853 452	187 456	10

Source : Annuaire Statistique Agricole (2011)

Les produits agricoles cultivés dans la région sont répartis dans les classes de spéculation suivantes :

- Les cultures vivrières comprenant le riz, le manioc, le maïs, le haricot, la patate douce; elles occupent 63,77 % des terres cultivées ;
- Les cultures de rente formées par le café, le cacao, le poivre, la vanille et le girofle ;
- Les cultures industrielles composées principalement par la canne à sucre et l'arachide ;
- Les fruits et légumes.

Les volumes de productions de chaque District sont livrés dans le tableau suivant :

Tableau 12 : Productions en tonnes pour chaque type de culture dans les Districts concernés pour l'année 2010

District		Ambilobe	Antalaha	Sambava	Andapa	Vohémar
Cultures vivrières	Riz	25 260	50 045	41 970	67 310	29 650
	Manioc	1 815	23 470	21 955	16 185	24 675
	Maïs	879	723	716	786	1292
	Patate douce	1 205	270	335	410	510
	Haricot	185	45	20	820	85
Cultures de rente	Vanille	-	75	1 050	390	1 250
	Café	100	280	980	1 450	2 140
	Girofle	-	10	100	5	-
	Poivre	190	10	5	25	20
	Cacao	80	-	15	-	-
Cultures industrielles	Arachide	55	30	10	185	-
	Canne à sucre	1 200	1 730	9 250	2 780	3 180

Source : Annuaire Statistique Agricole (2011)

Il est à noter que la production de riz constitue presque les deux tiers (63,5 %) de la production agricole de la zone.

II.3.2. Elevage

Le principal type d'élevage pratiqué est l'élevage bovin. L'élevage est de type traditionnel où les zébus sont associés aux travaux agricoles mais aussi aux offrandes lors de cérémonies traditionnelles. L'élevage porcin est encore peu important par rapport aux bovins mais connaît un accroissement du cheptel en raison de sa simplicité et du fait qu'il soit rapidement rémunérateur. L'effectif des ovins et caprins est appréciable pour Ambilobe ; tandis que pour SAVA, il est négligeable. Le tableau suivant montre l'effectif du cheptel pour chaque District :

Tableau 13 : Effectif du cheptel pour chaque District (Unité : Tête)

District	Bovins	Porcins	Ovins et Caprins
Ambilobe	115 000	25 000	17 280
Antalaha	32 800	1 600	2500
Sambava	18 300	2 250	2820
Vohémar	311 500	11 730	3250
Andapa	53 730	2 520	-
Total	416 330	18 100	8 570

Source : Annuaire Statistique agricole (2011)

L'effectif des bovins est très important pour Ambilobe et Vohémar à cause de la présence du port d'exportation de bovins sis à Vohémar.

L'élevage avicole reste une pratique traditionnelle et familiale, on compte 450 000 volailles à Ambilobe et environ 1 268 000 pour la Région de SAVA⁸. Le poulet constitue plus de la moitié de l'exploitation.

On recense aussi 16 apiculteurs pour 58 ruches à Ambilobe.

II.3.3. Pêche et ressources halieutiques

Avec ses 300 km de côte, ses lacs et ses rivières, la zone d'influence est idéale pour la pêche. De plus, les ressources halieutiques tant maritimes que continentales sont non négligeables. Seules la pêche artisanale et la pêche traditionnelle sont pratiquées dans la Région.

⁸ **Source** : Rapport de la Journée Africaine de la Statistique ou JAS 2011 / Direction Interrégionale de l'Elevage DIANA

La pêche traditionnelle se pratique généralement à pieds aux abords de l'eau, ou dans les meilleures des cas avec des embarcations non motorisées. Les matériels utilisés sont insuffisants et en mauvais état. Cependant, le volume de capture de la pêche traditionnelle de la Région de SAVA est estimé à 3200 tonnes en 2002, ce qui est supérieur à celui de la pêcherie industrielle de Nosy Be évalué à 2500 tonnes/an⁹.

La pêche artisanale, quant à elle est pratiquée sur des embarcations motorisées dont la puissance n'excède pas 25 CV. Ce secteur est encore très limité ; en 2002, on ne comptait que 10 embarcations dans toute la région. Le tonnage de la production est encore très faible. Le tableau suivant récapitule les produits de la pêche artisanale dans la Région avec leur quantité respective :

Tableau 14 : Production de la pêche artisanale

Produit	Quantité (tonnes)
Crevettes	1,97
Camarons	1,03
Langoustes	0,38
Crabes	0,31
Poissons	15,70
Céphalopodes et holothuries	14,90
Total	34,3

Source : Monographie de la Région de SAVA (juin 2003)

A cause du fait que la zone est encore très isolée, la production de pêche est essentiellement destinée à la vente locale et à l'autoconsommation.

II.3.4. Transport

II.3.4.1. Transport terrestre

Le transport routier demeure le moyen de transport le plus utilisé à Madagascar à cause de son faible coût. C'est aussi le cas pour notre zone d'influence. Malheureusement, le mauvais état des routes ne permet pas le bon fonctionnement du secteur transport. Les dégradations de la route entraînent la prolongation de la durée du trajet et l'augmentation du coût de transport. Le tableau suivant présente la situation du réseau routier à l'intérieur de chaque District :

⁹ Source : Monographie de la Région de SAVA, Juin 2003

Tableau 15 : Routes à l'intérieur de chaque District – données en [km]

District	Routes bitumées	Routes praticables toute l'année mais difficiles	Routes praticables seulement une partie de l'année
Ambilobe	92	194	143
Vohémar	113	240	115
Andapa	28	89	40
Antalaha	122	74	-
Sambava	128	136	49
Total	483	733	347
Pourcentage(%)	30,90	46,90	22,20

Source : Inventaire du Réseau Routier de Madagascar,
Louis Berger International (Novembre 1997)

II.3.4.2. Transport fluvial

Le transport fluvial ne constitue qu'une infime partie du secteur transport ; cependant, il tient un rôle important car c'est le moyen de transport fréquemment utilisé en saison de pluie, quand les routes sont difficilement accessibles, voire même inaccessibles. A la descente, il s'agit de transport de produits agricoles comme la vanille, le café, le girofle et le riz tandis qu'à la montée le chargement est composé essentiellement de Produits de Première Nécessité (PPN).

II.3.4.3. Transport maritime

La Région de SAVA est la partie de la zone concernée par le transport maritime. Elle comporte deux ports : celui de Vohémar et celui d'Antalaha. Ce sont des ports classés Port de Cabotage Secondaire destinés aux boutres et aux caboteurs. Le port de Vohémar sert surtout de transport de passagers interne à la Région tandis que le port d'Antalaha est plus axé sur le transport de marchandises.

Les produits exportés sont généralement acheminés par voie maritime sauf pour le cas rare de vanille haut de gamme en petite quantité.

II.3.4.4. Transport aérienne

Trois Districts possèdent des aéroports encore fonctionnels dont Sambava, Vohémar et Antalaha. Celui de Sambava enregistre le plus dense trafic. Il possède une piste de 2300 mètres pouvant recevoir les types d'avions suivants : Boeing 747 ; Boeing 737 ; HS 748 ; ATR ; TWIN OTTER et JET de moyenne puissance.

II.3.5. Tourisme

Le tourisme est un secteur caractéristique de la zone d'influence. Il y est particulièrement développé grâce à la richesse de la faune et flore et aux particularités des réalités écologiques endémiques. Les touristes ont l'embarras du choix entre :

- La réserve naturelle avec les forêts primaires et le mont MAROJEJY (2133 m) avec faune et flore endémiques à Andapa;
- Le lac ANTONOMARO, lieu d'excursion et de pêche et la vallée de BEMARIVO et de la Lokoho à Sambava ;
- Les sites sous-marins et les plages sur la zone côtière de Masoala ;
- Les circuits touristiques organisés comme le tour de la presqu'île Masoala, ou le circuit de grands randonnées autour d'Antalaha.

Cependant, comme tout secteur économique, le tourisme connaît des problèmes tels que les dégradations des voies d'accès aux sites, et les dégâts causées par les catastrophes naturelles surtout pour les aires protégés.

II.4. JUSTIFICATIONS DU PROJET

L'aménagement de la RNS 5A est donc justifié par les raisons suivantes :

- Le taux de pauvreté de la population est élevé à cause de l'isolement de la zone;
- La population mérite de vivre dans de meilleures conditions qui pourraient se faire grâce à l'amélioration des services sociaux ;
- Le climat à forte pluviométrie de la région désavantage la structure de route en terre, d'où la nécessité de revêtir la route ;
- La zone d'influence possède une forte potentialité économique qui demeure sous-exploité à cause de l'enclavement de la région.



CONCLUSION PARTIELLE

Cette première partie a montré que la zone d'influence du projet possède une potentialité économique considérable. Que ce soit dans le domaine de l'agriculture, l'élevage, la pêche ou encore le tourisme, elle possède des ressources énormes qui peuvent être mieux exploités. L'aménagement de la RNS 5A contribuera sûrement à l'essor de l'économie locale.

Une étude technique sera entreprise dans la partie suivante afin de définir les caractéristiques de la route à réaliser à partir des diverses données comme le trafic et les données géotechniques.

DEUXIEME PARTIE :

ETUDE TECHNIQUE

CHAPITRE III: DIAGNOSTIC DE LA CHAUSSEE

Cette partie vise la prise de connaissance de l'état actuel de la route. En raison du manque d'entretien, des problèmes d'assainissement qui entraîne l'infiltration d'eau, la route nationale RN5A reste une route difficilement praticable. En effet, elle n'est circulable que 8 mois sur 12. Entre le mois de Janvier et Avril, la circulation y est très difficile, voire même impossible sauf pour les véhicules 4x4. Des barrières de pluie sont mises en place le long de l'axe pour limiter les dégradations causées par les poids lourds durant la saison des pluies.

III.1. RELEVE DES DEGRADATIONS

Les dégradations d'une route comprennent :

- Les dégradations de la chaussée ;
- Les dégradations des ouvrages d'assainissement;
- Les dégradations des ouvrages connexes à la route : pont, panneaux de signalisation,...

III.1.1. Dégradations de la chaussée

Les dégradations de la route en terre sont causées principalement par l'eau qui est le premier ennemi de la route. En effet, l'eau entraîne une chute de portance des différentes couches de la chaussée et fragilise celle ci.

Les principales dégradations relevées sur l'axe RN5A lors de l'auscultation visuelle sont :

- Les ornières ;
- Les profils en W.
- Le bourbier ;
- Les ravinements longitudinaux et transversaux ;

III.1.1.1. Ornières

a. *Définition*

Ce sont des déformations peu profondes de la couche de roulement au niveau des traces de roues.

b. Localisations

- PK 42+700 – PK 43+000 ;
- PK 57+150 – PK 57+300 ;
- PK 42+700 – PK 43+000
- PK 57+150 – PK 57+300
- PK 57+400 – PK 57+800 ;
- PK 58+200 – PK 58+500.
- PK 57+400 – PK 57+800
- PK 58+200 – PK 58+500

c. Causes

- Mauvais compactage lors de la réalisation de la route ;
- Insuffisance de portance de l'assise de la chaussée par rapport au trafic ;
- Fatigue de la chaussée due aux passages répétés des véhicules lourds sur la bande de roulement ;

d. Evolution sans entretien

- Approfondissement et élargissement des ornières ;
- Profil en W

e. Solution

Rechargement en Matériaux sélectionnés

III.1.1.2. Profils en W

a. Définition

Ce sont des dégradations spécifiques à la route en terre qui se présentent par des tranchées parallèles sur les traces des roues.

b. Localisations

- PK 31+500 – PK 31+935 ;
- PK 33+000 – PK 33+210 ;
- PK 33+650 – PK 33+850 ;
- PK 34+300 – PK 35+000 ;
- PK 36+350 – PK 36+900 ;
- PK 38+500 – PK 38+820 ;
- PK 44+200 – PK 44+315 ;
- PK 49+180 – PK 50+460 ;
- PK 51+250 – PK 51+750.

c. Causes

- Roulement des charrettes à bandage métalliques ;
- Evolution sans entretien des ornières.

d. Evolution sans entretien

Approfondissement des frayées.

e. Solutions

- Reprofilage lourd si le volume d'apport de matériaux est supérieur ou égal à $100 m^3/100 ml$;
- Reprofilage léger si le volume d'apport de matériaux est strictement inférieur à $100 m^3/100 ml$.



Figure 3 : Profil en W du PK 17+ 400 au PK 17 + 600

III.1.1.3. Bourbier

a. Définition

Le bourbier est la concentration de boue profonde dans les zones basses de la route pendant la saison de pluie.

b. Localisations

- PK 30+500 ;
- PK 31+000 ;
- PK 31+050 ;
- PK 40+300

c. Causes

- Insuffisance de bombement ou de pente unique;
- Insuffisance ou inexistence des ouvrages d'assainissement ;
- Bouchage des ouvrages d'assainissement.

d. Evolution sans entretien

Elargissement et approfondissement des bourbiers

e. Solutions

- Réalisation de bombement ou de pente unique ;
- Purge de 1 m de profondeur puis mise en œuvre par couche de GCNT de 15 à 20 cm d'épaisseur ;
- Création d'ouvrages d'assainissement.



Figure 4 : Bourbier, PK 53+400

III.1.1.4. Ravinements*a. Définition*

Ce sont des déformations de la route qui se présentent sous la forme de traces d'eau.

b. Localisations

- PK 30+500 – PK 30+800 ;
- PK 32+200 – PK 32+640 ;
- PK 35+400 – PK 5+500
- PK 47+850 – PK 49+030 ;
- PK 50+450 – PK 50+700 ;
- PK 59+000 – PK 59+150

c. Causes

Les ravinements sont causés par les ruissellements des eaux de surface dus à :

- Un mauvais assainissement de la route ;
- Absence de profil en toit.

d. Evolution sans entretien

Les traces des roues s'approfondissent et deviennent des « Lavaka ».

e. Solutions

- Création ou réparation des ouvrages d'assainissement ;
- Reprofilage de la plateforme.



Figure 5 : Ravinement profond sur chaussée, PK 35+500

Des dégradations plus ou moins importantes sont constatées tout au long de la route. Ainsi, au lieu de procéder à un entretien périodique ou à une réhabilitation dont le coût serait onéreux, et pour profiter d'une meilleure condition d'utilisation, on propose l'aménagement de la route. Le schéma d'itinéraire et d'aménagement (voir Annexe 14) donne les détails de l'état des lieux et des travaux à réaliser.

III.1.2. Dégradations des ouvrages d'assainissement

Les ouvrages d'assainissement recensés sur l'axe RN5A sont généralement en mauvais état. Le réseau d'assainissement est composé de dalots, de buses métalliques, de fossés latéraux en terre et une petite partie de fossés maçonnés (environ 350 ml).

III.1.2.1. Ensablement partiel ou total des ouvrages

a. Causes

- L'absence ou l'insuffisance de la pente longitudinale ;
- Absence d'entretien courant.

b. Evolution sans entretien

Sans entretien, il y aura obstruction totale de l'ouvrage

c. Solution

Curage périodique de l'ouvrage.



Figure 6 : Buse métallique ensablé, PK 37+501

III.1.2.2. Envahissement par la végétation

a. *Cause*

Manque d'entretien.

b. *Evolution sans entretien*

Obstruction de l'ouvrage

c. *Solution*

Débroussaillage et curage.



Figure 7 : Buse et fossé envahis par la végétation

III.1.2.3. Dalot avec dalle de couverture détruite

a. *Cause*

Absence ou insuffisance du remblai au dessus de la dalle de couverture.

b. Evolution sans entretien

- Destruction du dalot ;
- Problème d'assainissement.

c. Solution

Démolition et reconstruction de la dalle ou du dalot entier.



Figure 8 : Dalle de couverture de dalot ruinée, PK 33+650

III.1.2.4. Récapitulation

Les ouvrages d'assainissement sont vraiment insuffisants et ceux qui existent sont en très mauvais état. La construction de fossés, d'ouvrages d'assainissement sont obligatoires pour maintenir la route en bon état.

III.1.3. Autres dégradations

III.1.3.1. Dégradations des ponts

La principale dégradation de pont recensée est la fissure 45° . On remarque aussi l'état très dégradée des ponts semi-définitifs.



Figure 9 : Disparition des platelages et des bandes de roulement, PK 56+950



Figure 10 : Fissure de la poutre du pont Basoro, PK 33+650

Le tableau suivant donne les détails sur les ponts se trouvant sur le tronçon étudié.

Tableau 16 : Dégradation des ponts

Localisation	Nom	Longueur (m)	Etat actuel	Matériaux	Solution
PK 33+650	Pont de Basoro	22,00	Fissure 45°	Béton armé	Réhabilitation
PK 46+300	Pont d'Ankaramy	32,00	Fissure 45°	Béton armé	Réhabilitation
PK 56+950	Pont semi-définitif	13,00	Très dégradée	Mixte	A rendre définitif

Source : DRTP Diana (2013)

III.1.3.2. Inexistance de panneaux de prescriptions

Il n'existe pas un seul panneau de prescription tout au long de la route. Alors que ceux-ci sont essentiels pour la sécurité routière. C'est pour cette raison qu'il est nécessaire de prévoir des panneaux de prescription lors de l'aménagement de la route.

III.1.3.3. Dégradation des bornes kilométriques

Certaines bornes kilométriques sont en mauvais état à cause du manque d'entretien.



Figure 11 : Panneaux de signalisation

III.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA NOUVELLE CHAUSSEE

III.2.1. Vitesse de base

Dans ce projet, le terrain traversé est en majeure partie plat avec un trafic entre 50 et 500 véhicules par jour (voir paragraphe V.3). D'où la vitesse de base considérée est de 60 km/h .

III.2.2. Tracé en plan

L'ancien tracé sera retenu pour éviter de grands terrassements. Le tracé mesure $30,00 \text{ km}$. Le rayon de courbure minimal est de 120 m .

III.2.3. Surlargeur

Une surlargeur est nécessaire pour les courbes dont le rayon de courbure est inférieur à 200 m . Elle est définie par la relation :

$$S = \frac{nl^2}{2R} \quad (3)$$

Où : n : Nombre de voies , $n = 2$;

l : Longueur de véhicule , $l = 10 \text{ m}$;

R : Rayon de courbure.

Le cas défavorable sera considéré :

$$\text{Pour } R = 120 \text{ m}, S = \frac{2 \times 10^2}{2 \times 120} = 0,84 \text{ m}$$

Ainsi, la surlageur est de $0,84 \text{ m}$

III.2.4. Profil en long

Le profil en long du projet présente des pentes variant de $0,17$ à $6,34 \%$. Ces valeurs sont tous en dessous de la pente maximale imposée par une vitesse de base de 60 km/h qui est de 12% . Un exemple de profil en long est représenté à l'Annexe 1.

III.2.5. Profils en travers

Les profils en travers sont composés principalement de profils mixtes.

Le profil en travers aura les caractéristiques suivantes :

- Largeur de la chaussée : $6,00 \text{ m}$;
- Largeur des accotements : $1,50 \text{ m} \times 2$ (y compris arrondis de talus) ;

- Dévers :
 - Section courante :
 - Chaussée : 2,5 % ;
 - Accotements : 4 % .
 - Section déversée :
 - Chaussée : D %
 - Accotements :
 - Si $D < 4 \%$, $D_1 = 4 \%$ et $D_2 = 4 \%$;
 - Si $D \geq 4 \%$, $D_1 = 2,5 - 4 \%$ et $D_2 = D \%$;

Les figures suivantes présentent les profils en travers types de la chaussée, en section courante et en section déversée :

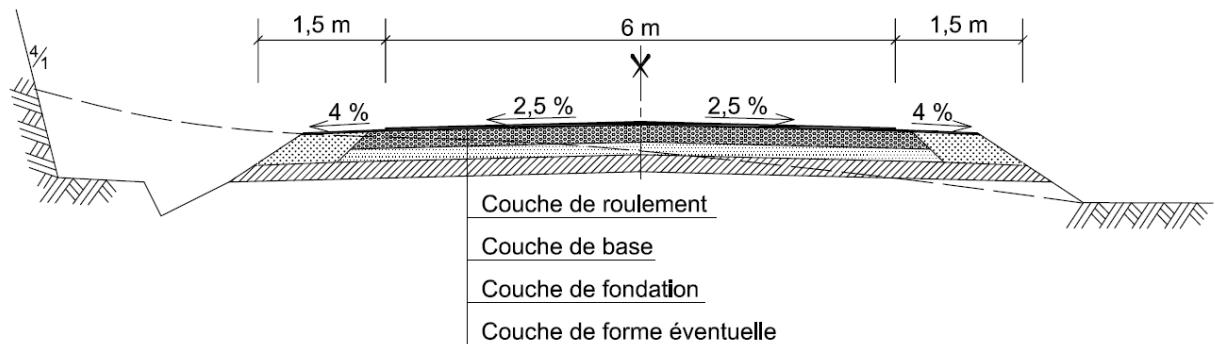


Figure 12 : Profil en travers type - section courante

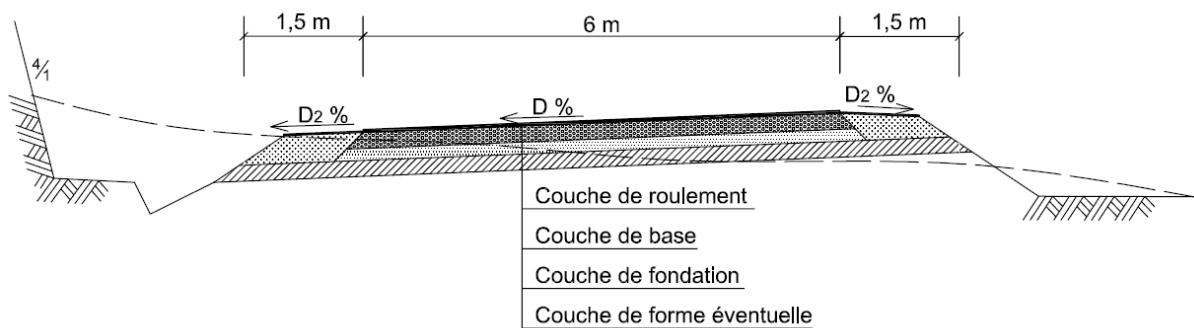


Figure 13 : Profil en travers type - section déversée

CHAPITRE IV: ETUDE DES MATERIAUX ET GEOTECHNIQUE

L'objet de ce chapitre est l'étude des matériaux à utiliser pour la réalisation des différentes couches de la chaussée. L'étude comprend :

- Les spécifications des matériaux du projet ;
- La détermination des provenances des matériaux ;
- La reconnaissance géotechnique du tracé.

IV.1. SPECIFICATIONS DES MATERIAUX DU PROJET

IV.1.1. Matériaux pour remblai

Le remblai est un terrassement construit sur le terrain naturel dans le but de rehausser le niveau de celui-ci.

Le remblai sera constitué de Matériaux Sélectionnés (MS) pouvant provenir, soit des déblais des profils voisins si la qualité de ceux-ci répond aux spécifications requises, soit des emprunts situés aux plus faibles distances possibles des lieux d'emploi.

Les matériaux pour remblais doivent être exempts de tous éléments végétaux, d'humus, de matières organiques et de grosses pierres. Ils doivent aussi présenter les caractéristiques suivantes :

Tableau 17 : Spécifications des matériaux pour remblai

Caractéristiques	Spécifications
Matériaux de corps de remblai	
D max [mm]	200
Gonflement CBR G [%]	< 3
Indice de plasticité I_p	< 30
Epaisseur maximale par couche [cm]	30
Indice de compacité	$\geq 90\% \text{ OPM}$
Matériaux de plateforme	
D max [mm]	100
Gonflement CBR G [%]	< 3
Indice de plasticité I_p	< 30
Indice de compacité	$\geq 95\% \text{ OPM}$

IV.1.2. Matériaux pour couche de forme et couche de fondation

Les matériaux employés pour couche de forme, accotements, bernes, et couche de fondation sont des Matériaux Naturels Sélectionnés (MNS) provenant de gîtes et qui doivent remplir les conditions suivantes :

Tableau 18 : Spécifications des matériaux pour couche de forme

Caractéristiques	Spécifications
D maxi [mm]	< 80
Pourcentage des fines F [%]	< 35
Indice de plasticité I_p	< 25
Densité sèche maximale à l'OPM	> 2,05
CBR 95 % OPM, 4 jours d'immersion	≥ 15
Gonflement linéaire G [%]	< 2

Tableau 19 : Spécifications des matériaux pour couche de fondation

Caractéristiques	Spécifications
D maxi [mm]	< 50
Pourcentage des fines [%]	< 35
Indice de plasticité I_p	< 20
Densité sèche maximale à l'OPM	> 2,05
CBR 95 % OPM, 4 jours d'immersion	≥ 30
Gonflement linéaire G [%]	< 1

IV.1.3. Matériaux pour couche de base

Le matériau utilisé pour la couche de base est la Grave Concassée Non Traitée (GCNT) 0/31⁵ obtenues par concassage et criblage de roche massive. Ce matériau doit satisfaire aux spécifications suivantes :

Tableau 20 : Spécifications des matériaux pour couche de base

Caractéristiques	Spécifications
Indice de plasticité I_p	< 6
Equivalent de sable ES	≥ 40
Coefficient d'aplatissement CA	≤ 25
Coefficient Los Angeles LA	< 30
Coefficient Micro-Déval en présence d'eau MDE	≤ 25
CBR 95 % OPM, 4 jours d'immersion	≥ 80

Les caractéristiques de fabrication du matériau sont tels que :

- Granulométrie : 0/31⁵ ;
- Le fuseau de référence dans la quelle doit se trouver la courbe granulométrique est donné dans le tableau suivant :

Tableau 21: Fuseau de spécification pour GCNT 0/31⁵

Ouverture du tamis [mm]	Tamisat min - max [%]
31,5	85 – 100
20	62 – 90
10	35 – 62
6,3	25 – 50
4	19 – 43
2	14 – 34
0,5	5 – 20
0,2	3 – 14
0,08	2 – 10

Source : Cours de Technologie routière, 2012

IV.1.4. Matériaux pour couche de roulement

La couche de roulement de la chaussée sera constituée de Béton Bitumineux (BB) 0/14. C'est un enrobé fabriqué par le mélange d'un liant hydrocarboné éventuellement dopé, de filler et de granulats concassés issus de carrières agréées.

IV.1.4.1. Liant

Le liant utilisé sera du bitume pur 50/70 car elle ne pose pas de problème d'évaporation de solvants. Il doit avoir les spécifications suivantes :

Tableau 22 : Spécifications du bitume pur 50/70

Pénétrabilité à 25°C [1/10 mm]		Point de ramollissement [°C]		Température usuelle de fabrication [°C]		Température maximale d'enrobée [°C]
Min	Max	Min	Max	Min	Max	
50	70	46	54	160	180	195

Source : Cours route II (2012)

IV.1.4.2. Granulats

Les granulats doivent être parfaitement propres, exempts de terre, de matières organiques et détritus. Ils seront issus d'une roche possédant les qualités suivantes :

Tableau 23 : Spécifications des granulats pour béton bitumineux

Caractéristiques	Spécifications
Coefficient Los Angeles LA	< 30
Désenrobage après 24 h d'immersion	≤ 15
Adhésivité passive	≥ 90
Equivalent de sable ES	> 50

IV.2. PROVENANCE DES MATERIAUX

Les matériaux utilisés dans les constructions routiers proviennent des gisements. On distingue deux types de gisement : Les gisements meubles et les gisements rocheux.

Le choix des gisements à exploiter dépend de trois facteurs :

- Les matériaux provenant de ces gisements doivent répondre aux spécifications requises pour leurs utilisations ;
- Les gisements doivent être accessibles et se trouver le plus près possible du chantier ;
- La puissance des gisements doit être suffisante.

IV.2.1. Gisements meubles

Les gisements meubles peuvent être des emprunts ou des gîtes selon le CBR des matériaux qu'ils offrent. Un emprunt est un lieu d'extraction de matériaux de $CBR \leq 20$, il est utilisé pour les matériaux de remblais et de couche de forme ; tandis que le gîte est un lieu d'extraction de MS de $CBR > 20$, il est utilisé pour les matériaux de couche de fondation.

IV.2.1.1. Reconnaissance des gisements meubles

Les listes des gisements meubles répondant aux spécifications requises sont données dans les tableaux de l'Annexe 2.

IV.2.1.2. Choix des gisements meubles

Les gisements retenus pour l'aménagement du tronçon étudié sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Gisements meubles retenus

	N°	Localisation	Distance de la RN5A	Puissance estimée (m^3)	Accès	Observations
Gîtes	G9	PK 34+370	0	20 000	Direct à partir de la RN5A	Grande potentialité
	G11	PK 40+350	0	10 000	Direct à partir de la RN5A	Proximité de la route dans un déblai
	G13	PK 46+550	0	22 000	Direct à partir de la RN5A	Grande potentialité et extension possible
	G16	PK 59+550	0	25 000	Direct à partir de la RN5A	
Emprunts	G10	PK 38+640	0	10 000	Direct à partir de la RN5A	Extension possible
	G14	PK 55+520	150 m à droite	10 000	150 m de piste à réhabiliter	

IV.2.2. Gisements rocheux

Les gisements rocheux ou carrières sont les lieux d'extraction des roches utilisées pour la couche de base et la couche de roulement.

IV.2.2.1. Reconnaissance des carrières

Les carrières agréées existants sur l'axe sont données à l'Annexe 2 :

IV.2.2.2. Choix des carrières

Les carrières retenues pour l'étude de ce tronçon sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 25 : Carrières retenues

Réf	PK	Côté	Distance de la RN5A (m)	Accès	Nature	Volume estimé (m ³)	Observations
C4	58,900	D	0	Direct à partir de la RN 5A	Grès	70.000	Affleurements rocheux visible sur une surface de plus de 6000 m ²

IV.3. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU TRACE

La reconnaissance géotechnique s'est fait à travers 99 sondages de 1,00 m de profondeur, réalisés par le personnel du LNTPB.

Les essais effectués au laboratoire sur ces échantillons de sondage ont permis de classer la plateforme en 4 familles de sol à savoir le sable argileux, le sable limoneux, l'argile peu ou très plastique et le limon peu ou très plastique. Les sols fins ont été classés à partir du diagramme de plasticité selon la classification LPC.

Les résultats des sondages pour le tronçon considéré sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Résultats des essais de laboratoire sur les échantillons de plateforme

PK	Nature	Classification LPC	CBR
31,900		Ap	10
36,954		Ap	<5
38,640	AL rouge	Ap	<5
41,652		Ap – Lp	3
43,142		Ap	15
43,852		Ap - SA - Lt	<5
45,000		Ap – SL	15
45,768		Ap	15

Tableau 26 : (Suite)

PK	Nature	Classification	CBR
47,283		Ap	8
48,256		Ap	6
51,190	AL brun	Lt	6
51,258		Ap	10
54,023		Ap	8
57,658		SA - Ap	10
59,340	LS jaune à nodules	SA	30

Légende :

Sol : S : Sable - L : Limon - A : Argile ;

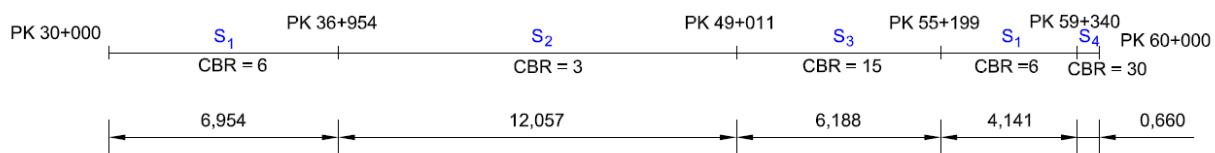
Plasticité : t : très plastique – p : peu plastique.

Source : ARM (2005)

D'après la nature des sols de plateforme et de leur CBR, on peut découper le tracé en quatre (04) zones homogènes :

Tableau 27 : Délimitation des zones homogènes

Zone	Localisation	Longueur (km)	Distance cumulée (km)	CBR
1	PK 30+000 au PK 36+954	6,954	6,954	6
	PK 47+283 au PK 59+340	12,057	19,011	
2	PK 36+954 au PK 43+142	6,188	25,199	3
3	PK 43+142 au PK 47+283	4,141	29,340	15
4	PK 59+340 au PK 60+000	0,660	30,000	30


Figure 14 : Délimitations des sections homogènes, distances en km.

CHAPITRE V: ETUDE DU TRAFIC

L'étude du trafic est une étape essentielle pour pouvoir dimensionner la chaussée. En effet, la structure de la nouvelle chaussée à réaliser est fonction du volume et de la composition du trafic qu'elle aura à supporter, en particulier, la proportion de poids lourds.

V.1. TRAFIC PASSE

La connaissance du trafic passé permet d'apprécier l'évolution du trafic et d'analyser les résultats.

Deux campagnes de comptage seront considérées pour l'étude du trafic passé dont :

- Celle de 2008 réalisée par l'ARM ; par manque de données, la répartition du trafic par catégories de véhicules n'est pas spécifiée ;
- Celle de 2010 réalisée par le MTPM dans le cadre d'un comptage au niveau national afin d'alimenter la banque de données routières du ministère. Le comptage a été fait manuellement durant sept jours, du 31 Mars au 06 Avril 2010, 24h/24.

Les résultats des comptages sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 28 : Trafic journalier suivant 6 catégories de véhicules en 2010

Véhicules		2008	2010
Voitures légères	Véhicules particuliers	130	2
	Minibus, 4x4, bâchée (≤ 30 places)		9
Poids Lourds	Autocars (> 30 places), PTC < 10T	112	2
	Camion et autocar de $10T \leq PTC \leq 16T$		1
	Camion de PTC > 16T		-
	Train double et articulé		-
Total		242	14
Moyens Intermédiaires de Transport (MIT)	Bicyclette	Non répertorié	709
	Charrette		32
	Moto		17
Total		-	758

Source : MTPM (2010)

On remarque un Trafic Moyen Journalier (TMJ) extrêmement bas pour l'année 2010, il n'atteint même pas le seuil économique de trafic dans le cas des routes en terre qui est de 50 véhicules par jour. Ceci est dû à :

- Le très mauvais état de la route ;
- La campagne de comptage qui s'est tenue en pleine saison de pluie : période pendant laquelle la majorité des camions et poids lourds n'empruntent pas les routes en terre de peur des embourbements ;
- Le climat d'insécurité généré par la crise politique.

V.2. TRAFIC ACTUEL

On n'a pas pu disposer du trafic actuel, faute de descente sur terrain. Cependant, le trafic actuel pourrait être similaire à celui de l'année 2010 malgré l'augmentation du parc automobile étant donné que la route n'a reçu que des entretiens minimaux suivant la contrainte budgétaire au cours de ces dernières années.

V.3. TRAFIC A L'ANNEE DE MISE EN SERVICE

Le trafic à l'année de mise en service est la base du dimensionnement de la nouvelle chaussée. C'est pourquoi il est important de bien l'évaluer.

V.3.1. Trafic normal

Le trafic normal à l'année de mise en service devrait être estimé à partir du trafic le plus récent, en d'autre terme celui de 2010. Pourtant, à cause du fait que le TMJ est très faible, il serait imprudent de l'utiliser comme trafic de référence pour l'estimation. Ainsi, dans le souci de se mettre dans la sécurité, l'année 2008 sera prise comme année de référence.

En supposant que la réalisation de la route commence en Octobre 2014, sa réception définitive devrait avoir lieu en Avril 2016. Ce qui veut dire que 2016 est l'année de mise en service de la route.

La projection normale du trafic à l'année de mise en service est donnée par la formule :

$$T_n = T_0 \times (1 + \alpha)^n \quad (4)$$

Où : T_n – TMJ de l'année n ;

T_0 – TMJ de l'année référence ;

n – Nombre d'années de projection.

α - Taux d'accroissement annuel du trafic. Il sera pris égal à 7% car c'est le taux utilisé par le MTPM pour les projets routiers à Madagascar.

Pour les voitures légères par exemple :

$$T_{2016} = 130 \times (1 + 0,07)^{2016-2008} = 223 \text{ véhicules}$$

Tableau 29 : Projection du trafic en 2016

Véhicules	TMJ
Voitures Légères	223
Poids Lourds	192
Total	416

V.3.2. Trafic induit

Le trafic induit est le trafic généré suite à la mise en service de la route améliorée. Etant donné que la Région de SAVA est une Région à vocation touristique et agricole, l'aménagement de la RNS 5A développera considérablement ces deux secteurs, qui rappelons le, utilisent beaucoup le secteur de transport. Ainsi, il serait avisé de prendre un trafic induit correspondant à un surplus de 10 % du trafic normal.

V.3.3. Trafic dévié

Le trafic dévié est le trafic qui devait normalement emprunter la RNS 5A, mais en raison de la détérioration de la route, a emprunté un autre axe ou un autre moyen de transport. C'est le cas des transports de marchandises qui va de la Région de SAVA à la ville d'Antsiranana qui, au lieu de passer par le RNS 5A, prenait la voie maritime. De même, une partie du trafic aérien qui relie la Région à la capitale, ou aux villes voisines s'ajoutera sûrement au trafic terrestre en raison de son faible coût de transport. Le volume de ce trafic dévié sera pris égal à 10% du trafic normal.

D'où pour les voitures légères :

$$T_{induit} = T_{dévié} = 223 \times 0,1 = 23 \text{ véhicules}$$

Le trafic total à l'année de mise en service pour les voitures légères est donc :

$$T = 223 + 23 + 23 = 269 \text{ véhicules}$$

Le tableau suivant récapitule la valeur du trafic à l'année de mise en service compte tenu du trafic normal, du trafic induit et du trafic dévié :

Tableau 30 : Trafic à l'année de mise en service total

Véhicules	TMJ
Voitures Légères	268
Poids Lourds	231
Total	499

CHAPITRE VI: DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE

L'objet de ce chapitre est la détermination de la nature et de l'épaisseur des différentes couches qui constituent la chaussée. En effet, les couches doivent présenter les caractéristiques adéquates et les épaisseurs suffisantes pour supporter les contraintes auxquelles la chaussée sera soumise pendant sa durée de vie.

VI.1. METHODOLOGIE

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement d'une nouvelle chaussée telles que :

- Les méthodes anglophones comme les méthodes AASHO, RRL et ASPHALT INSTITUTE;
- Les méthodes françaises comme la méthode LCPC ;
- Les méthodes spécifiques à un type de climat comme la méthode de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux réalisée par le CEBTP ;
- Les méthodes élaborées par chaque pays en se basant par les expériences acquises par le suivi des comportements des réseaux routiers : c'est le cas de la méthode LNTPB pour Madagascar.

Mais les hypothèses restent les mêmes pour ces différentes méthodes à savoir la connaissance du sol de plateforme, les caractéristiques des matériaux à utiliser et du trafic.

Pour l'aménagement de la RNS 5A, les méthodes utilisées seront la méthode LNTPB, la méthode de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux par le CEBTP et à titre de comparaison la méthode LCPC.

VI.2. DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE PAR LA METHODE LNTPB

VI.2.1. Epaisseur équivalente

Théoriquement, l'épaisseur équivalente est définie par la formule :

$$e_{LNTPB} = \frac{e_{RRL,66} + 3e_{AI}}{4} \quad (5)$$

Avec :

- e_{LNTPB} : épaisseur équivalente obtenue par la méthode LNTPB ;
- $e_{RRL,66}$: épaisseur équivalente obtenue par la méthode RRL ;

- e_{AI} : épaisseur équivalente obtenue par la méthode de l'ASPHALT INSTITUTE.

Mais pratiquement, la détermination de l'épaisseur équivalente se fait par lecture d'abaque qui est fonction du trafic et du sol de plateforme. On distingue deux types d'abaques selon le pourcentage des poids lourds dans le trafic:

- L'abaque de classe TN pour les trafics à répartition normale de poids lourds : il est utilisé pour les trafics dont les poids lourds représentent moins de 30% du trafic total et ;
- L'abaque de classe TL pour les trafics à forte proportion de poids lourds utilisé dans le cas contraire.

VI.2.1.1. Pourcentage des poids lourds

Le pourcentage de poids lourds est déterminé par le rapport du trafic corrigé par le trafic total. Soit P le pourcentage de poids lourds, P est obtenu par la formule :

$$P = \frac{N'}{N} \times 100 \quad (6)$$

Où :

- N' : le trafic corrigé de poids lourds ;
- N : le trafic total.

Trafic corrigé de poids lourds

Le trafic corrigé de poids lourds est fonction du taux de croissance du trafic et de la durée de vie estimée de la chaussée. Il a pour expression :

$$N' = \alpha \cdot \beta \cdot N_{PL} \quad (7)$$

Avec :

- N' : Trafic cumulé de poids lourds ;
- N_{PL} : Nombre de poids lourds journaliers dans les deux sens ;
- α : Coefficient correcteur de l'accroissement ;
- β : Coefficient correcteur de la durée de vie de la chaussée.

Les valeurs des coefficients correcteurs α et β sont données dans les tableaux suivants :

Tableau 31 : Valeur de α en fonction du taux d'accroissement du trafic

Taux d'accroissement du trafic [%]	Facteur correcteur α
6	0,73
7	0,79
8	0,85
10	1,00
12	1,17
15	1,50

Source : Cours de route II (2012)

Tableau 32 : Valeur de β en fonction de la durée de vie de la route

Durée de vie d [ans]	Facteur correcteur β
8	0,36
10	0,5
15	1
20	1,8

Source : Cours de route II (2012)

Comme susdits dans le chapitre suivant, les hypothèses utilisées sont :

- Taux d'accroissement du trafic : 7% ;
- Durée de vie de la route : 15 ans.

Ceux qui donnent : $\begin{cases} \alpha = 0,79 \\ \beta = 1,00 \end{cases}$

Et comme $N_{PL} = 231$ vél/j,

$$N' = 1,00 \times 0,79 \times 231$$

$$N' = \mathbf{183 \ PL/j}$$

D'où le pourcentage de poids lourds :

$$P = \frac{183}{499} \times 100$$

$$P = \mathbf{36,67 \% \geq 30\%}$$

Il s'agit donc d'un **trafic à forte proportion de poids lourds**. Par conséquent, on utilise l'abaque de classe TL pour la détermination de l'épaisseur équivalente (cf. Annexe 2)

VI.2.1.2. Epaisseur équivalente e_{eq}

L'abaque mis au point par le laboratoire LNTPB qui donne l'épaisseur équivalente dépend de deux paramètres :

- Le trafic corrigé de poids lourds N';
- Et le CBR du sol de plateforme.

Le tableau suivant relate les valeurs de l'épaisseur équivalente pour chaque tronçon homogène :

Tableau 33 : Valeurs de l'épaisseur équivalente pour chaque tronçon homogène

Zone	CBR du sol support	Epaisseur équivalente (cm)
1	6	41,3
2	3	57,4
3	15	30,6
4	30	24,9

VI.2.2. Epaisseurs réelles de chaque couche

Les épaisseurs de chaque couche doivent respecter la relation suivante :

$$e_{eq} = a_f h_f + a_b h_b + a_r h_r \quad (8)$$

Où a_f, a_b et a_r représentent respectivement le coefficient d'équivalence du matériau de la couche de fondation, celui de la couche de base et celui de la couche de roulement ;

Et h_f, h_b et h_r représentent leur épaisseur respective.

La méthode consiste à calculer l'épaisseur d'une couche en se donnant celles des deux autres tout en respectant les épaisseurs minimales. Dans cette étude, l'épaisseur de la couche de roulement et celle de la couche de base seront fixées ; celle de la couche de fondation se calculera alors par la formule :

$$h_f = \frac{e_{eq} - (a_b h_b + a_r h_r)}{a_f} \quad (9)$$

VI.2.2.1. Choix des matériaux utilisés

Il existe une multitude de solution possible. Mais la structure de chaussée suivante sera adoptée:

- Couche de fondation : On utilisera du Matériau Sélectionné (MS) pour son prix relativement bas ;

- Couche de base : On choisit la Grave Concassée Non Traité (GCNT) car elle est moins chère par rapport aux matériaux liés comme la Grave Bitume (GB) ;
- Couche de roulement : Le Béton Bitumineux (BB) sera choisi au détriment de l'Enrobé Dense à Chaud (EDC) car son très bon imperméabilité est bien adaptée au climat local.

VI.2.2.2. Coefficients d'équivalence des matériaux

Les coefficients d'équivalence sont déduits des essais AASHO. Ils sont fonctions des modules de déformation à la plaque E_i du matériau i et se calculent par la formule empirique :

$$a_i = \sqrt[3]{\frac{E_i}{5000}} \quad (10)$$

Où : a_i – Coefficient d'équivalence du matériau i ;

E_i - Module d'élasticité du matériau i [MPa].

Le tableau suivant donne quelques valeurs de coefficient d'équivalence fréquemment utilisés :

Tableau 34 : Quelques valeurs de coefficient d'équivalence

Matériau	Coefficient d'équivalence	
BB/EDC	2	
GB	1,5	
GCNT	1	
Matériau Sélectionné	CBR \geq 40	0,75
	30 < CBR \leq 40	0,7
	20 < CBR \leq 30	0,6
	15 < CBR \leq 20	0,5

Source : Cours de routes II (2012)

De ce tableau, on obtient :

- $a_r = 2$;
- $a_b = 1$;
- $a_f = 0,7$.

VI.2.2.3. Epaisseur minimale

L'épaisseur minimale de la couche de roulement dépend uniquement du trafic tandis que celle de la couche de base dépend du trafic et de la valeur du CBR de la couche de fondation. Le tableau suivant donne les valeurs de l'épaisseur minimale pour un trafic lourd :

Tableau 35 : Epaisseurs minimales de la couche de roulement et de la couche de base

Couche	Trafic N [véh/j]	CBR de la CF	Epaisseur minimale [cm]	Observation
Roulement	10 à 20	-	2	Bicouche
	≥ 50		3 ou 4	EDC - BB
Base	10 à 20	20 à 30	20	
		≥ 30	15	
	≥ 50	20 à 30	25	
		≥ 30	20	

Source : Cours de routes II (2012)

Etant donné que $N = 231$ véh/j, les valeurs à prendre en compte sont :

- $h_{r,min} = 3$ ou 4 [cm]
- $h_{b,min} = 20$ [cm]

Pour la couche de fondation, l'épaisseur minimale est définie par la relation :

$$D_{min} \geq (2.5 \text{ à } 3)D \quad (11)$$

Où D est le diamètre maximal des grains de la couche.

Comme il a été cité dans le chapitre concernant les matériaux, pour la couche de fondation, $D=50$ mm,

$$\text{D'où } h_{f,min} = 15 \text{ cm}$$

VI.2.2.4. Cas du tronçon homogène 2

Le tronçon homogène 2 présente un CBR relativement bas (CBR=3). Ainsi, pour pouvoir assurer la circulation des engins approvisionnant les matériaux d'assise, l'exécution au préalable d'une couche de forme est nécessaire.

L'épaisseur de la couche de forme à mettre en œuvre est celle prescrite dans le guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux réalisé par le CEBTP en 1969 et mis à jour en 1984. Le tableau suivant donne l'épaisseur de la couche de forme selon le CBR du matériau utilisé :

Tableau 36 : Epaisseur de couche de forme

Matériaux d'apport		Nouveau CBR de plateforme à prendre en compte
CBR	Epaisseur minimale (cm)	
05 – 10	45	05 – 10
10 - 15	35	05 – 10
10 - 15	45	10 - 15
15 - 30	30	05 – 10
15 - 30	35	10 - 15
15 - 30	50	15 - 30

Source : Guide pratique pour le dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux (1984)

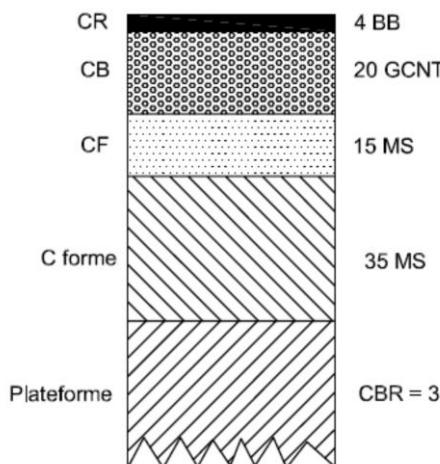
Et comme susdit dans le chapitre concernant la géotechnique, le matériau d'apport pour couche de forme doit avoir un $CBR \geq 15$, en choisissant une épaisseur de 35 cm, on obtient un nouveau CBR de plateforme entre 10 et 15.

Pour être dans la sécurité, le CBR du sol de plateforme du tronçon 2 sera pris égal à 11.

Le tableau suivant résume la nature et l'épaisseur de chaque couche compte tenu des épaisseurs minimales, ainsi que l'épaisseur totale de la chaussée H_t pour chaque tronçon homogène :

Tableau 37 : Epaisseur réelle de chaque couche selon LNTPB

Tronçon homogène	CBR	Epaisseur équivalente [cm]	h_r , [cm]	h_b , [cm]	h_f , [cm]	Couche de forme [cm]	H_t , [cm]
			BB	GCNT	MS		
1	6	41,3	4	20	19	0	43
2	3	57,4	4	20	15	35	74
3	15	30,6	4	20	15	0	39
4	30	24,9	4	20	15	0	39

**Figure 15** : Structure de la chaussée pour le tronçon homogène 2

Les figures représentant les structures de la chaussée pour les autres tronçons sont représentées à l'Annexe 7.

VI.3. DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE PAR LA METHODE CEBTP

La méthode utilisée est celle prescrite dans le *Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux* réalisé par le CEBTP (réimpression avec mise à jour 1984).

Comme dans le cas du dimensionnement par la méthode LNTPB, la méthode considère deux paramètres d'entrée pour la détermination de l'épaisseur de la chaussée à savoir le trafic et l'indice portant de la plateforme : CBR.

VI.3.1. Classe de portance des sols

Le CEBTP classe les sols de plateforme en 5 catégories en se référant à leur résistance au poinçonnement. Il s'agit du CBR_{4j} des 30 cm supérieures de la plateforme qui peut être :

- Un terrassement en déblai ;
- Une couche supérieure de remblai ;
- Un terrain naturel ;
- Une couche de forme (cas du tronçon homogène 2).

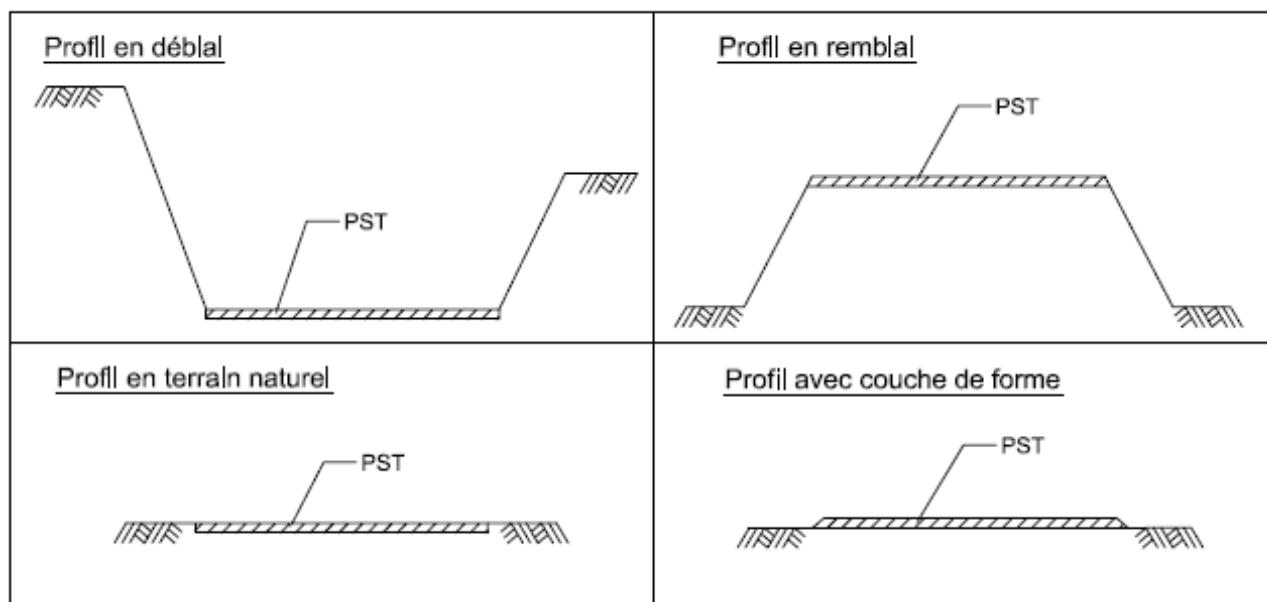


Figure 16 : Partie supérieure de terrassement (PST)

Le tableau suivant donne la classe de portance des sols selon leur CBR :

Tableau 38 : Classe de portance des sols selon CEBTP

S_1	$CBR \leq 5$
S_2	$5 < CBR \leq 10$
S_3	$10 < CBR \leq 15$
S_4	$15 < CBR \leq 30$
S_5	$CBR > 30$

Source : Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux (1984)

D'où, les classes des sols de plateforme pour chaque zone homogène résumées ci-dessous :

Tableau 39 : Classe de portance des sols de chaque zone homogène

Tronçon homogène	Localisation	CBR_{4j} de la plateforme	Classe de portance
1	PK 30+000 au PK 36+954 PK 47+283 au PK 59+340	6	S_2
2	PK 36+954 au PK 43+142	11^{10}	S_3
3	PK 43+142 au PK 47+283	15	S_3
4	PK 59+340 au PK 60+000	30	S_4

VI.3.2. Trafic

VI.3.2.1. Répartition du trafic sur l'itinéraire

Le trafic est réparti comme suit :

- Si la largeur de la route mesure moins de 7 m, on prend en compte l'ensemble du trafic dans les deux sens de circulation ;
- Si la route mesure plus de 7 m ou si les voies sont à circulation unidirectionnelle, on considère seulement le trafic dans le sens le plus chargé.

Etant donné que l'axe étudié a une largeur de 6 m, le trafic dans les deux sens sera considéré.

VI.3.2.2. Classe de trafic

Les classes de trafic retenues sont définies de plusieurs façons en fonction du degré de précision des données disponibles :

- Trafic journalier toutes catégories de véhicules confondues ;
- Trafic cumulé de poids lourds (véhicules définis comme ayant un poids total en charge $>3,5 t$) ;

¹⁰ Il s'agit du CBR après mise en place d'une couche de forme (voir paragraphe VI.2.2.4)

- Trafic cumulé calculé selon les équivalences d'essieux tirées des essais AASHO par Liddle.

Compte tenu des détails sur le trafic dont on dispose, la classification selon le volume de trafic cumulé de poids lourds sera appropriée pour dimensionner la chaussée. Il existe alors 5 classes de trafic qui sont les suivantes :

Tableau 40 : Classe de trafic selon CEBTP

Classe de trafic	Nombre cumulé de poids lourds N
T_1	$N < 5 \cdot 10^5$
T_2	$5 \cdot 10^5 < N < 1,5 \cdot 10^6$
T_3	$1,5 \cdot 10^6 < N < 4 \cdot 10^6$
T_4	$4 \cdot 10^6 < N < 10^7$
T_5	$10^7 < N < 2 \cdot 10^7$

Source : Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux (1984)

VI.3.2.3. Nombre cumulé de poids lourds

Il est défini par la formule suivante de sommation suivante :

$$N = 365t_1 \frac{(1+i)^n - 1}{i} \quad (12)$$

Où : t_1 : Trafic moyen journalier de l'année de mise en service ($t_1=231$ PL/j);

i : Taux d'accroissement annuel du trafic ($i = 7\%$);

n : Durée de vie de la route ($n = 15$ ans).

Après calcul, on obtient : $N = 2,12 \cdot 10^6$ PL

Le trafic appartient alors à la classe T_3 .

Pour la classe de portance et la classe de trafic ainsi trouvés, le guide propose les différentes structures de chaussée possibles avec les épaisseurs respectives de chaque couche (cf. Annexe 4). C'est à partir de ces différentes variantes qu'on devra faire un choix en fonction des ressources locales en matériaux.

VI.3.3. Choix des matériaux

A partir de la nature des gisements existants sur le tronçon étudié (cf Provenance des matériaux), les matériaux suivants sont proposés :

- Couche de roulement : Béton bitumineux ;
- Couche de base : Grave bitume;
- Couche de fondation : GCNT 0/31⁵.

Le tableau donne les épaisseurs de la chaussée pour chaque zone homogène :

Tableau 41 : Epaisseur réelle de chaque couche selon CEBTP

Tronçon homogène	Classe de portance	$h_r, [cm]$	$h_b, [cm]$	$h_f, [cm]$	Couche de forme [cm]	$H_t, [cm]$
		BB	GB	GCNT 0 / 31 ⁵		
1	S ₂	4	15	30	0	60
2	S ₃	4	15	25	35	55
3	S ₃	4	15	25	0	55
4	S ₄	4	15	20	0	50

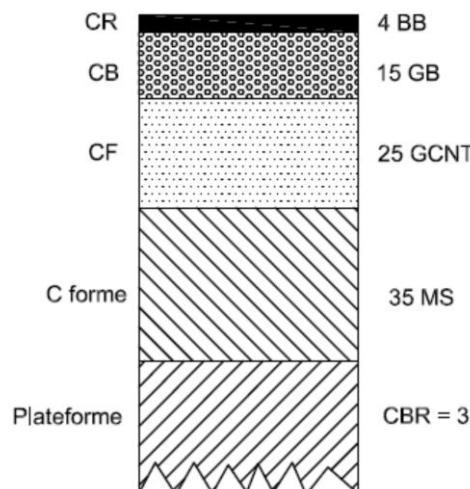


Figure 17 : Structure de la chaussée pour le tronçon homogène 2

Les figures représentant les structures de la chaussée pour les autres tronçons sont représentées à l'Annexe 7.

VI.4. DIMENSIONNEMENT DE LA CHAUSSEE PAR LA METHODE LCPC/SETRA

La méthode utilisée est celle du *Manuel de dimensionnement des chaussées neuves à faible trafic, LCPC/SETRA, Juillet 1981*. Le dimensionnement repose surtout sur le trafic. En effet, l'épaisseur et les matériaux constituants de la couche de surface et de la couche de base dépendent uniquement du niveau de trafic. Par contre, le dimensionnement de la couche de fondation fait intervenir aussi la portance du sol support.

VI.4.1. Trafic

Dans cette méthode, le trafic PL se définit par la charge utile $CU \geq 50kN$.

Les paramètres du trafic à considérer sont :

- Trafic Moyen Journalier Annuel (MJA) de poids lourds à l'année de mise en service t ;
- Trafic cumulé de poids lourds pendant la durée de vie de la route N .

VI.4.1.1. Trafic MJA t à l'année de mise en service

Le trafic de poids lourds à l'année de mise en service détermine le choix sur la qualité des matériaux de la couche de roulement.

Le nombre de poids lourds journalier trouvé dans le chapitre concernant le trafic prend en compte tous les véhicules ayant un poids total en charge $\geq 3,5 t$. Ainsi, pour avoir le nombre de poids lourds de charge utile $\geq 5 t$, il faut le multiplier par un coefficient correcteur k défini comme suit :

Tableau 42 : Coefficient multiplicateur k

Résultat du comptage par jour	Coefficient multiplicateur k
Nombre d'essieux $>9 T$	1
Nombre de poids lourds $>3,5 T$	0,8
Nombre total des véhicules	
> 1000	0,1
500 - 1000	0,07

Source : Cours de route II (2012)

Sachant que le nombre de poids lourds $\geq 3,5 t$ est de 231,

$$t(PL \geq 5 t) = 0,8 \times 231$$

$$\mathbf{t = 185 Véhicules}$$

D'autre part, puisqu'il s'agit d'une route bidirectionnelle, un coefficient correcteur fonction de la largeur revêtue de la chaussée est à introduire. Soit L la largeur de la chaussée :

- Si $L \geq 6,00 m$, 50 % du trafic total empruntant les deux sens sont considérés ;
- Si $5,00 \leq L < 6,00 m$, 75 % du trafic total empruntant les deux sens sont considérés ;
- Si $L < 5,00 m$, l'intégralité du trafic total est prise en compte.

Dans le cas de la RNS 5A, $L = 6,00 m$, donc le trafic MJA de poids lourds à l'année de mise en service à considérer sera la moitié du nombre de poids lourds dans les deux sens, soit :

$$\mathbf{t = 93 v\acute{e}h/j}$$

Le tableau suivant la classification du trafic MJA selon SETRA :

Tableau 43 : Classification du trafic MJA selon SETRA

Limites (MJA)	0	25	50	100	150
Classe	t_5	t_4	t_{3-}	t_{3+}	

Source : Cours de route II (2012)

D'après ce tableau, la classe du trafic MJA est t_{3-}

VI.4.1.2. Trafic cumulé de poids lourds N

Il est défini par la relation suivante :

$$N = t \cdot C \cdot A \cdot 10^3 \quad (13)$$

Où :

- N : Trafic cumulé pendant la durée de vie de la route d ;
- C : Facteur de cumul ;
- A : Facteur d'agressivité du trafic.

Le facteur d'agressivité dépend de la composition du trafic lourd. Ses valeurs sont définies comme suit :

Tableau 44 : Valeur du facteur d'agressivité A

Classe de trafic	t_5	t_4	t_{3-}	t_{3+}
Coefficient d'agressivité	0,4	0,5	0,7	0,8

Source : Cours de route II (2012)

Le facteur de cumul est fonction de la durée de vie d de la route et du taux de croissance annuelle du trafic r . Il est défini par la formule suivante :

$$C = 365 \frac{(1+r)^d - 1}{r} \cdot 10^{-3} \quad (14)$$

Pour $d = 15 \text{ ans}$; $r = 7\% \Rightarrow C = 9,2$

Le trafic cumulé de poids lourds devient :

$$N = 93 \times 9,2 \times 0,7 \times 10^3$$

$$N = 5,97 \cdot 10^5 \text{ ESE}$$

VI.4.2. Portance des sols de plateforme

VI.4.2.1. Classe de portance

Les sols de plateforme peuvent être classés comme suit en fonction de leur résistance au poinçonnement :

Tableau 45 : Classe de portance des sols

CBR	Portance	Caractéristiques
< 3	0	Sols très déformables
3 à 6	1	Sols déformables
6 à 10	2	
10 à 20	3	Sols peu déformables
> 20	4	Sols très peu déformables

Source : Cours de route II (2012)

VI.4.2.2. Couche de forme

La mise en place d'une couche de forme peut être nécessaire en fonction de la portance du sol support au moment des travaux. Des matériaux non traités seront utilisés pour la couche de forme pour des raisons économiques. L'épaisseur de la couche de forme peut être :

- **Epaisse**, soit plus de 80 cm de matériaux non traités pour les sols de portance 0 ;
- **Moyenne**, soit plus de 40 cm de matériaux non traités pour les sols de portance 1 ;
- **Mince**, soit plus de 20 cm de matériaux non traités pour les sols de portance 2 ;
- **Inexistante** pour les sols de portance 3 et 4.

Le tableau suivant montre l'effet à long terme d'une couche de forme sur la portance de la plateforme :

Tableau 46 : Effet d'une couche de forme sur la portance de la plateforme

Nature et épaisseur de la couche de forme	Gain en portance
Couche de réglage	Néant
Couche de forme d'épaisseur <ul style="list-style-type: none"> • > 20 cm : matériaux traités au ciment. • > 30 cm : matériaux non traités ou matériaux traités à la chaux 	+1
Couche de forme d'épaisseur <ul style="list-style-type: none"> • > 35 cm : matériaux traités au ciment. • > 50 cm : matériaux non traités ou matériaux traités à la chaux 	+2

Source : Manuel de dimensionnement des chaussées neuves à faible trafic, 1981

Dans le cas du tronçon étudié, ce sont les zones homogènes 1 et 2, de portances respectives 6 et 3, qui nécessitent la mise en place d'une couche de forme. Les portances finales de chaque zone homogènes sont données dans le tableau suivant :

Tableau 47 : Classe de portance de chaque zone homogène

Tronçon	CBR	Portance initiale	Epaisseur de la couche de forme (cm)	Gain de portance	Portance finale
1	6	1	40	+1	2
2	3	0	80	+2	2
3	15	3	-	-	3
4	30	4	-	-	4

VI.4.3. Dimensionnement de la structure

VI.4.3.1. Couche de roulement

La nature et l'épaisseur de la couche de roulement dépendent du trafic MJA t et de la durée de vie de la route.

Tableau 48 : Choix de la couche de roulement

Classe de trafic	Durée de service	
	Courte	Longue
t_5	ES	ES
t_4	ES	6 à 8 BB
t_3^-	ES ou 4 à 5 BB	10 BB
t_3^+	6 à 8 BB	12 BB

Source : Cours de route II (2012)

Alors, avec un trafic MJA de classe t_3^- et une durée de vie de 15 ans (longue), la couche de roulement utilisée est du béton bitumineux mince de 10 cm d'épaisseur.

VI.4.3.2. Assise de la chaussée

Sachant que la puissance des carrières approvisionnant le chantier est assez importante, choisir une chaussée à assise non traitée semble plus bénéfique financièrement.

a. Epaisseur de la couche de base

Il est fonction du trafic cumulé N . Soit h l'épaisseur de la couche de base :

- Si $N < 10^5$, $h = 15 \text{ cm}$;
- Si $N > 10^5$, $h = 20 \text{ cm}$.

Etant donné que $N = 5,97 \cdot 10^5 \text{ ESE}$, $h_b = 20 \text{ cm}$

b. Nature de la couche de base

La couche de base est constituée de GCNT. Celui-ci peut être classé en 3 catégories notées 1, 2, 3 par ordre décroissant de qualité selon son fuseau de spécification et la propreté de la grave. Comme la GCNT de catégorie 3 ne peut pas être utilisé comme couche de base, on a le choix entre la GCNT de catégories 1 et 2. Par mesure de sécurité, la GCNT de catégorie 2 sera utilisée.

Les spécifications d'une grave de catégorie 2 sont données dans le tableau qui suit :

Tableau 49 : Spécifications des graves pour utilisation en catégorie 2

Catégorie de la grave	Base		Fondation		
	2				
Classe de trafic	$t_3^+ - t_3^-$	$t_4 - t_5$	$t_3^+ - t_3^-$	t_4	t_5
Dimension de la grave	0/20	0/20 0/31,5	0/31,5 0/40	0/31,5 0/40	0/60
Dureté	1	≤ 2	≤ 3	≤ 3	≤ 4
Indice de concassage	≥ 60	≥ 30	≥ 30	—	—

Source : Manuel de dimensionnement des chaussées neuves à faible trafic (1981)

c. Dimensionnement de la couche de fondation

La grave utilisée pour la couche de fondation est aussi une grave de catégorie 2.

Le dimensionnement de la couche de fondation fait intervenir un abaque conçu spécialement pour les chaussées à assise non traitée (cf. Annexe 5).

La méthode consiste à :

- Lire sur l'abaque l'épaisseur h_f en fonction du trafic cumulé N, de la portance P et de la nature de la couche de roulement ;
- Lire sur le même abaque la surépaisseur Δh_f en fonction de h_f et des catégories de la couche de base et de la couche de fondation (2/2) ;
- Déterminer l'épaisseur de la couche de fondation par la relation $h_f + \Delta h_f$;

Remarque : Si $h_f + \Delta h_f < 10 \text{ cm}$, on l'intègre à la couche de base.

Les dimensions de la couche de fondation pour chaque tronçon sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 50 : Epaisseurs de la couche de fondation pour chaque tronçon homogène

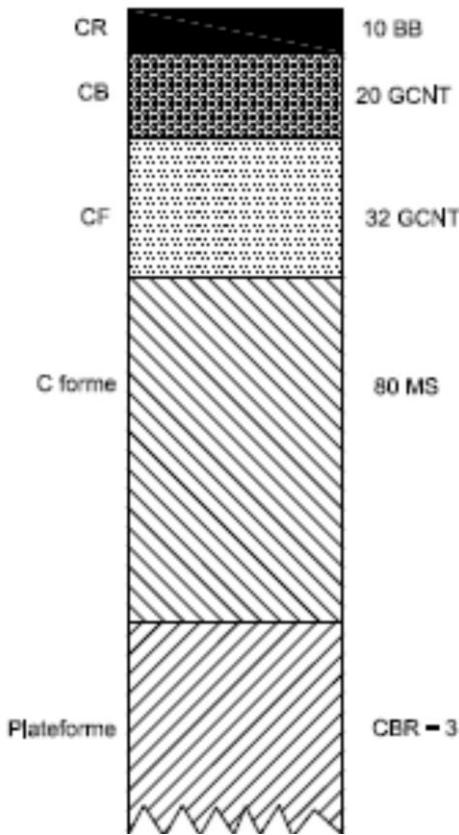
Tronçon	Portance	h_f (cm)	Δh_f (cm)	$h_f + \Delta h_f$ (cm)
1	2	24	8	32
2	2	24	8	32
3	3	4	5,5	9,5
4	4	Néant	Néant	Néant

Pour la zone homogène 3, $h_f + \Delta h_f < 10$ cm, on l'intègre à la couche de base.

Les structures de la chaussée correspondantes aux quatre tronçons homogènes sont alors livrées dans le tableau ci- après :

Tableau 51 : Structures de la chaussée pour chaque zone homogène

Tronçon	Portance	h_r , [cm]	h_b , [cm]	h_f , [cm]	H_t , [cm]
		BB	GCNT 2	GCNT 2	
1	2	10	20	32	62
2	2	10	20	32	62
3	3	10	29,5	Néant	39,5
4	4	10	20	Néant	30

**Figure 18** : Structure de la chaussée pour le tronçon homogène 2

Les figures représentant les structures de la chaussée pour les autres tronçons sont représentées à l'Annexe 7.

Des organigrammes correspondant à chaque méthode de dimensionnement sont présentés à l'Annexe 6.

VI.5. CHOIX DE LA VARIANTE RETENUE

Le choix de la variante retenue repose sur plusieurs critères dont :

- Le coût : car c'est le plus grand souci des investisseurs. On doit prendre en compte non seulement le coût de la construction de la route, mais aussi le coût des entretiens à réaliser ;
- La technologie de mise en œuvre : Il faut s'assurer que les Entreprises malgaches ont les compétences nécessaires pour réaliser les travaux ;
- La durée de vie de la route ainsi réalisée ;
- Confort et sécurité des usagers.

VI.5.1. Récapitulation des structures

Le tableau suivant récapitule les structures de la chaussée pour chaque tronçon homogène et pour chaque méthode de dimensionnement :

Tableau 52 : Récapitulation des structures

Tronçon homogène	Couche	Variante		
		LNTPB	CEBTP	LCPC
1	Roulement	4 BB	4 BB	10 BB
	Base	20 GCNT	15 GB	20 GCNT
	Fondation	19 MS	30 GCNT	32 GCNT
	Forme	-	-	40 MS
2	Roulement	4 BB	4 BB	10 BB
	Base	20 GCNT	15 GB	20 GCNT
	Fondation	15 MS	25 GCNT	32 GCNT
	Forme	35 MS	35 MS	80 MS
3	Roulement	4 BB	4 BB	10 BB
	Base	20 GCNT	15 GB	29,5 GCNT
	Fondation	15 MS	25 GCNT	-
	Forme	-	-	-
4	Roulement	4 BB	4 BB	10 BB
	Base	20 GCNT	15 GB	20 GCNT
	Fondation	15 MS	20 GCNT	-
	Forme	-	-	-

VI.5.2. Analyse multicritère

Il faut procéder à une analyse multicritère de chaque variante pour déterminer laquelle est la plus avantageuse

a. Technologie de mise en œuvre

Les variantes LNTPB et LCPC sont faciles à mettre en œuvre pour l'Entreprise titulaire qui exécute des travaux car les matériaux constituants les couches sont déjà utilisés fréquemment à Madagascar. Pour la variante CEBTP, la réalisation de la grave bitume est plus compliquée.

b. Coût

Comme le montre le tableau ci-dessous, la variante LNTPB est la moins chère des trois.

Tableau 53 : Coût de la réalisation de la chaussé pour chaque variante

Couche	Nature	Unité	Prix unitaire [Ar]	Quantité	Montant [Ar]
Variante LNTPB					
Roulement	BB	m^3	375 620,00	7 200	2 704 464 000,00
Base	GCNT	m^3	106 247,00	36 000	3 824 892 000,00
Fondation	MS	m^3	21 686,00	31 563	684 475 218,00
Forme	MS	m^3	17 504,00	21 658	379 101 632,00
TOTAL					7 592 932 850,00
Variante CEBTP					
Roulement	BB	m^3	375 620,00	7 200	2 704 464 000,00
Base	GB	m^3	235 440,00	27 000	6 356 880 000,00
Fondation	GCNT	m^3	106 247,00	50 505	5 366 036 609,10
Forme	MS	m^3	17 504,00	21 658	379 101 632,00
TOTAL					14 806 482 241,10
Variante LCPC					
Roulement	BB	m^3	375 620,00	18 000	6 761 160 000,00
Base	GCNT	m^3	106 247,00	38 360	4 075 674 231,39
Fondation	GCNT	m^3	106 247,00	48 382	5 140 450 853,76
Forme	MS	m^3	17 504,00	125 548	2 197 592 192,00
TOTAL					18 174 877 277,15

c. Pérennité

De par la nature et l'épaisseur de leurs couches constituantes, les variantes CEBTP et LCPC sont les plus pérennes.

d. Sécurité et confort

Les 3 variantes sont tous sécuritaires et confortables, mais pour celles issues des méthodes LCPC et CEBTP, ce critère est plus favorable.

Chaque critère sera apprécié de la manière suivante :

Tableau 54 : Appréciation des critères pour le choix de la variante retenue

++	Très favorable
+	Favorable
	Neutre
-	Défavorable
--	Très défavorable

Source : Cours de route II (2012)

Il en découle alors le tableau d'analyse multicritère suivante :

Tableau 55 : Analyse multicritère des différentes variantes

Critère	Appréciation		
	Variante LNTPB	Variante CEBTP	Variante LCPC
Coût des travaux	+	-	--
Technologie de mise en œuvre	+	-	+
Pérennité	+	++	++
Sécurité et confort	+	++	++
Note	4	2	3

La structure adoptée sera alors celle issue du dimensionnement LNTPB.

Ainsi, la chaussée sera donc composée :

- D'une couche de fondation en matériaux sélectionnés ;
- D'une couche de base en GCNT 0/31⁵ ;
- D'une couche de roulement en béton bitumineux mince.

VI.6. VERIFICATIONS DES CONTRAINTES

Cette étape est primordiale car elle consiste à vérifier si l'épaisseur trouvée par le dimensionnement est suffisante pour supporter les charges auxquelles sera soumise la chaussée.

Les vérifications à faire sont :

- Vérification des contraintes radiales σ_r à la base des couches liées ;
- Vérification des contraintes verticales de poinçonnement σ_z au niveau du sol support.

VI.6.1. Méthodologie

Les étapes de calcul sont les suivantes :

- Déterminer σ_r et σ_z en utilisant les abaques de Jeuffroy – Bachelez ;
- Déterminer les contraintes admissibles $\sigma_{r,adm}$ et $\sigma_{z,adm}$;
- Vérifier que $\sigma_r \leq \sigma_{r,adm}$ et $\sigma_z \leq \sigma_{z,adm}$.

VI.6.2. Détermination des contraintes radiales et verticales

Le modèle de Jeuffroy – Bachelez est un modèle tri-couche supportant un essieu standard à roues jumelées de 13 T. La charge « q » est exercée par deux roues de rayon « a » distants de « d ».

Les valeurs prises sont :

- $q = 0,662 [MPa]$;
- $a = 12,5 cm$;
- $d = 3a = 37,5 cm$.

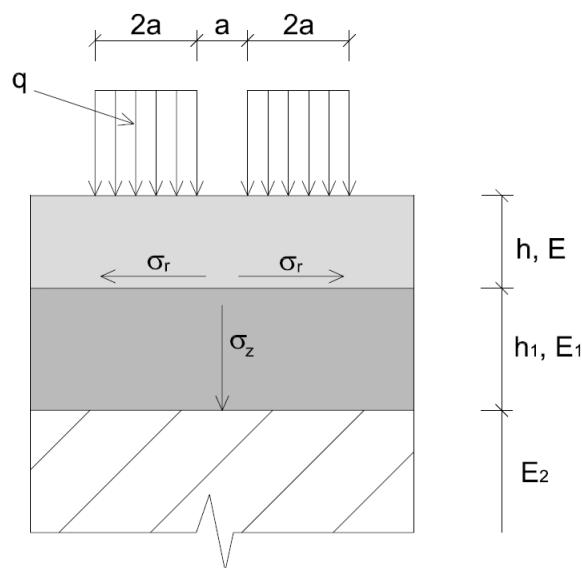


Figure 19 : Modèle tri – couche de Jeuffroy – Bachelez

Où, E_i : Module d'élasticité statique du matériau de la couche i ;

h_i : Epaisseur de la couche i.

L'épaisseur de la dernière couche est supposée infinie.

Cependant, la structure de la chaussée est constituée de quatre couches en tenant compte de la plateforme dont l'épaisseur est supposée infinie. Donc il faut assembler les deux couches liées (BB et GCNT) en une seule couche équivalente pour avoir le modèle tri – couche.

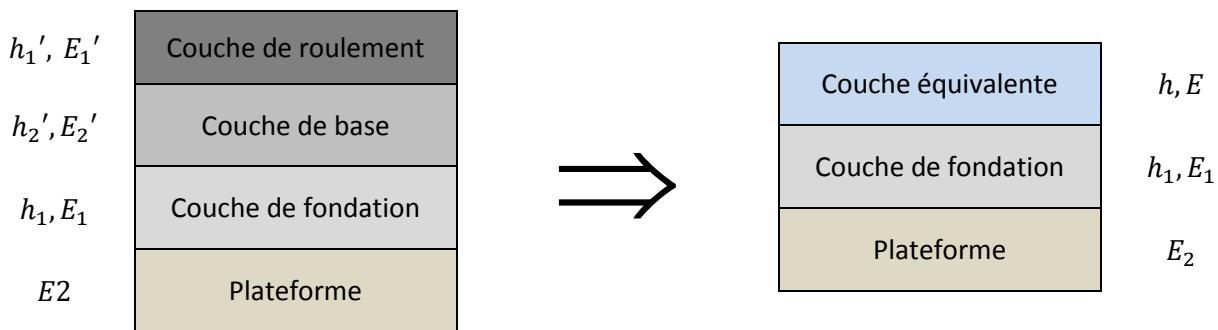


Figure 20 : Transformation du modèle quadri – couche en modèle tri – couche

Les valeurs de l'épaisseur et du module d'élasticité de la couche équivalente sont obtenues par les relations suivantes :

Si $E = E_1'$

$$h = h'_1 + 0,9 \cdot h'_2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2'}{E_1'}} \quad (15)$$

Si $E = E_2'$

$$h = h'_2 + 0,9 \cdot h'_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1'}{E_2'}} \quad (16)$$

Pour le modèle de Jeuffroy – Bachelez, les abaques donnent :

$$\frac{\sigma_z}{q} = \text{constante} \quad \text{et} \quad \frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E} \right)^{2/3} = \text{constante}$$

Et ils sont fonction de α et β tels que :

$$\alpha = \frac{h_1}{a} \quad (17) \quad \text{et} \quad \beta = \frac{h}{a} \sqrt[3]{\frac{E}{6 \cdot E_1}} \quad (18)$$

La détermination des contraintes est alors comme suit :

- Choisir l'abaque à utiliser en fonction de la valeur de $\frac{E_1}{E_2}$. Si celle-ci est différente de 1, 3 ou 9, on procède à une interpolation ;
- Calculer α et β et les ramener sur l'abaque (voir Annexe 8) ;
- Marquer le point d'abscisse β et d'ordonnée α et déterminer les valeurs des courbes $\frac{\sigma_z}{q}$ et $\frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E} \right)^{2/3}$ constantes, qui y passent ;
- Déduire les valeurs de σ_r et σ_z .

Voici quelques valeurs de module d'élasticité statique utilisée fréquemment :

Tableau 56 : Valeurs de module d'élasticité

Couche	Nature de la couche	Module d'élasticité E , [Mpa]
Couche de revêtement	Béton bitumineux	2 450
	Enduit superficiel	2 500
	Enrobé	2 450
Couche de base	Sol chaux	500 – 1 500
	GCNT	300 - 500
Couche de fondation	$40 \leq CBR$	200
	$30 \leq CBR \leq 40$	150 - 200
	$20 \leq CBR \leq 30$	100 - 150
Couche de forme	$15 \leq CBR \leq 20$	75 - 100
	$CBR \leq 10$	50

Source : Cours de route II (2012)

Pour les matériaux sélectionnés et le sol de plateforme, le module d'élasticité peut aussi être calculé par la formule :

$$E = 5 \times CBR \text{ [MPa]} \quad (19)$$

VI.6.3. Détermination des contraintes admissibles

VI.6.3.1. Contrainte de traction admissible

La contrainte de traction admissible au niveau du revêtement ou des couches liées sont données à titre indicatif dans le guide de dimensionnement des chassées neuves pour les pays tropicaux (CEBTP). Il est de **1 à 1,5 [MPa]** pour le béton bitumineux.

VI.6.3.2. Contrainte verticale admissible

Elle est déterminée à partir de la formule de DORMON – KERKHOVEN :

$$\sigma_{z,adm} = \frac{0,03 CBR}{1 + 0,7 \log N} \text{ [MPa]} \quad (20)$$

Où N est le nombre de poids lourds $\geq 3,5 t$ à l'année de mise en service.

VI.6.4. Exemple de calcul et présentation des résultats

VI.6.4.1. Exemple de calcul : cas du tronçon homogène 1

- CBR du sol de plateforme = 6
- Modèle quadri – couche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{CR (BB): } h'_1 = 4 \text{ [cm]}, E'_1 = 2450 \text{ [MPa]} \\ \text{CB (GCNT): } h'_2 = 20 \text{ [cm]}, E'_2 = 450 \text{ [MPa]} \\ \text{CF (MS): } h_1 = 19 \text{ [cm]}, E_1 = 150 \text{ [MPa]} \\ \text{Plateforme: } E_2 = 5 \times 6 = 30 \text{ [MPa]} \end{array} \right.$$

➤ Modèle tri – couche:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Couche liée: } h = 4 + 0,9 \times 20 \times \sqrt[3]{\frac{450}{2450}} = 14,23 \text{ [cm]}, E = 2450 \text{ [MPa]} \\ \text{CF (MS): } h_1 = 19 \text{ [cm]}, E_1 = 150 \text{ [MPa]} \\ \text{Plateforme: } E_2 = 5 \times 6 = 30 \text{ [MPa]} \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{19}{12,5} = 1,52 \text{ et } \beta = \frac{14,23}{12,5} \sqrt[3]{\frac{2450}{6 \times 150}} = 1,59$$

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{150}{30} = 5$$

Les abaques de JEUFFROY – BACHELEZ (voir Annexe 8) donnent :

$$\text{Pour } \frac{E_1}{E_2} = 3, \quad \frac{\sigma_z}{q} = 0,112 \text{ et } \frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E} \right)^{2/3} = 0,18$$

$$\text{Pour } \frac{E_1}{E_2} = 9, \quad \frac{\sigma_z}{q} = 0,065 \text{ et } \frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E} \right)^{2/3} = 0,315$$

Après interpolation, on obtient :

$$\frac{\sigma_z}{q} = 0,096 \text{ et } \frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E} \right)^{2/3} = 0,225$$

➤ D'où, $\sigma_r = 0,959 \text{ [MPa]}$ et $\sigma_z = 0,0638 \text{ [MPa]}$

➤ Contraintes admissibles :

- Contrainte de traction admissible : $\sigma_{r,adm} = 1 \text{ [MPa]}$
- Contrainte verticale admissible :

$$\sigma_{z,adm} = \frac{0,03 \times 6}{1 + 0,7 \log 231} = 0,678 \text{ [MPa]}$$

➤ Conclusion :

$$\sigma_r \leq \sigma_{r,adm}$$

$$\sigma_z \leq \sigma_{z,adm}$$

Donc les contraintes sont admissibles.

VI.6.4.2. Présentation des résultats

Les contraintes radiales de traction et les contraintes verticales de compression sont tous admissibles tout le long du tracé.

Tableau 57 : Récapitulatifs des vérifications des contraintes

Contrainte verticale de compression						
Zone homogène	CBR	$\frac{E_1}{E_2}$	$\frac{\sigma_z}{q}$	σ_z [MPa]	$\sigma_{z,adm}$ [MPa]	Conclusion
1	6	5,000	0,096	0,064	0,678	Admissible
2	11	2,727	0,128	0,084	1,243	Admissible
3	15	2,000	0,148	0,098	1,695	Admissible
4	30	1,000	0,175	0,116	3,39	Admissible
Contrainte radiale de traction						
Zone homogène	CBR	$\frac{E_1}{E_2}$	$\frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E} \right)^{2/3}$	σ_r [MPa]	$\sigma_{r,adm}$ [MPa]	Conclusion
1	6	5,000	0,225	0,959	1	Admissible
2	11	2,727	0,213	0,909	1	Admissible
3	15	2,000	0,183	0,777	1	Admissible
4	30	1,000	0,140	0,597	1	Admissible

VI.7. VERIFICATIONS DES DEFORMATIONS

Elles consistent à vérifier que :

- La déformation radiale au niveau du béton bitumineux est admissible ;
- La déformation verticale au niveau du sol support est admissible.

VI.7.1. Vérification de la déformation radiale

VI.7.1.1. Détermination de la déformation radiale

La déformation radiale dépend du trafic et de la nature du matériau étudié. Elle n'est pas fonction de l'épaisseur de celle-ci. Elle est donnée par la relation :

$$\varepsilon_t = \varepsilon_6 \left[\frac{NE}{10^6} \right]^b \quad (21)$$

Où :

- ε_6 : Déformation de référence à 10^6 cycles à 10°C et 25 Hz. Pour le BB :

$$\varepsilon_6 = 150 \cdot 10^6 \mu\text{def}$$

- NE : Trafic équivalent ;
- b : Pente de la courbe de fatigue du matériau. Pour les matériaux bitumineux $b = -0,2$;

Le trafic équivalent est obtenu par la relation :

$$NE = N \times CAM \quad (22)$$

Où N : Trafic cumulé pendant la durée de vie de la route ;

CAM : Coefficient d'agressivité moyen du poids lourd par rapport à l'essieu de référence de 13 t.

Le coefficient d'agressivité CAM est fonction de la classe du trafic MJA selon la classification LCPC/SETRA. Il était déjà défini dans le Tableau 44 mais sa notation était différente. Pour la classe t₃-, $CAM = 0,7$.

La relation qui donne le trafic cumulé est :

$$N = 365MJA \times C \quad (23)$$

Avec MJA : Moyenne journalière annuelle (classification LCPC). $MJA = 93 \text{ v/eh}$

C : Facteur de cumul :

$$C = \frac{(1+r)^d - 1}{r} \quad (24)$$

Où r et d étant respectivement, le taux d'accroissement du trafic et la durée de vie de la route $r = 7\%$ et $d = 15 \text{ ans}$.

Numériquement, on a :

$$\begin{aligned} & \triangleright C = \frac{(1+0,07)^{15}-1}{0,07} = 25,13 \\ & \triangleright N = 365 \times 93 \times 25,13 = 8,48 \times 10^5 \\ & \triangleright NE = 8,48 \times 10^5 \times 0,7 = 5,94 \times 10^5 \text{ ESE} \\ & \triangleright \varepsilon_t = 150 \times 10^6 \left[\frac{5,94 \times 10^5}{10^6} \right]^{-0,2} \\ & \qquad \qquad \qquad \varepsilon_t = 1,66 \times 10^{-4} \mu \text{def} \end{aligned}$$

VI.7.1.2. Détermination de la déformation radiale admissible

Le calcul de la déformation radiale admissible se base sur le comportement visco – élastique sur les fatigues des matériaux. Pour les matériaux bitumineux :

$$\varepsilon_{t,adm} = k_1 \times k_2 \times k_3 \times k_4 \times k_5 \times \varepsilon_6 \quad (25)$$

Avec :

- k_1 : Coefficient de calage lié au trafic :

$$k_1 = \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b \quad (26)$$

- k_2 : Coefficient de calage lié à la température :

$$k_2 = \left(\frac{E_{10^\circ}}{E_{\theta^\circ}} \right)^{0,5} \quad (27)$$

θ° : Température équivalente de calcul :

- 25°C pour les hauts plateaux ;
- 30°C pour les régions côtières.

- k_3 : Coefficient de calage lié au risque et dispersions :

$$k_3 = 10^{-t\delta b} \quad (28)$$

Où t : Fractile de la loi normale pour un risque r . Il dépend du trafic T_3 , et dans le cas des matériaux bitumineux, le risque est de 25 %, ce qui correspond à $t = -0,674^{11}$

δ : Ecart type de la distribution de $\log N$ à la rupture :

$$\delta = \sqrt{(\delta_N)^2 + \frac{c^2}{b^2} (\delta_H)^2} \quad (29)$$

c : Coefficient reliant la variation de la déformation à la variation aléatoire d'épaisseur de la chaussée. $c = 0,02 \text{ cm}^{-1}$;

δ_N : Ecart type de la loi de comportement à la fatigue

δ_H : Ecart type de la variation des épaisseurs. Il est fonction de la hauteur e de la couche :

- Si $e \leq 10 \text{ cm}$, $\delta_H = 1$;
- Si $10 \leq e \leq 15 \text{ cm}$, $\delta_H = 1 + 0,3(e - 10)$;
- Si $e \geq 15 \text{ cm}$, $\delta_H = 2,5$.

Comme $e = 4 \text{ cm}$, $\delta_H = 1$.

¹¹ Source : Cours de chaussée rigide, 2013

- k_4 : Coefficient de calage dépendant de la nature du matériau étudié.
- k_5 : Coefficient de calage lié au défaut de portance de la plateforme. Pour les plateformes non traités, $k_5 = 1$

Voici un tableau récapitulatif des valeurs de référence pour le béton bitumineux :

Tableau 58 : Valeurs de référence pour le béton bitumineux

Matériau	Modules en MPa à 10 Hz et °C		b	ε_6 (10°C) 25 Hz [μdef]	k₄	δN
	10	30				
BB	7200	1300	- 0,2	$150 10^{-6}$	1,1	0,25

Source : Guide technique Conception et dimensionnement des structures de chaussés (1994)

Numériquement, on a :

- $k_1 = \left(\frac{5,94 10^5}{10^6}\right)^{-0,2} = 1,11$
- $k_2 = \left(\frac{7200}{1300}\right)^{0,5} = 2,4$
- $\delta = \sqrt{0,25^2 + \frac{0,02^2}{(-0,2)^2} \times 1^2} = 0,269$

D'où $k_3 = 10^{(-0,0,674 \times 0,269 \times -0,2)} = 0,920$

$$\bullet \quad \varepsilon_{t,adm} = 1,11 \times 2,4 \times 0,920 \times 1,1 \times 1 \times 150 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{t,adm} = 3,96 10^{-4} \mu\text{def} \geq 1,66 10^{-4} \mu\text{def} = \varepsilon_t$$

D'où, $\varepsilon_t \leq \varepsilon_{t,adm}$ donc la déformation radiale est admissible

VI.7.2. Vérification de la déformation verticale

VI.7.2.1. Détermination de la déformation verticale

Il s'agit de la déformation en extension à la base du béton bitumineux. Elle est donnée par la formule suivante:

$$\varepsilon_z = A N E^{-B} \quad (30)$$

A et B sont des valeurs proposées par les essais au laboratoire. En général, on a :

$$\varepsilon_z = 21000 10^{-6} N E^{-0,24} \quad (31)$$



Où NE : Trafic équivalent

Soit $\varepsilon_z = 21000 10^{-6} (5,94 10^5)^{-0,24}$

$$\varepsilon_z = 8,19 10^{-4} \mu def$$

VI.7.2.2. Détermination de la déformation verticale admissible

Elle est définie par la relation :

$$\varepsilon_{z,adm} = A NE^{-0,222} \quad (32)$$

A représente la déformation permanente que le sol subira ; il dépend du niveau de trafic. Pour un trafic faible, $A = 16 000 10^{-6}$

On a alors, $\varepsilon_{z,adm} = 16000 10^{-6} (5,94 10^5)^{-0,222}$

$$\varepsilon_{z,adm} = 8,36 10^{-4} \mu def \geq 8,19 10^{-4} \mu def = \varepsilon_z$$

D'où, $\varepsilon_z \leq \varepsilon_{z,adm}$ donc la déformation verticale est admissible

CHAPITRE VII: ETUDE HYDROLOGIQUE ET HYDRAULIQUE

Ce chapitre traite les données hydrologiques du site des travaux ainsi que les études des ouvrages permettant d'évacuer l'eau en dehors de l'emprise de la route.

VII.1. ETUDE HYDROLOGIQUE

Cette étude hydrologique est composée de trois parties dont :

- Détermination des pluies maximales journalières de diverses périodes de retour H ($24, P$) par des lois statistiques ;
- Détermination des débits de crue des bassins versants ;
- Détermination des débits de drainage longitudinal.

VII.1.1. Détermination des pluies maximales journalières

Les données hydrométriques dont on dispose sont les pluies journalières maximales relevées sur la station de Nosy Be sur une période de 26 ans, de 1978 à 1999 et de 2009 à 2013.

Tableau 59 : Hauteurs de pluie journalière maximales au niveau de la station de Nosy Be

Année	Pluie journalière maximale H [mm]
1978	111,5
1979	121,8
1980	87,7
1981	110,0
1982	166,3
1983	149,4
1984	177,4
1986	195,0
1987	128,3
1988	150,2
1989	176,6
1990	109,8
1991	140,5
Année	Pluie journalière maximale H [mm]
1992	235,8
1993	171,3
1994	126,2
1995	104,9
1996	100,3
1997	213,2
1998	117,1
1999	115,2
2009	91,0
2010	101,5
2011	133,3
2012	189,3
2013	83,2

Source : Service de la Météorologie (2014)

Plusieurs lois statistiques peuvent traiter le phénomène cru comme :

- La loi de GIBRAT – GALTON ;
- La loi de GOODRICH ;

- La loi de PEARSON III ;
- La loi de GUMBEL ;
- La loi de FRECHET.

Dans cette étude, la loi de GUMBEL sera utilisée, du fait que celle-ci fait intervenir peu de paramètres facilement utilisables.

VII.1.1.1. Fonction de répartition

La fonction de répartition est définie par :

$$F(Q) = e^{-e^{-u}} \quad (33)$$

Avec $u = \alpha(H - H_0)$

H est la variable aléatoire indépendant qu'on doit étudier.

α et H_0 sont les 2 paramètres d'ajustement de GUMBEL. Ils se déduisent des paramètres statistiques σ et \bar{H} .

$$\alpha = \frac{1}{0,780\sigma} \quad (34) \quad \text{et} \quad H_0 = \bar{H} - 0,45\sigma \quad (35)$$

Où : \bar{H} : Moyenne des valeurs de H :

$$\bar{H} = \frac{\sum H_i}{N} \quad (36)$$

σ - Ecart-type :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (H - \bar{H})^2}{N - 1}} \quad (37)$$

N étant la taille l'échantillon ($N = 26$)

Après calcul, on a :

- $\bar{H} = 138,705 \text{ mm} ;$
- $\sigma = 40,824 \text{ mm} ;$
- $\alpha = 0,031404 ;$
- $H_0 = 120,334 \text{ mm} ;$
- $u = 0,031404(H - 120,334).$

D'où,

$$F(Q) = e^{-e^{-0,031404(H-120,334)}}$$

VII.1.1.2. Calcul des pluies maximales journalières pour diverses périodes de retour

Ils se calculent en égalisant les 2 expressions de la variable « u » suivants :

$$u = -\ln(-\ln F) \quad (38)$$

$$u = \alpha(H - H_0) \quad (39)$$

Avec $F = 1 - \frac{1}{P}$: Fréquence de non-dépassement

P étant la période de retour.

On a alors :

$$H(24, P) = -\sigma \left\{ \left[0,780 \ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{P} \right) \right) \right] + 0,45 \right\} + \bar{H} \quad (40)$$

Cette formule permet d'estimer les hauteurs de pluies maximales journalières correspondantes aux périodes de retour de 10, 25, 50 et 100 ans.

Tableau 60 : Pluies maximales journalières pour diverses périodes de retour

P [ans]	$H(24, T)$ [mm]
10	191,992
25	222,184
50	244,583
100	266,816

VII.1.1.3. Test de validité de l'ajustement

Un test de validité de l'ajustement permet de juger si la loi de GUMBEL est acceptable pour représenter la distribution statistique des pluies maximales journalières.

Le test de validité utilisé est le test χ^2 .

L'échantillon de 26 valeurs classées par ordre décroissant sera divisé en 5 classes réparties comme suit :

Tableau 61 : Répartition de l'échantillon en 5 classes

N° classe	Bornes H_i	Nombre expérimental n_i
1	>177	5
2	145 à 177	5
3	120 à 145	5
4	105 à 120	5
5	<105	6

Puis on détermine le nombre théorique des valeurs contenues dans chaque classe i par la relation:

$$v_i = N[F(H_i) - F(H_{i+1})] \quad (41)$$

Tableau 62 : Calcul du nombre théorique v_i

Classe	H_i (mm)	$F(Q_i)$	$F(Q_i) - F(Q_{i+1})$	$v_i = N[F(Q_i) - F(Q_{i+1})]$
1	∞	1,000	0,155	4,036
2	177	0,845	0,214	5,565
3	145	0,631	0,267	6,934
4	120	0,364	0,166	4,312
5	105	0,198	0,198	5,153
	0	0,000		

Le nombre χ^2 est définie par la relation :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \quad (42)$$

$$\chi^2 = \frac{(5 - 4,036)^2}{4,036} + \frac{(5 - 5,565)^2}{5,565} + \frac{(5 - 6,934)^2}{6,934} + \frac{(5 - 4,312)^2}{4,312} + \frac{(6 - 5,153)^2}{5,153}$$

$$\chi^2 = 1,076$$

Si la probabilité de dépassement est supérieure à 0,05 alors l'ajustement est satisfaisant. On utilise la table de PEARSON (cf. Annexe 9) pour trouver cette valeur, correspondant à χ^2 et au nombre de degré de liberté $\lambda = k - 1 - p$, où :

- k est le nombre de classes de l'échantillon ($k = 5$) ;

- p est le nombre de paramètres de la loi utilisée ($p = 2$).

D'où $\lambda = 5 - 1 - 2 = 2$

Ainsi, la table de distribution de PEARSON (cf. Annexe 9) donne, pour les valeurs de p et de χ^2 , une probabilité de dépassement de 0,58 ; ce qui est supérieur à 0,05.

Donc la loi de GUMBEL est acceptable pour représenter la distribution statistique des pluies maximales journalières.

VII.1.1.4. Intervalle de confiance

La méthode utilisée pour la détermination de l'intervalle de confiance est celle associée à la loi de GUMBEL.

Pour plus de sécurité, le degré de confiance de 95% sera choisi.

Si H est la valeur de la hauteur maximale de pluie journalière donnée par la loi de GUMBEL pour un temps de retour T , alors la valeur réelle H_r de celle-ci est telle que :

$$Q - K_2\sigma < H_r < Q + K_1\sigma \quad (43)$$

K_1 et K_2 sont lues sur l'abaque d'estimation des crues de FRECHET – GUMBEL (cf. Annexe 9) pour un seuil de confiance de 95 %. Les paramètres d'entrées de l'abaque sont :

- \sqrt{N} , N étant la taille de l'échantillon ;
- Les diverses périodes de retour de crue.

Tableau 63 : Calcul de l'intervalle de confiance

P(ans)	K_1	K_2	$K_1\sigma$	$K_2\sigma$	$H[mm]$	$H - K_2\sigma < H_r < H + K_1\sigma$
10	1,20	0,68	48,989	27,760	191,992	$164,232 < H_r < 240,981$
25	1,50	0,9	61,236	36,742	222,184	$185,443 < H_r < 283,421$
50	1,78	1,08	72,667	44,090	244,583	$200,493 < H_r < 317,250$
100	2,02	1,28	82,465	52,255	266,816	$214,561 < H_r < 349,281$

Ainsi, les valeurs des hauteurs maximales de pluies journalières entrent bien dans ces intervalles. On peut alors les utiliser dans la suite de l'étude.

VII.1.2. Détermination des débits de crue des bassins versants

Il s'agit de la détermination des quantités d'eaux venant des bassins versants évacués par unité de temps à l'exutoire.

VII.1.2.1. Caractéristiques des bassins versants

Un bassin versant est une surface délimitée par les lignes de partage et qui transforme la pluie en débit. Un bassin versant est caractérisé par :

- Sa surface S ;
- Sa pente I ;
- La nature de sa couverture caractérisée par le coefficient de ruissellement C ;
- Son coefficient de forme K ;
- La longueur du Thalweg principal L .

Pour le tronçon étudié, 23 Bassins versants ont été recensés. Le tableau suivant présente la liste de ces bassins versants ainsi que leurs caractéristiques géométriques nécessaires aux calculs :

Tableau 64 : Liste des bassins versants sur le tronçon étudié

N°	Localisation PK		$S(km^2)$	$I(%)$	C	K
	Début	Fin				
1	30+140	32+990	14,25	0,80	-	0,025
2	33+130	33+810	3,4	0,55	0,30	-
3	34+855	35+240	1,91	1,20	0,30	-
4	36+965	37+095	0,39	0,30	0,30	-
5	37+240	37+570	1,67	1,83	0,30	-
6	38+300	38+920	3,1	5,16	0,35	-
7	38+800	39+080	1,4	4,70	0,30	-
8	39+250	39+375	0,61	4,70	0,30	-
9	40+130	40+370	0,96	4,00	0,30	-
10	40+800	40+915	0,23	4,00	0,30	-
11	44+270	47+280	15,08	2,00	-	0,025
12	45+200	45+400	1,04	4,70	0,30	-
13	46+300	46+750	2,28	4,00	0,30	-
14	47+100	47+200	0,51	7,40	0,35	-
15	47+650	47+720	0,26	7,40	0,35	-
16	49+800	50+480	3,41	5,30	0,35	-
17	53+690	53+810	0,63	5,00	0,30	-
18	55+180	55+320	0,28	5,00	0,30	-
19	56+450	56+670	0,22	5,00	0,30	-
20	57+900	58+030	0,26	5,00	0,30	-
21	58+400	58+640	0,24	5,00	0,30	-
22	58+850	58+970	0,24	5,00	0,30	-
23	59+360	59+480	0,48	3,40	0,30	-

Source : ARM (2005)

VII.1.2.2. Méthodes de détermination des débits de crue

Il existe plusieurs méthodes de détermination des débits de crue. Le choix de celle à utiliser dépend de la superficie du bassin versant. Dans cet étude, la méthode de LOUIS DURET sera adopté pour les bassins versants de superficie importante ; et pour les petits bassins versants, c'est la méthode rationnelle qui sera utilisée.

VII.1.2.3. Méthode rationnelle

Elle est conçue pour les bassins versants de superficie $S \leq 4 \text{ km}^2$.

Le débit à évacuer pour une période de retour P est définie par la relation :

$$Q_P = 0,278 \cdot S \cdot C \cdot I(t_c, P) \quad (44)$$

Où : S – Surface du bassin versant en Km^2 ;

C – Coefficient de ruissellement ;

$I(t_c, P)$ – Intensité de pluie pendant le temps de concentration t_c , de période P . Elle est donnée par la relation :

$$I(t_c, P) = 28(t_c + 18)^{-0,763} I(1h, P) \quad (45)$$

- t_c est définie comme étant le temps maximal que met une goutte de pluie qui tombe au point le plus éloigné de l'exutoire pour arriver à cet exutoire.

Il peut être obtenu par la formule de VENTURA :

$$t_c = 7,62 \left(\frac{S}{I} \right)^{0,5} \quad (46)$$

- $I(1h, P)$ est l'intensité horaire de l'averse de fréquence P . Elle est définie par la formule :

$$I(1h, P) = 0,22H(24, P) + 56 \quad (47)$$

$H(24, P)$ – Hauteur de pluie maximale de fréquence P tombée en 24 heures sur un endroit quelconque du bassin.

Exemple de calcul : Cas du bassin versant N° 7

Les caractéristiques de ce bassin versant sont :

- $S = 1,40 \text{ km}^2$;
- $I = 4,70 \%$;
- $C = 0,30$.

Pour une période de retour de 10 ans :

- $H(24,10) = 191,992 \text{ mm} ;$
- $I(1h, P) = 0,22 \times 191,992 + 56 = 98,232 \text{ mm} ;$
- $t_c = 7,62 \times \left(\frac{1,40}{0,047}\right)^{0,5} = 41,6 \text{ mn} ;$
- $I(t_c, P) = 28 \times (41,6 + 18)^{-0,763} \times 98,232 = 121,616 \text{ mm} ;$
- $Q_{10} = 0,278 \times 1,40 \times 0,30 \times 121,616 = 14,20 \text{ m}^3/\text{s}$

.Présentation des résultats

Les résultats des calculs des débits de crue de tous les bassins versants pour une période de retour de 10 ans sont livrés dans le tableau ci-après :

Tableau 65 : Débits de crue des bassins versants de superficie $S \leq 4 \text{ km}^2$

N°	$S(\text{km}^2)$	$I(\%)$	C	$H(24, 10)$ (mm)	$I(1h, P)$ (mm)	$t_c (\text{mn})$	$I(t_c, P)$ (mm)	Q_{10} (m^3/s)
2	3,40	0,55	0,3	191,992	98,238	189,5	46,948	13,31
3	1,91	1,2	0,3			96,1	74,068	11,80
4	0,39	0,3	0,3			86,9	79,003	2,57
5	1,67	1,83	0,3			72,8	88,195	12,28
6	3,1	5,16	0,35			59,1	99,949	30,15
7	1,4	4,7	0,3			41,6	121,616	14,20
8	0,61	4,7	0,3			27,5	149,530	7,61
9	0,96	4	0,3			37,3	128,694	10,30
10	0,23	4	0,3			18,3	177,617	3,41
12	1,04	4,7	0,3			35,8	131,395	11,40
13	2,28	4	0,3			57,5	101,493	19,30
14	0,51	7,4	0,35			20,0	171,406	8,51
15	0,26	7,4	0,35			14,3	194,129	4,91
16	3,41	5,3	0,35			61,1	97,958	32,50
17	0,63	5	0,3			27,0	150,550	7,91
18	0,28	5	0,3			18,0	178,519	4,17
19	0,22	5	0,3			16,0	186,671	3,43
20	0,26	5	0,3			17,4	181,039	3,93
21	0,24	5	0,3			16,7	183,746	3,68
22	0,24	5	0,3			16,7	183,746	3,68
23	0,48	3,4	0,3			28,6	146,636	5,87

VII.1.2.4. Méthode de LOUIS DURET

Cette méthode est utilisée dans le cas des bassins versants dont la superficie est supérieure à 10 km^2 . La particularité de cette méthode vient du fait qu'elle ne prend pas en compte la

couverture du bassin versant. Ceux qui sont concernées par cette méthode sont les bassins versants N° 1 et N° 11. La formule permettant de déterminer le débit est :

$$Q_P = K \times S^\alpha \times I^{0,32} \times H(24, P) \left[1 - \frac{36}{H(24, P)} \right]^2 \quad (48)$$

Avec $K = 0,025$;

$\alpha = 0,8$.

S : Surface du bassin versant en km^2 ;

I : Pente du bassin versant ;

$H(24, P)$: Hauteur maximale de pluie journalière de période P.

Exemple de calcul : Cas du bassin versant N°1

Les caractéristiques de ce bassin versant sont :

- $S = 14,25 \text{ km}^2$;
- $I = 0,80 \%$;

On obtient, pour une période de crue de 10 ans :

$$Q_{10} = 0,025 \cdot 14,25^{0,8} \cdot 0,008^{0,32} \cdot H(24, P) \left[1 - \frac{36}{H(24, P)} \right]^2 \quad (49)$$

$$Q_{10} = 5,66 \text{ m}^3/\text{s}$$

Présentation des résultats

Les débits de crue pour les 2 bassins versants dont la superficie est supérieure à 10 km^2 sont résumés ci – après :

Tableau 66 : Débits de crue des bassins versants de superficie $S \geq 10 \text{ Km}^2$

N°	$S(\text{km}^2)$	$I(\%)$	$H(24, 10) (\text{mm})$	$Q_{10}(\text{m}^3/\text{s})$
1	14,25	0,80	191,992	5,66
11	15,08	2,00		7,94

VII.1.3. Calcul des débits de drainage longitudinal

Cette partie consiste à déterminer la quantité d'eau qu'on aura à évacuer à travers les fossés latéraux. Il s'agit de la pluie tombée sur un bassin versant composé de :

- La moitié de la chaussée pour les profils en toit ou toute la largeur de la chaussée dans le cas des sections déversées ;
- L'accotement et l'arondi de talus ;
- La partie pour le fossé ;
- Le talus éventuel dans les cas des profils en déblai et des profils mixtes.

Etant donné que les surfaces des bassins versants sont relativement faibles, la méthode rationnelle est donc appropriée pour déterminer les débits à évacuer. En connaissant la surface et la pente d'un bassin versant ainsi que les coefficients de ruissellement de chaque surface composant ce bassin, la formule de l'équation (44) permet de calculer le débit.

VII.1.3.1. Caractéristiques des bassins versants

La pente longitudinale ainsi que la longueur des bassins versants ont été déterminées à partir des profils en long. 73 tronçons de longueur variant de 39 m à 1,089 km et de pente variant de 0,17 à 6,34 % ont été dénombrés. La largeur du bassin versant quant à elle est déduite des profils en travers type (voir

Figure 21)

Dans cette étude, seuls les cas des sections courantes (profil en toit) seront étudiés du fait du nombre déjà élevé des tronçons à étudier. D'ailleurs, le calcul est toujours le même et la variation du débit est assez faible.

Coefficient de ruissellement

Comme la surface du bassin versant est constituée de plusieurs surfaces de différentes couvertures, alors on considère le coefficient de ruissellement moyen de l'ensemble. Il peut être défini par la relation :

$$C = \frac{\sum C_i l_i}{\sum l_i} \quad (50)$$

Où C – Coefficient de ruissellement moyen ;

C_i – Coefficient de ruissellement de la surface i ;

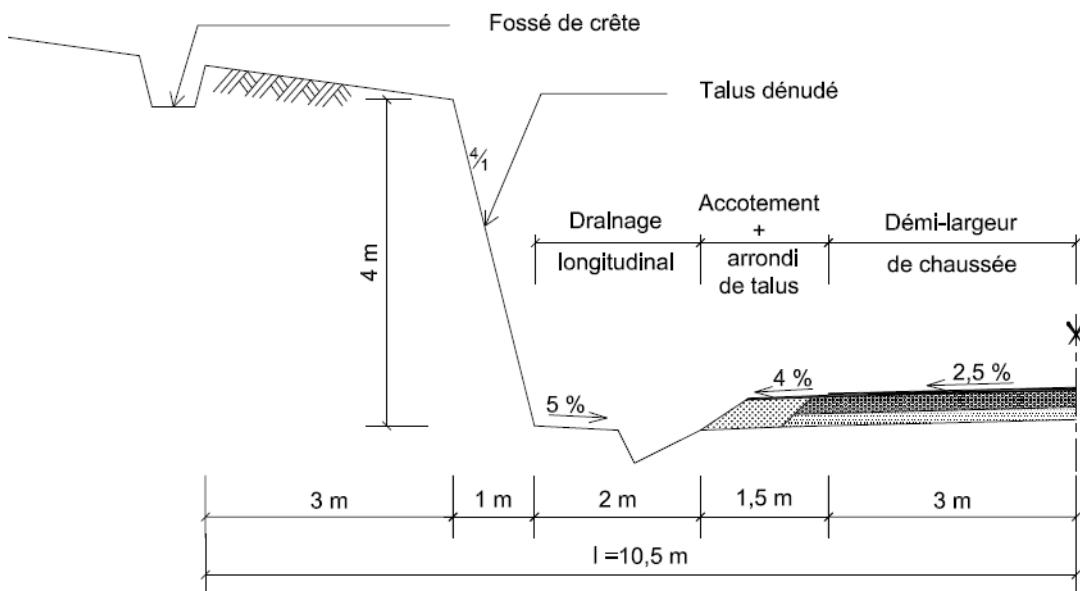
l_i - Largeur de la surface i .

Le tableau suivant permet de définir la valeur du coefficient de ruissellement pour une surface donnée :

Tableau 67 : Valeurs du coefficient de ruissellement C

Nature de la couverture	$S \leq 10 \text{ ha}$ et de pente moyenne en %			
	≤ 5	5 à 10	10 à 30	> 30
Plateforme et chaussée	0,95	0,95	0,95	0,95
Terrain dénudé	0,80	0,85	0,90	0,95
Brousse clairsemée	0,75	0,80	0,85	0,90
Brousse dense	0,70	0,75	0,80	0,85
Forêt ordinaire	0,30	0,50	0,60	0,70
Forêt dense	0,20	0,25	0,30	0,40

Source : Cours d'hydraulique routière, 2012


Figure 21 : Profil en travers du bassin versant du drainage longitudinal.

La partie du bassin versant en terrain naturel est composé de brousse clairsemée de pente variable. Pour plus de sécurité, la valeur la plus défavorable sera prise, soit $C = 0,90$.

VII.1.3.2. Exemple de calcul : Cas du tronçon N° 10

Données

- Localisation : du PK 34 + 117 au PK 34 + 493 ;
- Période de retour : 10 ans ;
- Longueur : $L = 376 \text{ m}$;
- Largeur : $l = 10,5 \text{ m}$;

- Pente longitudinale : 0,97 % ;
- Coefficient de ruissellement¹² :
 - Chaussée : 0,95 ;
 - Accotement : 0,95 ;
 - Partie réservé au fossé : 0,80 ;
 - Talus : 0,95 ;
 - Terrain naturel : 0,90

Calculs

- Surface du bassin versant : $S = 10,5 \times 376 \times 10^{-6} = 0,0039 \text{ km}^2$;
- Coefficient de ruissellement moyen :

$$C = \frac{0,95 \times 3 + 0,95 \times 1,5 + 0,80 \times 2 + 0,95 \times 1 + 0,90 \times 3}{10,5}$$

$$C = 0,91$$

- $H(24,10) = 191,992 \text{ mm}$;
- $I(1h, P) = 0,22 \times 191,992 + 56 = 98,232 \text{ mm}$;
- $t_c = 7,62 \times \left(\frac{0,0039}{0,0097}\right)^{0,5} = 4,8 \text{ mn}$;
- $I(t_c, P) = 28 \times (4,8 + 18)^{-0,763} \times 98,232 = 252,856 \text{ mm}$;
- $Q_{10} = 0,278 \times 0,0039 \times 0,91 \times 252,856$

$$Q_{10} = 0,25 \text{ m}^3/\text{s}$$

VII.1.3.3. Présentation des résultats

Les résultats des débits de drainage longitudinal sont donnés dans le tableau suivant :

¹² D'après le **Tableau 67**

Tableau 68 : Débits de drainage longitudinal

N°	Localisation		I(%)	Longueur <i>L</i> (km)	<i>Q₁₀</i> (m ³ /s)
	Début	Fin			
1	30+000	30+255	1,81	0,255	0,18
2	30+444	30+642	1,97	0,198	0,14
3	30+808	31+897	0,30	1,089	0,55
4	31+973	32+078	1,82	0,105	0,08
5	32+465	32+590	1,37	0,125	0,09
6	32+816	32+896	3,15	0,080	0,06
7	33+152	33+200	5,37	0,048	0,04
8	33+290	33+347	1,29	0,057	0,04
9	33+444	33+990	1,14	0,546	0,36
10	34+117	34+493	0,97	0,376	0,25
11	34+673	34+977	2,62	0,304	0,22
12	35+236	35+429	2,58	0,193	0,14
13	35+574	35+910	2,25	0,336	0,24
14	36+120	36+214	2,88	0,094	0,07
15	36+386	37+102	0,45	0,716	0,41
16	37+252	37+723	0,30	0,471	0,27
17	37+949	38+182	1,92	0,233	0,17
18	38+308	38+860	0,61	0,552	0,34
19	39+016	39+195	2,52	0,179	0,13
20	39+285	39+491	0,67	0,206	0,14
21	39+599	39+722	2,79	0,123	0,09
22	39+881	40+635	0,40	0,754	0,43
23	40+856	41+153	3,93	0,297	0,22
24	41+319	41+396	1,61	0,077	0,06
25	41+601	42+165	2,71	0,564	0,40
26	42+334	42+741	2,92	0,407	0,29
27	42+857	42+948	0,95	0,091	0,07
28	43+153	43+296	5,14	0,143	0,11
29	43+450	43+497	1,76	0,047	0,04
30	43+698	43+737	6,00	0,039	0,03
31	43+845	44+300	1,05	0,455	0,30
32	44+518	44+618	3,32	0,100	0,08
33	44+799	44+996	2,72	0,197	0,15
34	45+176	45+241	0,87	0,065	0,05
35	45+395	45+437	4,29	0,042	0,03
36	45+531	45+594	1,02	0,063	0,05
37	45+647	45+736	0,17	0,089	0,06
38	45+813	46+062	1,71	0,249	0,18
39	46+319	46+410	1,70	0,091	0,07
40	46+559	47+101	1,27	0,542	0,36
41	47+259	47+341	6,34	0,082	0,06

Tableau 68: (Suite)

N°	Localisation		I(%)	Longueur <i>L</i> (km)	<i>Q</i> ₁₀ (m ³ /s)
	Début	Fin			
42	47+595	47+868	1,28	0,273	0,19
43	47+986	48+080	5,22	0,094	0,07
44	48+295	48+490	1,86	0,195	0,14
45	48+652	49+243	3,89	0,591	0,42
46	49+425	49+587	3,35	0,162	0,12
47	49+946	50+122	4,16	0,176	0,13
48	50+345	50+510	3,11	0,165	0,12
49	50+674	50+803	1,07	0,129	0,09
50	51+042	51+092	3,72	0,050	0,04
51	51+244	51+695	1,18	0,451	0,30
52	51+791	52+006	2,14	0,215	0,16
53	52+153	52+542	0,30	0,389	0,23
54	52+660	53+055	0,69	0,395	0,26
55	53+154	53+257	1,21	0,103	0,08
56	53+316	53+456	0,47	0,140	0,10
57	53+585	53+713	0,39	0,128	0,09
58	53+760	53+875	0,87	0,115	0,08
59	54+054	54+185	0,32	0,131	0,09
60	54+275	54+932	0,52	0,657	0,39
61	54+983	55+050	0,34	0,067	0,05
62	55+094	55+763	0,36	0,669	0,38
63	55+798	55+896	0,71	0,098	0,07
64	56+067	56+258	0,71	0,191	0,13
65	56+395	56+530	2,94	0,135	0,10
66	56+771	56+812	5,07	0,041	0,03
67	57+125	57+490	1,18	0,365	0,25
68	57+645	58+098	0,30	0,453	0,26
69	58+271	58+381	1,86	0,110	0,08
70	58+479	58+851	1,41	0,372	0,26
71	58+995	59+092	1,45	0,097	0,07
72	59+272	59+578	0,83	0,306	0,21
73	59+731	59+894	1,09	0,163	0,12

VII.2. ETUDE HYDRAULIQUE

L'objet de cette étude est de dimensionner les ouvrages hydrauliques qui ont pour rôle d'évacuer les eaux de ruissellement hors de l'emprise de la route. Dans cette étude, les trois types d'ouvrages hydrauliques suivants vont être traités :

- Les fossés latéraux : destinés à récolter les eaux venants de la chaussée et du talus de déblais;

- Les ouvrages de décharge : constitués de buses et/ou de dalots, ils servent à faire passer les eaux des fossés ou les eaux naturels de faible débit sous la chaussée pour les évacuer vers un exutoire ;
- Les ouvrages de franchissement : ils servent à faire passer un écoulement d'eau de débit important sous la chaussée. On peut citer le pont, le radier ou le dalot de franchissement.

VII.2.1. Etude des fossés latéraux

L'étude des fossés consiste à déterminer le type et les dimensions des fossés qu'on aura à planter pour évacuer le débit de drainage longitudinal (cf. §VII.1.3).

Un fossé latéral peut avoir 3 formes : triangulaire, rectangulaire ou trapézoïdale. Il peut aussi être revêtu ou en terre.

VII.2.1.1. Méthodologie

La méthode consiste à déterminer le débit maximal évacuable Q_{max} par un fossé et de le comparer au débit à évacuer Q_0 . Les dimensions du fossé pour lesquelles Q_{max} sera égal à Q_0 à 5 % près, seront retenues.

Pour déterminer Q_{max} , la formule à utiliser est celle de MANNING – STRICKLER. Elle est de la forme :

$$Q_{max} = v \times \omega \quad (51)$$

Avec :

$$v = k \times R^{0,5+y} \times i_f^{0,5} \quad (52)$$

Où v – Vitesse d'écoulement en $[m/s]$;

k – coefficient de rugosité des surfaces d'écoulement ;

R – rayon hydraulique $[m]$;

i – pente longitudinale du fossé [%].

VII.2.1.2. Détermination des différents paramètres du fossé

a. *Rayon hydraulique*

Il est défini par la relation :

$$R = \frac{\omega}{\chi} \quad (53)$$

Où ω – Surface mouillée ou ouverture efficace du fossé [m^2] ;

χ – Périmètre mouillé du fossé [m].

Le tableau suivant définit les valeurs des surfaces et périmètres mouillés des différentes formes possibles de fossé de pied :

Tableau 69 : Caractéristiques des fossés de pied

Formes	Coupe transversale	$\omega (m^2)$	$\chi (m)$	$R (m)$
Triangulaire		$\frac{5h^2}{4}$	$\frac{3h\sqrt{5}}{2}$	$\frac{h\sqrt{5}}{6}$
Rectangulaire		$b \times h$	$b + 2h$	$\frac{\omega}{\chi}$
Trapézoïdale		$bh + mh^2$ ($\xi = 2\sqrt{m^2 + 1}$)	$b + \xi h$	$\frac{\omega}{\chi}$

Source : Cours d'hydraulique routière (2012)

b. Coefficient de rugosité des surfaces d'écoulement

Le coefficient de rugosité k est fonction du revêtement du fossé et de l'état de celui-ci (bon, passable ou mauvais). Les valeurs de k peuvent être lus dans le Tableau 70.

Tableau 70 : Valeurs du coefficient de rugosités k

Nature de la surface d'écoulement	<i>k</i>		
	Bon	Passable	Mauvais
Sol sableux	50	50	40
Sol argileux	compact	59	50
	sèche	56	53
Revêtement bois	100	83	71
Revêtement béton	lisse	83	77
	rugueux	71	67
Maçonnerie de moellons	jointoyée	71	67
	sèche	50	45
Gazonnage	33	33	29

Source : Cours d'hydraulique routière (2012)

c. *Pente longitudinale du fossé*

Il s'agit de la pente du fond de fossé. Il est donné par la relation :

$$i_f = \frac{H - H_0}{L} + i_T \quad (54)$$

Avec :

- i_T – Pente longitudinale du terrain naturel [%] ;
- H – Profondeur du fossé [m] ;
- H_0 – Hauteur de garde du fossé [m], $H_0 = 0,10 \text{ m}$;
- L – Longueur de fossé.

VII.2.1.3. Principe de dimensionnement

Le principe consiste à dimensionner le fossé en choisissant d'abord un fossé triangulaire de dimensions maximales. Si celui-ci est surdimensionné, on diminue son hauteur jusqu'à ce qu'il soit bien dimensionné; s'il est sous-dimensionné, on peut le revêtir. Si le résultat ne change pas, on passe à un autre type de fossé : fossé rectangulaire. On vérifie alors si celui-ci peut évacuer le débit avec ses dimensions maximales. Si ce n'est pas le cas on passe à un fossé trapézoïdal. Si le débit ne peut pas encore être évacué, on a recours à un ou plusieurs ouvrages de décharge. L'Annexe 9 présente un organigramme sur le principe de dimensionnement d'un fossé.

VII.2.1.4. Nombre et emplacement des ouvrages de décharge

S'il n'y a pas d'exutoire au bout du fossé, le nombre d'ouvrage de décharge est :



$$n = \frac{Q_0}{Q_{max}} \quad (55)$$

Sinon, le nombre d'ouvrage de décharge est $n - 1$

Pour calculer le nouveau débit à évacuer par les fossés et les ouvrages de décharge, la meilleure solution est de diviser le tronçon en n tronçons égaux et de redimensionner les fossés.

$$Q'_0 = \frac{Q_0}{n} \quad (56)$$

$$L' = \frac{L}{n} \quad (57)$$

Où Q'_0 – Nouveau débit à évacuer sur une longueur L' [m^3/s].

L' - Longueur du fossé jusqu'à un ouvrage de décharge [m].

VII.2.1.5. Vérifications et limitations

a. *Au niveau des dimensions du fossé*

Par raison de sécurité, les dimensions du fossé sont limitées :

- Largeur à la gueule du fossé :
 - Triangulaire : $B \leq 1,00 \text{ m}$;
 - Rectangulaire : $b \leq 0,30 \text{ m}$;
 - Trapézoïdal : $B \leq 1,00 \text{ m}$.
- Profondeur du fossé :
 - Triangulaire : $H \leq 0,40 \text{ m}$;
 - Rectangulaire : $H \leq 0,50 \text{ m}$;
 - Trapézoïdal : $H \leq 0,50 \text{ m}$.

b. *Au niveau de la vitesse*

Pour éviter tout risque d'ensablement et d'affouillement, la vitesse d'écoulement doit vérifier la relation :

$$v_{ens} \leq v \leq v_{aff} \quad (58)$$

Où :

- v_{ens} – Vitesse d'ensablement :
$$\begin{cases} v_{ens} = 0,25 \text{ m/s pour un terrain sableux} \\ v_{ens} = 0,5 \text{ m/s pour un terrain limoneux} \end{cases}$$

- v_{aff} – Vitesse d'affouillement :
$$\begin{cases} v_{aff} = 3 \text{ m/s pour un terrain limoneux ou sableux} \\ v_{aff} = 6,5 \text{ m/s pour un fossé maçonné.} \end{cases}$$

c. *Au niveau du débit*

On doit calculer $\frac{|\Delta Q|}{Q} \times 100$ et apprécier sa valeur:

- Si $\frac{|\Delta Q|}{Q} \times 100 \leq 5$, le fossé est bien dimensionné ;
- Si $\frac{|\Delta Q|}{Q} \times 100 > 5$ et $Q_{max} > Q_0$, le fossé est surdimensionné ;
- Si $\frac{|\Delta Q|}{Q} \times 100 > 5$ et $Q_0 > Q_{max}$, le fossé est sous-dimensionné.

VII.2.1.6. Exemple de calcul : cas du tronçon du PK 30+000 au PK 32+078

➤ Données sur l'écoulement :

Tableau 71 : Débits à évacuer du tronçon PK 30+000 au PK 32+078

N° du BV	Localisation		$i_T(\%)$	$L (km)$	$Q_0 (m^3/s)$
	Début	Fin			
1	PK 30+000	PK 30+255	1,81	0,255	0,18
2	PK 30+444	PK 30+642	1,97	0,198	0,14
3	PK 30+808	PK 31+897	0,30	1,089	0,55
4	PK 31+973	PK 32+078	1,82	0,105	0,08

➤ Prenons un fossé triangulaire en terre de hauteur $H = 0,40 \text{ m}$:

$$h = 0,40 - 0,10 = 0,30 \text{ m}$$

Le terrain est constitué de sol argileux dans un état passable : $k = 50$

N°	$h (m)$	$R (m)$	$i_f (\%)$	$v (m/s)$	$Q_{max} (m^3/s)$	$Q_0 (m^3/s)$	$\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$	Conclusion
1	0,3	0,112	1,81	1,41	0,16	0,18	13	Sous-dimensionné
2	0,3	0,112	1,97	1,47	0,17	0,14	15	Surdimensionné
3	0,3	0,112	0,30	0,58	0,06	0,55	88	Sous-dimensionné
4	0,3	0,112	1,82	1,42	0,16	0,08	103	Surdimensionné

Les fossés des BV N°2 et 4 sont surdimensionnés, il faut donc diminuer leur profondeur jusqu'à ce qu'ils soient bien dimensionnés :

N°	$h (m)$	$R (m)$	$i_f (\%)$	$v (m/s)$	$Q_{max} (m^3/s)$	$Q_0 (m^3/s)$	$\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$	Conclusion
2	0,28	0,104	1,97	1,40	0,14	0,14	5	Bien dimensionné
4	0,23	0,086	1,82	1,17	0,08	0,08	1	Bien dimensionné

Les fossés des BV N°1 et 3 sont sous-dimensionnés, il faut passer à une autre section de débit évacuable plus élevé.

- Vérifions les BV N°1 et 3 par un fossé rectangulaire en terre de hauteur $H = 0,50 \text{ m}$ et $b = 0,30 \text{ m}$

$$h = 0,50 - 0,10 = 0,40 \text{ m}$$

$$k = 50$$

N°	<i>b</i> (m)	<i>h</i> (m)	<i>R</i> (m)	<i>i_f</i> (%)	<i>v</i> (m/s)	<i>Q_{max}</i> (m³/s)	<i>Q₀</i> (m³/s)	$\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$	Conclusion
1	0,3	0,4	0,109	1,81	1,39	0,17	0,18	9	sous dimensionné
3	0,3	0,4	0,109	0,30	0,57	0,07	0,55	88	sous dimensionné

Les fossés sont tous sous-dimensionnés. Revêtons-les de maçonnerie de moellons $k = 67$.

N°	<i>b</i> (m)	<i>h</i> (m)	<i>R</i> (m)	<i>i_f</i> (%)	<i>v</i> (m/s)	<i>Q_{max}</i> (m³/s)	<i>Q₀</i> (m³/s)	$\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$	Conclusion
1	0,3	0,4	0,109	1,81	1,98	0,24	0,18	30	Surdimensionné
3	0,3	0,4	0,109	0,30	0,81	0,10	0,55	83	Sous dimensionné

Pour le fossé du BV N° 1 qui est surdimensionné, il faut diminuer h :

N°	<i>b</i> (m)	<i>h</i> (m)	<i>R</i> (m)	<i>i_f</i> (%)	<i>v</i> (m/s)	<i>Q_{max}</i> (m³/s)	<i>Q₀</i> (m³/s)	$\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$	Conclusion
1	0,3	0,31	0,101	1,81	1,88	0,18	0,18	4	Bien dimensionné

Le fossé du BV N°3 est encore sous-dimensionné même avec les dimensions maximales, Vérifions le avec un fossé trapézoïdal.

- Le débit à évacuer est encore très grand par rapport au débit évacuable pour le cas précédent. Passons directement au fossé trapézoïdal en maçonnerie de moellons de hauteur $H = 0,50 \text{ m}$ et $b = 0,30 \text{ m}$

$$h = 0,50 - 0,10 = 0,40 \text{ m}$$

$$k = 67$$

N°	<i>m</i>	<i>b</i> (m)	<i>h</i> (m)	<i>R</i> (m)	<i>i_f</i> (%)	<i>v</i> (m/s)	<i>Q_{max}</i> (m³/s)	<i>Q₀</i> (m³/s)	$\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$	Conclusion
3	0,67	0,3	0,4	0,180	0,30	1,14	0,26	0,55	54	Sous dimensionné

Le fossé est encore sous-dimensionné, il faut implanter des ouvrages de décharge.

➤ Nombre d'ouvrage de décharge :

$$n = \frac{0,55}{0,26} = 3$$

En considérant qu'il n'y a pas d'exutoire naturel au bout du fossé, le nombre d'ouvrage de décharge est $n = 3$.

➤ Nouveau débit à évacuer :

$$Q'_0 = \frac{0,55}{3} = 0,18 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ Distance entre les ouvrages de décharge :

$$L' = \frac{1,089}{3} = 0,363 \text{ km}$$

Donc, sur le tronçon du BV N°3, il y aura 2 ouvrages de décharge distants de 363 m.

VII.2.1.7. Présentation des résultats

Après calculs, 4 types de fossés sont retenues :

- Les fossés triangulaires en terre ;
- Les fossés rectangulaires en maçonnerie de moellons ;
- Les fossés trapézoïdaux en terre ;
- Les fossés trapézoïdaux en maçonnerie de moellons.

Tableau 72 : Liste des fossés rectangulaires maçonnés

N°	b (m)	h (m)	R (m)	i_f (%)	v (m/s)	Q_{max} (m³/s)	Q₀ (m³/s)	 ΔQ / Q₀ × 100	Conclusion
1	0,3	0,31	0,101	1,81	1,88	0,18	0,18	4	Bien dimensionné
11	0,3	0,32	0,102	2,62	2,28	0,22	0,22	1	Bien dimensionné
13	0,3	0,36	0,106	2,25	2,17	0,23	0,24	3	Bien dimensionné
20	0,3	0,4	0,109	0,67	1,21	0,14	0,14	3	Bien dimensionné
26	0,3	0,4	0,109	2,92	2,52	0,30	0,29	3	Bien dimensionné
37	0,3	0,34	0,104	0,17	0,59	0,06	0,06	3	Bien dimensionné
38	0,3	0,33	0,103	1,71	1,86	0,18	0,18	3	Bien dimensionné
42	0,3	0,4	0,109	1,28	1,67	0,20	0,19	5	Bien dimensionné
56	0,3	0,34	0,104	0,47	0,98	0,10	0,10	4	Bien dimensionné
57	0,3	0,34	0,104	0,39	0,89	0,09	0,09	5	Bien dimensionné
59	0,3	0,36	0,106	0,32	0,82	0,09	0,09	1	Bien dimensionné
64	0,3	0,35	0,105	0,71	1,21	0,13	0,13	4	Bien dimensionné

Tableau 73 : Liste des fossés triangulaire en terre

N°	<i>h</i> (m)	<i>R</i> (m)	<i>i_f</i> (%)	<i>v</i> (m/s)	<i>Q_{max}</i> (m³/s)	<i>Q₀</i> (m³/s)	$\frac{ ΔQ }{Q_0} \times 100$	Conclusion
2	0,28	0,104	1,97	1,40	0,14	0,14	5	Bien dimensionné
4	0,23	0,086	1,82	1,17	0,08	0,08	1	Bien dimensionné
5	0,26	0,097	1,37	1,11	0,09	0,09	2	Bien dimensionné
6	0,19	0,071	3,15	1,35	0,06	0,06	1	Bien dimensionné
7	0,145	0,054	5,37	1,45	0,04	0,04	2	Bien dimensionné
8	0,2	0,075	1,29	0,89	0,04	0,04	4	Bien dimensionné
12	0,27	0,101	2,58	1,57	0,14	0,14	0	Bien dimensionné
14	0,205	0,076	2,88	1,36	0,07	0,07	0	Bien dimensionné
17	0,3	0,112	1,92	1,46	0,16	0,17	3	Bien dimensionné
19	0,26	0,097	2,52	1,51	0,13	0,13	4	Bien dimensionné
21	0,23	0,086	2,79	1,45	0,10	0,09	4	Bien dimensionné
23	0,29	0,108	3,93	2,03	0,21	0,22	3	Bien dimensionné
24	0,21	0,078	1,61	1,03	0,06	0,06	2	Bien dimensionné
27	0,245	0,091	0,95	0,89	0,07	0,07	0	Bien dimensionné
28	0,215	0,080	5,14	1,88	0,11	0,11	1	Bien dimensionné
29	0,175	0,065	1,76	0,95	0,04	0,04	1	Bien dimensionné
30	0,13	0,048	6	1,42	0,03	0,03	2	Bien dimensionné
32	0,205	0,076	3,32	1,46	0,08	0,08	1	Bien dimensionné
33	0,27	0,101	2,72	1,61	0,15	0,15	0	Bien dimensionné
34	0,22	0,082	0,87	0,79	0,05	0,05	1	Bien dimensionné
35	0,145	0,054	4,29	1,30	0,03	0,03	4	Bien dimensionné
36	0,21	0,078	1,02	0,82	0,05	0,05	3	Bien dimensionné
39	0,22	0,082	1,7	1,10	0,07	0,07	2	Bien dimensionné
41	0,17	0,063	6,34	1,76	0,06	0,06	0	Bien dimensionné
43	0,185	0,069	5,22	1,70	0,07	0,07	0	Bien dimensionné
44	0,29	0,108	1,86	1,40	0,15	0,14	3	Bien dimensionné
46	0,24	0,089	3,35	1,64	0,12	0,12	3	Bien dimensionné
47	0,24	0,089	4,16	1,83	0,13	0,13	1	Bien dimensionné
48	0,25	0,093	3,11	1,63	0,13	0,12	3	Bien dimensionné
49	0,27	0,101	1,07	1,01	0,09	0,09	2	Bien dimensionné
50	0,155	0,058	3,72	1,27	0,04	0,04	2	Bien dimensionné
52	0,29	0,108	2,14	1,50	0,16	0,16	0	Bien dimensionné
55	0,25	0,093	1,21	1,01	0,08	0,08	5	Bien dimensionné
58	0,27	0,101	0,87	0,91	0,08	0,08	0	Bien dimensionné
61	0,26	0,097	0,34	0,55	0,05	0,05	1	Bien dimensionné
63	0,26	0,097	0,71	0,80	0,07	0,07	4	Bien dimensionné
65	0,23	0,086	2,94	1,49	0,10	0,10	3	Bien dimensionné
66	0,135	0,050	5,07	1,34	0,03	0,03	5	Bien dimensionné
69	0,23	0,086	1,86	1,19	0,08	0,08	4	Bien dimensionné
71	0,23	0,086	1,45	1,05	0,07	0,07	4	Bien dimensionné
73	0,29	0,108	1,09	1,07	0,11	0,12	3	Bien dimensionné

Tableau 74 : Liste des fossés trapézoïdaux en terre

N°	m	b (m)	h (m)	R (m)	i_f (%)	v (m/s)	Q_{max} (m³/s)	Q₀ (m³/s)	 ΔQ / Q₀ × 100	Conclusion
3	0,67	0,3	0,4	0,180	0,3	0,81	0,18	0,18	2	Bien dimensionné avec 2 ouvrages de décharge
9	0,67	0,3	0,4	0,180	1,14	1,57	0,36	0,36	1	Bien dimensionné
10	0,67	0,3	0,35	0,164	0,97	1,36	0,25	0,25	0	Bien dimensionné
15	0,67	0,3	0,39	0,176	0,45	0,98	0,21	0,21	1	Bien dimensionné avec un ouvrage de décharge
16	0,67	0,3	0,35	0,164	0,3	0,75	0,14	0,14	1	Bien dimensionné avec un ouvrage de décharge
22	0,67	0,3	0,4	0,180	0,4	0,93	0,21	0,21	1	Bien dimensionné avec un ouvrage de décharge
25	0,67	0,3	0,34	0,160	2,71	2,23	0,40	0,40	1	Bien dimensionné
31	0,67	0,3	0,38	0,173	1,05	1,47	0,31	0,30	2	Bien dimensionné
40	0,67	0,3	0,39	0,176	1,27	1,64	0,36	0,36	1	Bien dimensionné
45	0,67	0,3	0,32	0,154	3,89	2,60	0,43	0,42	1	Bien dimensionné
51	0,67	0,3	0,36	0,167	1,18	1,52	0,29	0,30	3	Bien dimensionné
54	0,67	0,3	0,38	0,173	0,69	1,19	0,25	0,26	2	Bien dimensionné
60	0,67	0,3	0,36	0,167	0,52	1,01	0,20	0,20	2	Bien dimensionné avec un ouvrage de décharge
62	0,67	0,3	0,39	0,176	0,36	0,87	0,19	0,19	0	Bien dimensionné avec un ouvrage de décharge
67	0,67	0,3	0,33	0,157	1,18	1,45	0,25	0,25	0	Bien dimensionné
70	0,67	0,3	0,32	0,154	1,41	1,56	0,26	0,26	0	Bien dimensionné
72	0,67	0,3	0,32	0,154	0,83	1,20	0,20	0,21	4	Bien dimensionné

Tableau 75 : Liste des fossés trapézoïdaux maçonnés

N°	m	b (m)	h (m)	R (m)	i_f (%)	v (m/s)	Q_{max} (m³/s)	Q₀ (m³/s)	 ΔQ / Q₀ × 100	Conclusion
18	0,67	0,3	0,38	0,173	0,61	1,58	0,33	0,34	3	Bien dimensionné
53	0,67	0,3	0,37	0,170	0,3	1,09	0,22	0,23	4	Bien dimensionné
68	0,67	0,3	0,4	0,180	0,3	1,14	0,26	0,26	2	Bien dimensionné

La route est constituée généralement de profil mixte. De ce fait, un ouvrage de décharge est implanté au bout de chaque écoulement pour évacuer les eaux de ruissellement vers un exutoire naturel.

VII.2.2. Calcul des ouvrages de décharge

Les ouvrages de décharge sont des ouvrages de drainage transversal. Ils permettent aux eaux de ruissellement de traverser la route. Il existe 2 types d'ouvrages de décharge à savoir :

- Les buses : De section circulaire, elles peuvent être métallique ou en béton (armé ou non selon son rayon). Le rayon minimal d'une buse est de 0,20 m et le rayon maximal est de 1,20 m. Il doit y avoir au moins 0,80 m de remblai au dessus de la buse ;
- Les dalots : Ils ont une section rectangulaire. On distingue :
 - Les dalots ordinaires : constitués de piédroits verticaux fondés sur semelles ou radier général et sur lesquels repose une dalle en BA ;
 - Les dalots cadres dans lesquels la dalle, les piédroits et le radier constitue une structure rigide en BA ;
 - Les dalots portiques : analogues aux dalots cadres mais sans radier.

Dans cette étude, les ouvrages de décharge à considérer sont exclusivement des dalots.

Les dalots peuvent avoir 2 rôles :

- Evacuer les eaux de ruissellement venant des fossés latéraux : dalot d'assainissement ;
- Evacuer les eaux venant d'un écoulement naturel (cours d'eau issu d'un bassin versant) : dalot de franchissement.

Pour illustrer le calcul, les dalots évacuant les eaux venant du bassin versant longitudinal N° 3 et du bassin versant transversal N° 12 seront calculés au fur et à mesure.

VII.2.2.1. Hypothèses de calcul

- Le régime d'écoulement est torrentiel ;
- Le dalot travaille à surface et à sortie libre.

VII.2.2.2. Méthode de calcul

La méthode consiste à se donner une largeur B du dalot, de calculer la pente critique ainsi que la vitesse d'écoulement. Puis cette vitesse sera appréciée par rapport à la vitesse d'affouillement pour déterminer si le dalot est bien dimensionné ou non. Il faut alors calculer :

$$\frac{|\Delta V|}{V_{aff}} \times 100 = \frac{V - V_{aff}}{V_{aff}} \quad (59)$$

- S'il est ≤ 5 , le fossé est bien dimensionné ;
- S'il est > 5 et $V_{aff} > V$, le fossé est surdimensionné ;
- S'il est > 5 et $V_{aff} < V$, le fossé est sous-dimensionné.

VII.2.2.3. Calcul de la pente critique

Il faut déterminer les paramètres adimensionnels I_{cr}^* et Q_I^* par les formules suivantes :

$$I_{cr}^* = \frac{I_{cr} \cdot k^2 \cdot B^{1/3}}{g} \quad (60)$$

$$Q_I^* = \frac{Q_0}{\sqrt{g \cdot B^5}} \quad (61)$$

Où :

- I_{cr}^* et Q_I^* - Paramètres adimensionnels ;
- I_{cr} – Pente critique du dalot [%];
- k – Coefficient de rugosité de la surface du dalot. Pour un dalot en maçonnerie de moellons : $k = 67$;
- g – Intensité de la pesanteur, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

L'abaque de calcul de la pente dans un dalot (voir Annexe 10) permet de déterminer I_{cr}^* en fonction de Q_I^* . La formule N° 59 permet alors de déduire I_{cr} connaissant I_{cr}^* :

$$I_{cr} = \frac{I_{cr}^* \cdot g}{k^2 \cdot B^{1/3}} \quad (62)$$

Tableau 76 : Calcul de la pente critique

N° du BV	$Q_0 (\text{m}^3/\text{s})$	$B (\text{m})$	Q_I^*	I_{cr}^*	$I_{cr} (\%)$
3	0,18	0,5	0,33	3,15	0,87
12	7,94	3	0,16	2,8	0,42

VII.2.2.4. Calcul de la vitesse d'écoulement

Le calcul est similaire à celui de la pente critique. Il faut déterminer les paramètres adimensionnels Q_V^* et V^* puis en déduire la vitesse. Les relations suivantes sont utilisées :

$$V^* = \frac{V}{k \cdot I^{0,5} \cdot B^{2/3}} \quad (63)$$

$$Q_V^* = \frac{Q_0}{k \cdot I^{0,5} \cdot B^{8/3}} \quad (64)$$

Où :

- V^* et Q_V^* sont les paramètres adimensionnels ;

- I est la pente réelle du dalot. Elle tient compte de l'imperfection de la mise en œuvre.
Elle est obtenue par la relation :

$$I = 1,20 \cdot I_{cr} \quad (65)$$

Après avoir calculé Q_V^* , on lit V^* dans l'abaque de calcul de la vitesse dans un dalot (cf. Annexe 10) La vitesse d'écoulement est alors déduite par la formule :

$$V = V^* \cdot k \cdot I^{0,5} \cdot B^{2/3} \quad (66)$$

Tableau 77 : Calculs de la vitesse d'écoulement

N° du BV	$Q_0 (m^3/s)$	$I_{cr} (\%)$	$I (\%)$	$B (m)$	Q_V^*	V^*	$V (m/s)$
3	0,18	0,87	1,04	0,5	0,17	0,38	1,64
12	7,94	0,42	0,51	3	0,09	0,315	3,13

VII.2.2.5. Vérifications

a. Vis-à-vis de l'ensablement

Pour éviter tout risque d'ensablement :

$$V > V_{ens} \quad (67)$$

Pour un terrain sableux $V_{ens} = 0,50 \text{ m/s}$. Donc il n'y a aucun risque d'ensablement dans les 2 cas.

b. Vis-à-vis de l'affouillement

Pour un dalot en maçonnerie de moellons ou en béton, la vitesse d'affouillement est $V_{aff} = 3,0 \text{ m/s}$.

Tableau 78 : Vérification de la vitesse vis-à-vis de l'affouillement

N° du BV	$V (m/s)$	$V_{aff} (m/s)$	$\frac{ \Delta V }{V_{aff}} \times 100$	Conclusion
3	1,64	3,00	45,46	Surdimensionné
12	3,13		4,41	Le choix de B est correct

Le dalot du BV N°3 est surdimensionné mais pour pouvoir effectuer l'entretien du dalot le moment venu, on ne peut plus diminuer sa largeur. Donc on va garder $B = 0,50 \text{ m}$.

VII.2.2.6. Calcul de la hauteur du dalot

Il est défini par la relation :

$$D = y + 0,10 \quad (68)$$

y étant la hauteur de la lame d'eau. Il s'obtient par la formule :

$$y = B \cdot Q_I^*{}^{2/3} \quad (69)$$

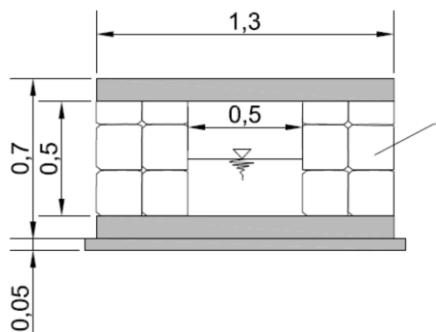
Tableau 79 : Calcul de la hauteur du dalot

N° du BV	Q_I^*	y (m)	D (m)
3	0,33	0,24	$0,34 \approx 0,50$
12	0,16	0,89	$0,99 \approx 1,00$

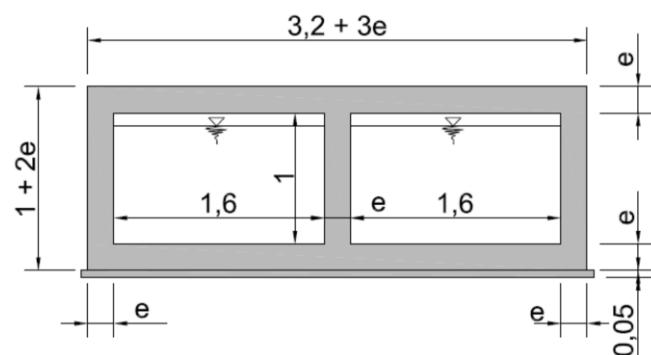
VII.2.2.7. Conclusion

Pour le BV N°3, un dalot de $0,50 \times 0,50$ m sera aménagé.

Pour le BV N°12, on a le choix entre un dalot simple de 3×1 m ou un dalot à double ouvertures $2 \times (1,6 \times 1$ m).



Dalot ordinaire $0,5 \times 0,5$ m



Dalot cadre $2 \times (1,6 \times 1$ m)

Figure 22 : Sections transversales des dalots étudiés, dimensions en [m]

VII.2.3. Dimensionnement mécanique du dalot

L'objet de ce chapitre est de calculer les efforts qui sollicitent le dalot et de déterminer par la suite les armatures de chaque élément du dalot.

Dans cet ouvrage, le dalot à 2 ouvertures $2 \times (1,6 \times 1$ m) sera étudié. Il s'agit d'un dalot cadre en béton armé.

VII.2.3.1. Prédimensionnement

Puisqu'il s'agit d'un ouvrage sous-remblai, l'épaisseur des parois est donnée par la formule :

$$e = e_0 \times \sqrt{1 + \frac{H_r \cdot l^2}{2000 \cdot e_0}} \quad (70)$$

$$e_0 = \frac{l}{40} + 0,10 \quad (71)$$

Où H_r – Hauteur du remblai. $H_r = 1,00 \text{ m}$

l – Ouverture de l'ouvrage ;

On obtient :

$$e_0 = 0,18 \text{ m}$$

$$e = 0,183 \text{ m}$$

e sera pris égal à $0,20 \text{ m}$

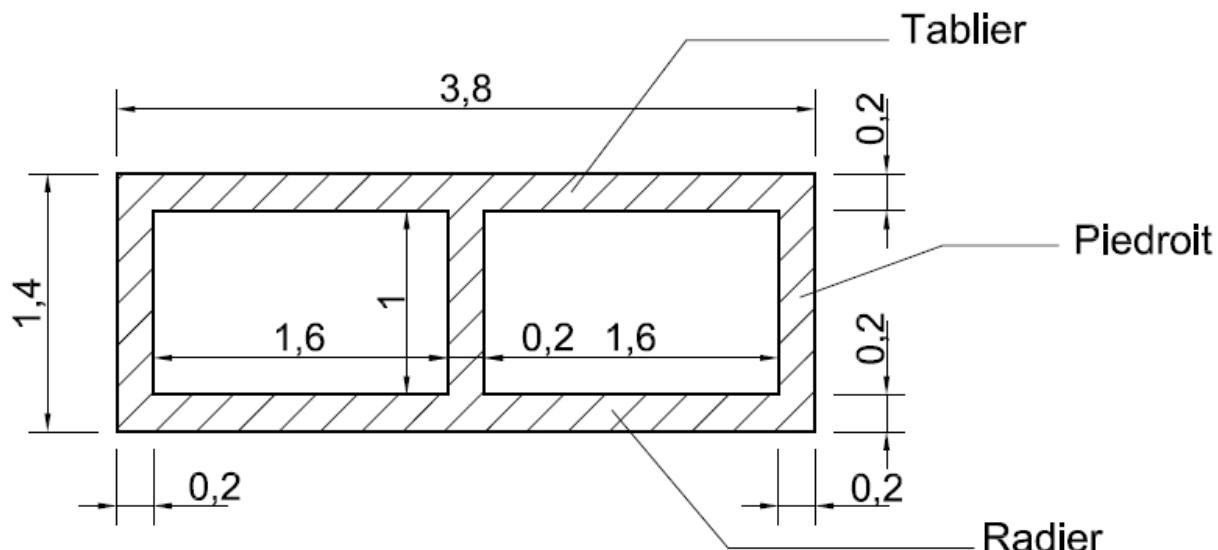


Figure 23 : Section transversale du dalot en BA, dimensions en [m]

VII.2.3.2. Détermination des charges appliquées au dalot

a. *Hypothèses*

- Remblai :
 - Masse volumique : $\rho_r = 18 \text{ kN/m}^3$;
 - Coefficient de poussée active : $K_\gamma = K_q = K = 0,33$;
 - Angle de répartition des charges à travers le remblai : $\theta_r = 30^\circ$
- Béton :
 - Dosage : Q350 ;
 - Ciment : CEM I 42,5 ;

- Masse volumique : $\rho_{BA} = 25 \text{ kN/m}^3$;
- Angle de répartition des charges à travers le béton : $\theta_b = 45^\circ$

b. Charges permanentes

- Charges appliquées sur le tablier :
 - Poids propre du tablier :

$$g_{tablier} = \rho_{BA} \times e \times b = 25 \times 0,2 \times 1 = 5 \text{ kN/m}$$

- Poids propre du remblai :

$$g_{remblai} = \rho_r \times H_r \times b = 18 \times 1 \times 1 = 18 \text{ kN/m}$$

D'où $g_1 = g_{tablier} + g_{remblai} = 23 \text{ kN/m}$

- Charges appliquées sur les piédroits extrêmes : Poussée des terres

La poussée des terres est définie par la relation :

$$p(x) = \rho_r \times K_y \times x + g_r \times K_p = 18 \times 0,33 \times x + 18 \times 0,33 = 5,94 x + 5,94$$

$$p(0) = 5,94$$

$$p(h_p) = 13,07$$

- Réaction du sol :

- Charges appliquées au radier :

- Poids propre du radier :

$$g_{radier} = \rho_{BA} \cdot e \cdot b = 25 \times 0,2 \times 1 = 5 \text{ kN/m}$$

- Poids des piédroits :

$$g_{piedroit} = \rho_{BA} \cdot e \cdot D = 25 \times 0,2 \times 1 = 5 \text{ kN/m}$$

La réaction du sol est égale aux charges appliquées au radier :

$$g_2 = g_{radier} + 3 \cdot g_{piedroit} + g_1 = 5 + 3 \times 5 + 23 = 43 \text{ kN/m}$$

c. Surcharge d'exploitation routière

La charge maximale provoquée par l'un des systèmes B_c et B_t sera la surcharge d'exploitation considérée.

- Coefficient de majoration dynamique (CMD):

Le CMD est un coefficient qui tient compte des mouvements des véhicules. Il est défini par la relation:

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{G}{Q}} \quad (72)$$

Avec :

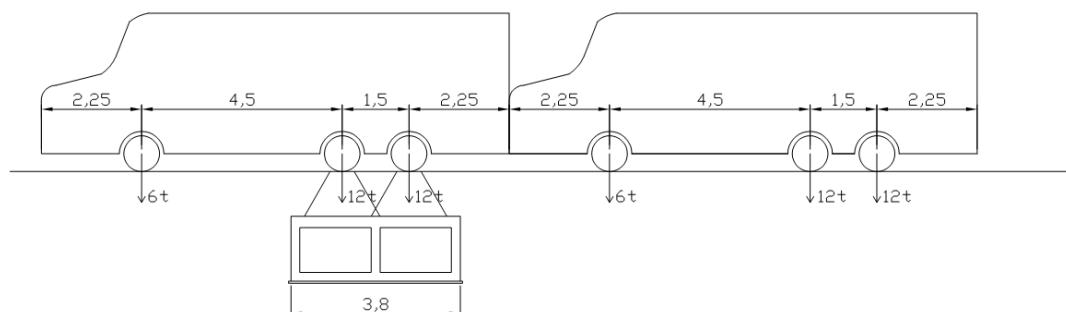
- L – Longueur du dalot: $L = 3,8 \text{ m}$;
- G – Poids total de l'ouvrage :

	$\rho_b(\text{kN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$l(\text{m})$	$L(\text{m})$	$G(\text{kN})$
Tablier	25	0,3	12	3,8	342
Radier	25	0,3	12	3,8	342
Piédroit	25	1	12	0,3	90
Total					954

- Q – Surcharge maximale pouvant se placer sur le dalot.

Comme le montre les figures ci-après, le cas le plus défavorable est que les 4 essieux arrières de 12 t de 2 camions de type B_{c30} alignés se trouvent sur le dalot, soit $Q = 48 \text{ t} = 480 \text{ kN}$.

Vue longitudinale



Vue transversale

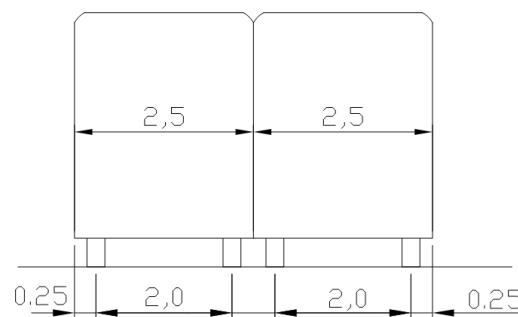


Figure 24 : Représentation du cas le plus défavorable sous système de charges Bc

Après calcul, on trouve $\delta = 1,294$

- Diffusion des charges

$$u = u_0 + 2 \cdot \tan\theta_r \cdot H_r + e \cdot \tan\theta_b \quad (73)$$

$$v = v_0 + 2 \cdot \tan\theta_r \cdot H_r + e \cdot \tan\theta_b \quad (74)$$

u_0 et v_0 sont respectivement la largeur et la longueur de la roue. Et u et v celles de son rectangle d'impact.

- Coefficient de majoration des systèmes B_c et B_t

L'effet de 2 camions accolés a été considéré, d'où $b_c = 1,1$ et $b_t = 1$

➤ Système B_c

Pour le système B_c , $u_0 = v_0 = 0,25 \text{ m}$. D'où

$$u = v = 0,25 + 1,15 \cdot H_r + e$$

Le coefficient de majoration du système B_c est calculé par la formule :

$$\delta_{Bc} = 1,2 \times 6 \times b_c \times \delta \times \begin{cases} \text{si } u > 4,5: 12/[(6 + u) \cdot (4,5 + u)] \\ \text{Si } 2 < u < 4,5: 8/[(4,5 + u) \cdot (1,5 + u)] \\ \text{si } 1,5 < u < 2: 4/[(1,5 + u) \cdot (0,5 + u)] \\ \text{Si } 0,5 < u < 1 < 5: 2/[(0,5 + u) \cdot u] \end{cases} \quad (75)$$

$$\delta_{Bc} = 6,30 \text{ t/m} = 63 \text{ kN/m}$$

➤ Système B_t

Pour le système B_t , $u_0 = 0,25 \text{ m}$ et $v_0 = 0,60 \text{ m}$. D'où :

$$u = 0,25 + 1,15 \cdot H_r + e$$

$$v = 0,60 + 1,15 \cdot H_r + e$$

$$\delta_{Bt} = 1,2 \times 8 \times b_t \times \delta \times \begin{cases} \text{si } v > 2: 8/[(1,35 + u) \cdot (5 + v)] \\ \text{Si } 1,7 < v < 2: 4/[(1,35 + u) \cdot (1 + v)] \\ \text{si } 1 < v < 1,7: 2/[(1 + v) \cdot u] \end{cases} \quad (76)$$

$$\delta_{Bt} = 5,71 \text{ t/m} = 57,1 \text{ kN/m}$$

$$S = \max(\delta_{Bc}; \delta_{Bt}) = 63 \text{ kN/m}$$

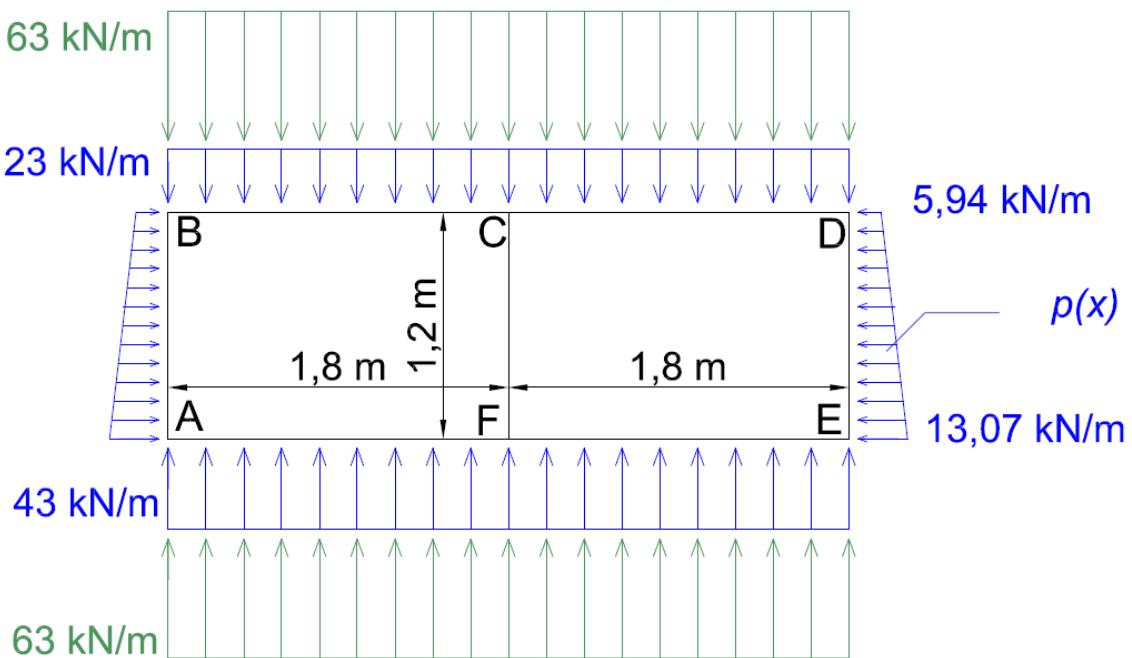


Figure 25 : Schéma de calcul du dalot

VII.2.3.3. Calcul des sollicitations

Il s'agit de déterminer les moments fléchissants et les efforts tranchants agissant sur le dalot. Plusieurs méthodes permettent de calculer ces sollicitations comme la méthode de rotation, la méthode de HARDY- CROSS, les méthodes numériques utilisant des logiciels comme Robobat, RDM 6,... Dans cet ouvrage, la méthode de rotation à noeuds déplaçables sera utilisée car elle est applicable à ce système et que les étapes de calculs de celle-ci sont simples.

Les éléments du dalot sont considérés comme des poutres rectangulaires de largeur unité et constituent un portique.

❖ Cas des charges permanentes

a. *Détermination des moments fléchissants*

✓ Etapes de calcul :

Pour déterminer les moments fléchissants aux noeuds, il faut :

- Déterminer les facteurs de transmission, les facteurs de rigidité et les moments d'encastrement parfait de chaque barre ;
- Etablir la matrice de passage à partir de l'équilibre des noeuds ;
- Calculer l'inverse de la matrice de passage et en déduire les variables hyperstatiques ;

- Calculer les moments à partir des équations fondamentales de la déformée ;
- Réécrire l'équilibre des nœuds pour vérifier l'exactitude des résultats.

Pour une poutre ij , les équation fondamentales de la déformée s'écrivent :

$$M_{ij} = \mu_{ij} + K_{ij} \cdot \theta_i + \lambda_{ji} \cdot K_{ji} \cdot \theta_j + K_{ij} \cdot (1 + \lambda_{ij}) \cdot \Omega_{ij} \quad (77)$$

$$M_{ji} = \mu_{ji} + K_{ji} \cdot \theta_j + \lambda_{ij} \cdot K_{ij} \cdot \theta_i + K_{ji} \cdot (1 + \lambda_{ji}) \cdot \Omega_{ji} \quad (78)$$

Où :

- μ_{ij} et μ_{ji} sont les moments d'encastrement parfait de la poutre ij ;
 - K_{ij} et K_{ji} sont les facteurs de rigidité de la poutre ij ;
 - λ_{ij} et λ_{ji} sont les facteurs de transmission de la poutre ij ;
 - θ_i et θ_j sont les rotations respectives des nœuds i et j ;
 - $\Omega_{ij} = \Omega_{ji}$ est la rotation de la poutre ij .
- ✓ Facteurs de transmission

Pour une poutre de section constante :

$$\lambda_{ij} = \lambda_{ji} = \frac{L}{2} \quad (79)$$

✓ Facteurs de rigidité

Dans le cas des poutres de section constantes, ils sont obtenus par la formule :

$$K_{ij} = K_{ji} = \frac{4 \cdot E \cdot I}{L} \quad (80)$$

Où :

- E : Module d'élasticité de la poutre ;
- I : Moment d'inertie de la poutre ;
- L : Longueur de la poutre.

Etant donné que les poutres sont tous en béton armé et qu'ils ont les mêmes sections transversales ($0,2 \times 1m$), la grandeur $E \cdot I$ est donc constante.

Tableau 80 : Valeurs des facteurs de rigidité

	Barre	K_{ij}
K_1	Piédroits	$3,33 \times EI$
K_2	Tablier, Radier	$2,22 \times EI$

✓ Moments d'encastrement parfait

Les expressions permettant d'obtenir le moment d'encastrement parfait varient selon les charges appliquées à la barre :

$$\mu_{ij} = \frac{p \cdot L^2}{12} \text{ pour les charges uniformément réparties;}$$

$$\mu_{ij} = \frac{p \cdot L^2}{20} \text{ et } \mu_{ij} = \frac{p \cdot L^2}{30} \text{ pour les charges uniformément réparties.}$$

Ainsi pour la poutre AB :

$$\mu_{ij} = \frac{(13,07 - 5,94) \cdot 1,2^2}{20} + \frac{5,94 \cdot 1,2^2}{12} = 2,1 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{ji} = -\frac{(13,07 - 5,94) \cdot 1,2^2}{30} - \frac{5,94 \cdot 1,2^2}{12} = -1,9 \text{ kN.m}$$

Les valeurs des moments d'encastrement parfait de toutes les barres sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 81 : Valeurs des moments d'encastrement parfait pour les charges permanentes

Barre	AB		BC		CD		DE		EF		FA		CF	
μ_{ij} (kN.m)	μ_{AB}	μ_{BA}	μ_{BC}	μ_{CB}	μ_{CD}	μ_{DC}	μ_{DE}	μ_{ED}	μ_{EF}	μ_{FE}	μ_{FA}	μ_{AF}	μ_{CF}	μ_{FC}
	2,1	-1,9	6,2	-6,2	6,2	-6,2	1,9	-2,1	11,6	-11,6	11,6	-11,6	0	0

✓ Equilibre des nœuds et projection des forces horizontales

Pour l'équilibre du nœud A, on a :

$$M_{AB} + M_{AF} = 0$$

$$(K_{AB} + K_{AF}) \cdot \theta_A + \lambda_{BA} \cdot K_{BA} \cdot \theta_B + \lambda_{FA} \cdot K_{FA} \cdot \theta_F - (1 - \lambda_{AB}) \cdot K_{AB} \cdot \Omega_{AB} = -(\mu_{AF} + \mu_{AF})$$

$$(K_1 + K_2) \cdot \theta_A + \lambda \cdot K_1 \cdot \theta_B + \lambda \cdot K_2 \cdot \theta_F - (1 - \lambda) \cdot K_1 \cdot \Omega_{AB} = -(\mu_{AF} + \mu_{AF})$$

Avec :

$$\Omega_{AB} = \Omega_{CF} = \Omega_{DE} = \Omega$$

$$\Omega_{BC} = \Omega_{CD} = \Omega_{EF} = \Omega_{FA} = 0$$

L'équilibre des forces horizontales au dessus de AE s'écrit :

$$V_{AB} + V_{CF} + V_{ED} + \sum H_{AE} = 0$$

$$-V_{AB} - V_{CF} - V_{ED} = \sum H_{AE}$$

$\sum H_{AE}$ étant la somme des forces extérieures horizontales au dessus de AE

Avec :

$$V_{AB} = \tau_{AB} + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L_{AB}} \quad (81)$$

D'où :

$$\begin{aligned} -(1 - \lambda) \cdot K_1 \cdot (\theta_A + \theta_B + \theta_C + \theta_D + \theta_E + \theta_F) + 6 \cdot (1 - \lambda) \cdot K_1 \cdot \Omega \\ = \sum H_{AE} + \tau_{AB} + \tau_{CF} + \tau_{DE} + (\mu_{AB} + \mu_{BA} + \mu_{DE} + \mu_{ED} + \mu_{CF} + \mu_{FC}) \end{aligned}$$

En faisant de la même façon que pour le nœud A l'équilibre des autres nœuds, on obtient la matrice de passage suivante :

Tableau 82 : Matrice de passage pour la détermination des inconnues hyperstatiques

	θ_A	θ_B	θ_C	θ_D	θ_E	θ_F	Ω
Nœud A	$(K_1 + K_2)$	$\lambda \cdot K_1$				$\lambda \cdot K_2$	$-(1 - \lambda) \cdot K_1$
Nœud B	$\lambda \cdot K_1$	$(K_1 + K_2)$	$\lambda \cdot K_2$				$-(1 - \lambda) \cdot K_1$
Nœud C		$\lambda \cdot K_2$	$(K_1 + 2 \cdot K_2)$	$\lambda \cdot K_2$		$\lambda \cdot K_1$	$-(1 - \lambda) \cdot K_1$
Nœud D			$\lambda \cdot K_2$	$(K_1 + K_2)$	$\lambda \cdot K_1$		$-(1 - \lambda) \cdot K_1$
Nœud E				$\lambda \cdot K_1$	$(K_1 + K_2)$	$\lambda \cdot K_2$	$-(1 - \lambda) \cdot K_1$
Nœud F	$\lambda \cdot K_2$		$\lambda \cdot K_1$		$\lambda \cdot K_2$	$K_1 + 2 \cdot K_2$	$-(1 - \lambda) \cdot K_1$
Équilibre horizontale	$-(1 - \lambda) \cdot K_1$	$6 \cdot (1 - \lambda) \cdot K_1$					

Numériquement,

$$[K] = EI \times \begin{bmatrix} 5,56 & 1,67 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & 1,11 & -5 \\ 1,67 & 5,56 & 1,11 & 0,00 & 0,00 & 0,00 & -5 \\ 0,00 & 1,11 & 7,78 & 1,11 & 0,00 & 1,67 & -5 \\ 0,00 & 0,00 & 1,11 & 5,56 & 1,67 & 0,00 & -5 \\ 0,00 & 0,00 & 0,00 & 1,67 & 5,56 & 1,11 & -5 \\ 1,11 & 0,00 & 1,67 & 0,00 & 1,11 & 7,78 & -5 \\ -5 & -5 & -5 & -5 & -5 & -5 & 30 \end{bmatrix}$$

D'où la matrice inverse suivante :

$$[K^{-1}] = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 0,236 & -0,036 & 0,035 & 0,024 & 0,038 & -0,017 & 0,047 \\ -0,036 & 0,236 & -0,017 & 0,038 & 0,024 & 0,035 & 0,047 \\ 0,035 & -0,017 & 0,157 & -0,017 & 0,035 & -0,026 & 0,028 \\ 0,024 & 0,038 & -0,017 & 0,236 & -0,036 & 0,035 & 0,047 \\ 0,038 & 0,024 & 0,035 & -0,036 & 0,236 & -0,0017 & 0,047 \\ -0,017 & 0,035 & -0,026 & 0,035 & -0,017 & 0,157 & 0,028 \\ 0,047 & 0,047 & 0,028 & 0,047 & 0,047 & 0,028 & 0,074 \end{bmatrix}$$

Le second membre des équilibres des nœuds et l'équilibre horizontale constituent la matrice des forces extérieures nodales :

$$\{F\} = \begin{pmatrix} -(\mu_{AB} + \mu_{AF}) \\ -(\mu_{BA} + \mu_{BC}) \\ -(\mu_{CB} + \mu_{CD} + \mu_{CF}) \\ -(\mu_{DE} + \mu_{DC}) \\ -(\mu_{ED} + \mu_{EF}) \\ -(\mu_{FA} + \mu_{FE} + \mu_{FC}) \\ \sum H_{AE} + \tau_{AB} + \tau_{CF} + \tau_{ED} + (\mu_{AB} + \mu_{BA} + \mu_{CF} + \mu_{FC} + \mu_{ED} + \mu_{DE}) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 9,5 \\ -4,3 \\ 0 \\ 4,3 \\ -9,5 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

D'où les inconnues hyperstatiques :

$$\{\delta\} = \begin{pmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_D \\ \theta_E \\ \theta_F \\ \Omega \end{pmatrix} = \left[K^{-1} \right] \cdot \{F\} = \frac{1}{EI} \begin{pmatrix} 2,140 \\ -1,416 \\ 0 \\ 1,416 \\ -2,140 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Les formules (76) et (77) permettent de déterminer les moments fléchissants dans les barres :

$$\begin{cases} M_{AB} = \mu_{AB} + K_{AB} \cdot \theta_A + \lambda_{BA} \cdot K_{BA} \cdot \theta_B + K_{AB} \cdot (1 + \lambda_{AB}) \cdot \Omega \\ M_{BA} = \mu_{BA} + K_{BA} \cdot \theta_B + \lambda_{AB} \cdot K_{AB} \cdot \theta_A + K_{BA} \cdot (1 + \lambda_{BA}) \cdot \Omega \\ M_{AB} = 2,1 + 3,33 \times 2,140 + 0,5 \times 3,33 \times (-1,416) + 0,33 \times (1 + 0,5) \times 0 = 6,85 \text{ kN.m} \\ M_{BA} = -1,9 + 3,33 \times (-1,416) + 0,5 \times 3,33 \times 2,140 + 0,33 \cdot (1 + 0,5)0 = -3,06 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments pour chaque travée sont livrées dans le tableau ci-après :

Tableau 83 : Moments fléchissants dans les barres dus aux charges permanentes en [kN.m]

AB		BC		CD		DE		EF		FA		CF	
M_{AB}	M_{BA}	M_{BC}	M_{CB}	M_{CD}	M_{DC}	M_{DE}	M_{ED}	M_{EF}	M_{FE}	M_{FA}	M_{AF}	M_{CF}	M_{FC}
6,85	-3,06	3,06	-7,78	7,78	-3,06	3,06	-6,85	6,85	-3,99	13,99	-6,85	0	0

✓ Vérification par l'équilibre des nœuds:

Nœud A : $M_{AB} + M_{AF} = 6,85 + (-6,85) = 0$

Nœud B : $M_{BA} + M_{BC} = -3,06 + 3,06 = 0$

Nœud C : $M_{CB} + M_{CD} + M_{CF} = -7,78 + 7,78 + 0 = 0$

Nœud D : $M_{DC} + M_{DE} = -3,06 + 3,06 = 0$

Nœud E : $M_{ED} + M_{EF} = -6,85 + 6,85 = 0$

Nœud F : $M_{FA} + M_{EF} + M_{FC} = -13,99 + 13,99 + 0 = 0$

Les valeurs des moments trouvés sont correctes car l'équilibre de chaque nœud est vérifié.

Les moments fléchissants aux nœuds s'obtiennent par les relations :

$$M_i = -M_{ij} \quad (82)$$

$$M_j = M_{ji} \quad (83)$$

Pour la barre AB :

$$\begin{cases} M_A = -6,85 \text{ kN.m} \\ M_B = -3,06 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Le tableau suivant présente les moments au niveau de chaque nœud :

Tableau 84 : Moments fléchissants aux nœuds dus aux charges permanentes

Nœud	A	B	C	D	E	F
Moment [kN.m]	-6,85	-3,06	-7,78	-3,06	-6,85	-13,39

✓ Moments à mi- travée :

Les moments en travée pour une poutre ij sont obtenus par la formule :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_j \cdot \frac{x}{L} \quad (84)$$

Pour la poutre BC :

$$M(0,9) = \frac{23 \times 0,9}{2} \times (1,8 - 0,9) - 3,06 \times \left(1 - \frac{0,9}{1,8}\right) - 7,78 \times \frac{0,9}{1,8} = 3,89 \text{ kN.m}$$

En procédant de la même façon pour les autres barres, on a les résultats suivants :

Tableau 85 : Moments à mi- travée dus aux charges permanentes

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FA	CF
$x = L/2(m)$	0,6	0,9	0,9	0,6	0,9	0,9	0,6
$M(x)[kN.m]$	-3,25	3,89	3,89	-3,25	6,99	6,99	0

b. *Calcul des efforts tranchants*

Pour une poutre ij , l'expression permettant d'obtenir l'effort tranchant est :

$$V(x) = \tau(x) + \frac{M_j - M_i}{L} \quad (85)$$

Pour la poutre BC,

$$V(0) = 23 \times \left(\frac{1,8}{2} - 0 \right) + \frac{-7,78 + 3,06}{1,8} = 18,1 \text{ kN}$$

$$V(L) = V(1,8) = 23 \times \left(\frac{1,8}{2} - 1,8 \right) + \frac{-7,78 + 3,06}{1,8} = -23,3 \text{ kN}$$

Après calcul, les résultats des efforts tranchants pour tous les barres sont les suivants :

Tableau 86 : Efforts tranchants au niveau des nœuds dus aux charges permanentes

Barre	AB		BC		CD		DE		EF		FA		CF
$x [m]$	0	1,2	0	1,8	0	1,8	0	1,2	0	1,8	0	1,8	0
$V [kN]$	9,57	-1,83	18,08	-23,32	23,32	-18,08	1,83	-9,57	34,74	-42,66	42,66	-34,74	0

Les valeurs des sollicitations dues aux charges permanentes sont résumées dans le tableau qui 87:

Tableau 87 : Récapitulation des sollicitations dues aux charges permanentes

Travée	Moments aux appuis		Moment à mi-travée [kN.m]	Effort tranchant	
	$M_i [kN.m]$	$M_j [kN.m]$		$V(0) [kN]$	$V(L) [kN]$
AB	-6,85	-3,06	-3,25	9,57	-1,83
BC	-3,06	-7,78	3,89	18,08	-23,32
CD	-7,78	-3,06	3,89	23,32	-18,08
DE	-3,06	-6,85	-3,25	1,83	-9,57
EF	-6,85	-13,99	6,99	34,74	-42,66
FA	-13,99	-6,85	6,99	42,66	-34,74
CF	0	0	0	0	0

❖ **Cas des surcharges routières**

Les étapes de calcul sont exactement les mêmes que dans le cas des charges permanentes.

Les données qui changent sont les moments d'encastrement parfait, et par la suite, la matrice des forces extérieures nodales. On reprend donc le calcul à la détermination des inconnues hyperstatiques.

Tableau 88 : Moments d'encastrement parfait dus aux surcharges routières

Barre	AB		BC		CD		DE		EF		FA		CF
$\mu_{ij} (kN.m)$	μ_{AB}	μ_{BA}	μ_{BC}	μ_{CB}	μ_{CD}	μ_{DC}	μ_{DE}	μ_{ED}	μ_{EF}	μ_{FE}	μ_{FA}	μ_{AF}	μ_{CF}
	0	0	17	-17	17	-17	0	0	17	-17	17	-17	0

Tableau 89 : Récapitulation des sollicitations dues aux surcharges routières

Travée	Moments aux appuis		Moment à mi-travée [kN.m]	Effort tranchant	
	M_i [kN.m]	M_j [kN.m]		$V(0)$ [kN]	$V(L)$ [kN]
AB	-7,29	-7,29	-7,29	0	0
BC	-7,29	-21,87	10,93	48,59	-64,79
CD	-21,87	-7,29	10,93	64,79	-48,59
DE	-7,29	-7,29	-7,29	0	0
EF	-7,29	-21,87	10,93	48,59	-64,79
FA	-21,87	-7,29	10,93	64,79	-48,59
CF	0	0	0	0	0

❖ **Sollicitations aux états limites :**

Les combinaisons d'actions suivant seront considérées :

- A l'ELS : $G + Q$;
- A l'ELU : $1,35G + 1,5Q$.

Où G – Sollicitations dues aux charges permanentes ;

Q – Sollicitations dues aux surcharges routières.

Tableau 90 : Récapitulation des sollicitations aux états limites

Travée	Moments aux appuis		Moment à mi-travée [kN.m]	Effort tranchant	
	M_i [kN.m]	M_j [kN.m]		$V(0)$ [kN]	$V(L)$ [kN]
ELS					
AB	-14,14	-10,35	-10,54	9,57	-1,83
BC	-10,35	-29,65	14,82	66,67	-88,11
CD	-29,65	-10,35	14,82	88,11	-66,67
DE	-10,35	-14,14	-10,54	1,83	-9,57
EF	-14,14	-35,85	17,93	83,33	-107,45
FA	-35,85	-14,14	17,93	107,45	83,33
CF	0	0	0	0	0
ELU					
AB	-20,19	-15,07	-15,32	12,93	-2,47
BC	-15,07	-43,31	21,65	97,29	-128,66
CD	-43,31	-15,07	21,65	128,66	-97,29
DE	-15,07	-20,19	-15,32	2,47	-12,93
EF	-20,19	-51,68	25,84	119,78	-154,77
FA	-51,68	-20,19	25,84	154,77	-119,78
CF	0	0	0	0	0

❖ **Diagramme des moments fléchissants à l'ELS**

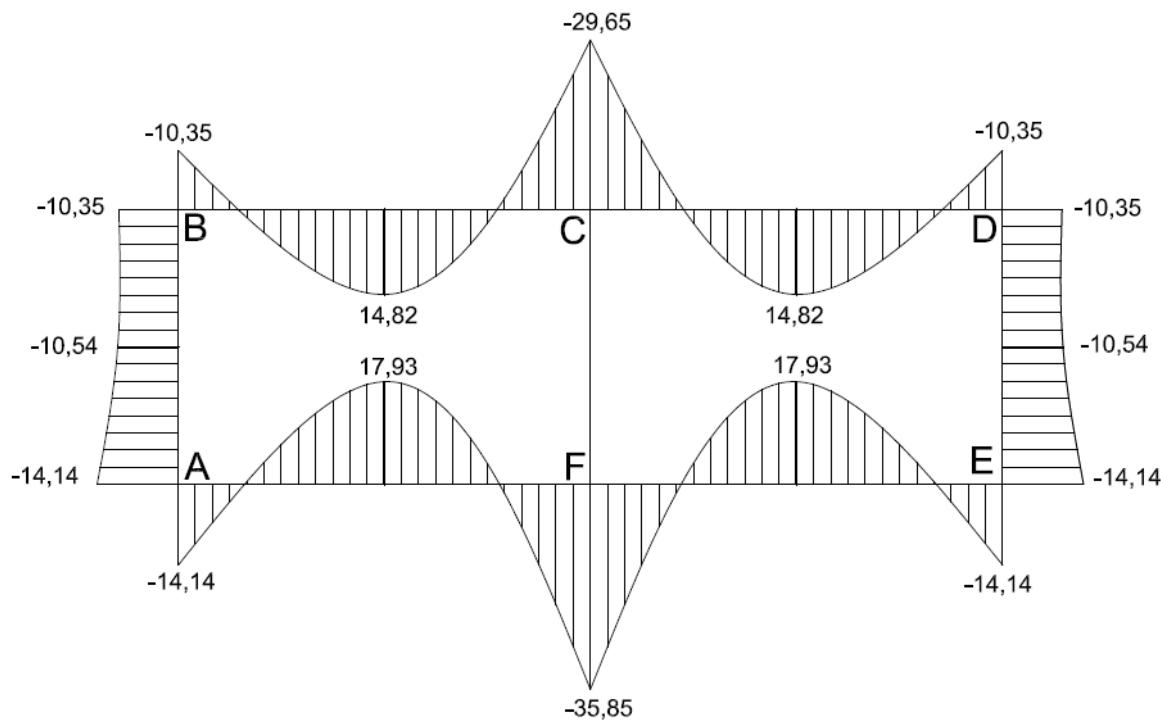


Figure 26 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS, unité en [$kN.m$]

VII.2.3.4. Calcul des armatures

a. *Sollicitations de calcul*

Les sollicitations utilisées pour le calcul des armatures sont :

- Les moments fléchissants à l'ELS ;
- L'effort tranchant maximal à l'ELU.

Tableau 91 : Sollicitations pour le calcul des armatures

Moment fléchissant en mi-travée [$MN.m$]	
Tablier	0,015
Piédroits extrêmes	0,010
Radier	0,018
Moment fléchissant au noeud [$MN.m$]	
A	0,014
B	0,010
C	0,030
D	0,010
E	0,014
F	0,036
Effort tranchant maximal [MN]	
0,155	

b. Hypothèses de calcul

- Le piédroit central est soumis à une compression simple, les autres barres travaillent en flexion simple ;
- Le tronçon étudié étant situé dans une zone côtière, l'ouvrage est exposé à des vents et intempéries agressifs, la fissuration est jugée très préjudiciable : Le calcul se fait à l'ELS ;
- Les poutres ont une section rectangulaire de base $b_0 = 1 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,20 \text{ m}$;
- L'enrobage est pris égal à 4 cm ; d'où $d = h - e = 0,2 - 0,04 = 0,16 \text{ m}$
- Hypothèses sur le béton :
 - Résistance caractéristique du béton à 28 jours :
 - ✓ A la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
 - ✓ A la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\gamma_b = 1,5$ (Combinaison fondamentale)
- Résistance du calcul du béton :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (86)$$

$$\left. \begin{array}{l} \theta = 1 \text{ car durée d'application des charges} > 24 \text{ h} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ pour une combinaison fondamentale} \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

- Hypothèse sur l'acier :

- Nuance : Acier à haute adhérence *FeE500* :
 - ✓ $f_e = 500 \text{ MPa}$;
 - ✓ $\eta = 1,6$
- Contrainte admissible de traction des aciers à l'ELS : Pour une fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\{0,5 f_e; \text{Max}(200 \text{ MPa}; 90 \cdot \sqrt{\eta f_{t28}})\} = 200 \text{ MPa}$$

c. Schéma de calcul

Les étapes de calcul sont présentées dans l'organigramme de dimensionnement des sections rectangulaires à l'ELS selon les règles du BAEL 91 modifié 99 (cf. Annexe 11).

*d. Exemple de calcul : cas du tablier*

❖ Moment résistant du béton

Il faut calculer d'abord le moment résistant du béton réduit :

$$\mu_{rb} = \frac{M_{rb}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) \quad (87)$$

$$\text{Où} \quad \bar{\alpha}_1 = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \quad (88)$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0,529$$

$$\mu_{rb} = \frac{1}{2} \times 0,529 \times \left(1 - \frac{0,529}{3}\right) = 0,218$$

De la formule (87), M_{rb} peut se déduire en fonction de μ_{rb} :

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0,218 \times 1 \times 0,16^2 \times 15 = 0,084 \text{ MN.m}$$

Or $M_{ser} = 0,015 \text{ MN.m} \leq 0,084 \text{ MN.m}$

D'où $M_{ser} \leq M_{rb}$, par conséquent les armatures comprimés ne sont pas nécessaires.

Cette condition est aussi vérifiée pour les autres moments.

❖ Calcul des armatures

La section d'armatures longitudinales est obtenue par la formule :

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_{b1} \cdot \bar{\sigma}_s} \quad (89)$$

z_{b1} est déterminée par la méthode simplifiée suivante :

$$z_{b1} = \frac{15}{16} \cdot d \cdot \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} \quad (90)$$

$$\text{Où : } \mu_s = \frac{M_{ser}}{b_0 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} \quad (91)$$

$$\mu_s = \frac{0,015}{1 \times 0,16 \times 200} = 0,0029$$

$$z_{b1} = \frac{15}{16} \times 0,16 \times \frac{40 \times 0,0029 + 1}{54 \times 0,0029 + 1} = 0,145 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{0,015}{0,145 \times 200} = 0,000563 \text{ m}^2 = 5,12 \text{ cm}^2$$

Donc $A = A_{ser} = 5,12 \text{ cm}^2$

❖ Vérification des armatures minimales

$\mu_s > 0,018$, il n'y a pas de vérification d'armatures minimales à faire. Si ce n'était pas le cas, il faut vérifier que $A_{ser} \geq A_{min}$.

Il en est de même pour les autres moments.

❖ Diamètre minimal des armatures

Pour une fissuration très préjudiciable, le diamètre d'une armature doit être $\geq 8 \text{ mm}$.

❖ Section d'armatures réelles

La section d'armatures réelles prise est $A = 5,65 \text{ cm}^2$ soit **5 HA12**.

Les résultats des calculs des armatures longitudinales sont livrés dans le tableau suivant :

Tableau 92 : Section d'armatures longitudinales

	M_{ser} [MN.m]	μ_s	A théorique [cm ²]	A réelle cm ²]	Nombre et diamètre (en mm) des aciers
Nœud	A	0,014	0,0028	4,88	5,090
	B	0,010	0,0020	3,54	3,925
	C	0,030	0,0058	10,53	10,780
	D	0,010	0,0020	3,54	3,925
	E	0,014	0,0028	4,88	5,090
	F	0,036	0,0070	12,87	12,940
Piédroits		0,011	0,0021	3,61	3,925
Tablier		0,015	0,0029	5,12	5,650
Radier		0,018	0,0035	6,23	6,280
					8 HA 10

VII.2.3.5. Vérification des contraintes à l'ELS

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

❖ Calcul de la contrainte de compression du béton σ_{bc}

Elle est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = \frac{My}{I} = K \times y \quad (92)$$

Où $M = M_{ser}$ - Moment fléchissant à l'ELS ;

I – Moment d'inertie ;

y – Distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée.

Le moment d'inertie est obtenu par la relation :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \quad (93)$$

$$\text{Avec } y = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad (94)$$

$$\text{Et } D = \frac{15 \cdot A}{b} \text{ et } E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} \quad (95)$$

Tableau 93 : Vérification des contraintes de compression du béton

		$A [cm^2]$	$\sigma_{bc} [MPa]$	$\bar{\sigma}_{bc} [MPa]$	Conclusion
Nœud	A	5,090	4,575	15	condition vérifiée
	B	3,925	3,706	15	condition vérifiée
	C	10,780	7,316	15	condition vérifiée
	D	3,925	3,706	15	condition vérifiée
	E	5,090	4,575	15	condition vérifiée
	F	12,940	8,328	15	condition vérifiée
Piédroits		3,925	3,772	15	condition vérifiée
Tablier		5,650	4,609	15	condition vérifiée
Radier		6,280	5,358	15	condition vérifiée

❖ Calcul de la contrainte de traction de l'acier

La contrainte de traction de l'acier est obtenue par la formule :

$$\sigma_s = 15 \cdot K(d - y) \quad (96)$$

Tableau 94 : Vérification des contraintes de l'acier tendu

		$A [cm^2]$	$\sigma_s [MPa]$	$\bar{\sigma}_s [MPa]$	Conclusion
Nœud	A	5,090	190,48	200	condition vérifiée
	B	3,925	178,98	200	condition vérifiée
	C	10,780	195,32	200	condition vérifiée
	D	3,925	178,98	200	condition vérifiée
	E	5,090	190,48	200	condition vérifiée
	F	12,940	198,74	200	condition vérifiée
Piédroits		3,925	182,17	200	condition vérifiée
Tablier		5,650	180,65	200	condition vérifiée
Radier		6,280	197,45	200	condition vérifiée

VII.2.3.6. Vérification de la contrainte tangentielle

La vérification de la contrainte tangentielle se fait toujours à l'ELU quelque soit le type de fissuration.

Il faut que :

$$\tau_u \leq \tau_{adm}$$

.Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \quad (97)$$

T_u étant l'effort tranchant maximal à l'ELU. $T_u = 0,155 \text{ MN}$

D'où :

$$\tau_u = \frac{0,155}{1 \times 0,16} = 0,967 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle admissible τ_{adm} est définie par la relation :

$$\tau_{adm} = \text{Min}\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \quad (98)$$

$$\tau_{adm} = \text{Min}\left(0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4\right) = 2,5 \text{ MPa} \geq \tau_u$$

Donc la contrainte tangentielle est admissible.

❖ Nécessité d'armatures transversales

Les armatures transversales sont nécessaires si :

$$\tau_u \geq \text{Min}\left(0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 1,5 \text{ MPa}\right)$$

$$0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \text{ d'où } \text{Min}\left(0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 1,5 \text{ MPa}\right) = 1,5 \text{ MPa}$$

Or $\tau_u = 0,967 \text{ MPa} \leq 1,5 \text{ MPa}$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.2.3.7. Cas du piédroit central

Le piédroit central est assimilé à un poteau rectangulaire de section transversal $1,00 \times 0,20 \text{ m}$ et de hauteur $1,2 \text{ m}$ soumis à une compression simple.

a. Sollicitation de calcul

Les efforts normaux appliqués au poteau sont :

✓ A l'ELS :

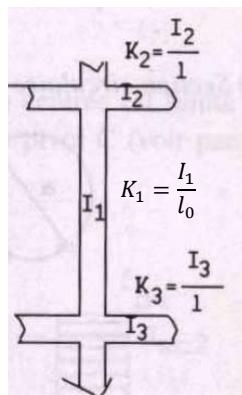
- $N_{CF} = V_{CD}(0) = 88,11 \text{ kN} ;$
- $N_{FC} = V_{FA}(0) = 107,45 \text{ kN}$

✓ A l'ELU :

- $N_{CF} = V_{CD}(0) = 128,66 \text{ kN} ;$
- $N_{FC} = V_{FA}(0) = 154,77 \text{ kN.}$

La sollicitation à utiliser pour le calcul est l'effort normal maximal à l'ELU soit $N_u = 154,77 \text{ kN.}$

b. Longueur de flambement



On a :

$$l_0 = 1,2 \text{ m} \text{ et } l = 1,8 \text{ m} \Rightarrow l \geq l_0$$

Et comme I est constante pour toutes les barres alors :

$$K_2 = K_3 = \frac{I}{l} \leq K_1 = \frac{I}{l_0}$$

$$\text{Donc, } l_f = l_0 = 1,2 \text{ m}$$

l_f étant la longueur de flambement du poteau.

c. Elancement

Pour un poteau rectangulaire :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

Où a est le plus petit côté de la section transversal du poteau : $a = 0,20 \text{ m.}$

Soit :

$$\lambda = \frac{1,20 \times \sqrt{12}}{0,20} = 20,8$$

$\lambda = 20,8 \leq 35$ donc la compression centrée est assurée.

d. Armatures longitudinales

La section d'armatures longitudinales est donnée par la formule :

$$A = \frac{k \cdot \beta \cdot N_u - \theta \cdot \frac{B_r \cdot f_{bu}}{0,9}}{0,85 \cdot f_{ed}} \quad (99)$$

Où :

- B_r – Section réduite du béton. Elle se calcule par la relation:

$$B_r = (a - 0,02) \cdot (b - 0,02) \quad (100)$$

$$\text{Soit : } B_r = (0,2 - 0,02) \times (1 - 0,02) = 0,176 \text{ m}^2$$

- β est un coefficient dépendant de l'élancement :

$$\lambda = 20,8 \leq 50 \Rightarrow \beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad (101)$$

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{20,8}{35} \right)^2 = 1,07$$

- $k = 1$ car moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.
- $N_u = 154,77 \text{ kN} = 0,155 \text{ MN}$

$$A = \frac{1 \times 1,07 \times 0,155 - 1 \times \frac{0,176 \times 14,2}{0,9}}{0,85 \times \frac{500}{1,15}} = -0,007 \text{ m}^2 < 0$$

Donc, le béton est surabondant, il suffit de prévoir la section minimale d'armatures.

e. Armatures minimales

$$A_{min} = \text{Max}\left(4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ de périmètre}; 0,2 \frac{B}{100}\right) \quad (102)$$

$$A_{min} = \text{Max}\left(4 \times 2 \times (0,20 + 1,00); 0,2 \times \frac{0,20 \times 1,00}{100} \cdot 10^4\right) = \text{Max}(9,6; 4) = 9,6 \text{ cm}^2$$

D'où $A = A_{min} = 9,6 \text{ cm}^2$.

La section réelle est $A = 11,31 \text{ cm}^2$ soit 10 HA12.

Le schéma de ferraillage de ce dalot est présenté à l'Annexe 12.



CONCLUSION PARTIELLE

Cette étude technique a permis de constater que la RNS 5A présente des dégradations considérables que ce soit au niveau de la chaussée ou au niveau des ouvrages hydrauliques. D'où la nécessité d'aménager la route. Une étude géotechnique a d'abord été réalisée afin de déterminer les gisements pouvant répondre aux spécifications des matériaux. Puis, la route a été dimensionnée selon les méthodes LNTPB, CEBTP et LCPC. La variante issue du dimensionnement LNTPB a finalement été retenue du fait que c'est la plus économique et la plus adaptée au contexte local.

Pour assurer sa pérennité, il faut protéger la chaussée contre toute infiltration d'eau. C'est pour cette raison que les études hydrologiques et hydrauliques ont été faites comme le traitement des données météorologiques par la loi de GUMBEL, dimensionnement hydraulique des fossés, dimensionnement hydraulique et mécanique du dalot.

Dans la partie suivante, l'étude portera, d'une part, sur l'évaluation financière du projet afin de déterminer si celui-ci est rentable ou non ; et d'autre part, sur l'étude de l'impact du projet sur l'environnement.

TROISIEME PARTIE :

**FAISABILITE FINANCIERE ET
ETUDE D'IMPACT
ENVIRONNEMENTAL**

CHAPITRE VIII: EVALUATION FINANCIERE DU PROJET

L'objet de ce chapitre est d'estimer le coût d'investissement du projet. Pour ce faire, il faut procéder aux descriptions des tâches affectées à chaque série de prix, évaluer les quantités des matériaux nécessaires aux travaux et enfin déduire le coût du projet.

VIII.1. DEVIS DESCRIPTIF

Série 1 : Installation et repli de chantier

Prix 1.01 : Installation de chantier

Ce prix est forfaitaire et non révisable. Il comprend :

- Le transport des engins et des matériels nécessaires affectés au chantier ;
- L'installation et l'aménagement des bases des services généraux du titulaire ;
- La facture, la confection et la pose des panneaux de chantier ;
- L'amenée du personnel nécessaire ;
- L'aménagement et l'entretien des éventuelles déviations ;
- L'installation du laboratoire commun de chantier ;
- Le déplacement total ou partiel de ces installations au cours du chantier ;
- La construction et l'équipement des bâtiments mis à la disposition de la mission de contrôle.

Le coût de l'installation de chantier représente 6 % du coût total du projet.

Prix 1.02 : Repli de chantier

Ce prix est rémunéré forfaitairement. Il est constitué du :

- Rapatriement des matériels ;
- Enlèvement de tous les produits utilisés issus de l'installation de chantier ;
- Remise en état de tous les lieux d'intervention.

Le coût du repli de chantier représente 4 % du coût total du projet.

Série 2 : Terrassement

Prix 2.01 : Nettoyage, désherbage et débroussaillage

Ce prix est rémunéré au METRE CARRE (m^2). Il concerne l'emprise de la chaussée et toutes sujétions d'accès. Il comprend :

- L'arrachage de toute végétation existante ;
- L'enlèvement des racines et souches éventuelles ;
- Le transport et l'évacuation des produits jusqu'à un lieu de dépôt agréé quelle que soit la distance.

Prix 2.02 : Décapage et redans

Ce prix, évalué par METRE CARRE (m^2) de surface mesurée en projection horizontale, comprend :

- Le décapage de la terre végétale sur une épaisseur de 20 cm sur toute la largeur de l'assiette des terrassements ;
- L'évacuation des matériaux jusqu'au lieu de dépôt ;
- Le réglage sommaire de la plateforme ainsi que toutes sujétions diverses ;
- La confection de redans ;
- Le compactage des sols décapés, à au moins 90 % de l'OPM.

Prix 2.03 : Déblai meuble

Ce prix est rémunéré au METRE CUBE (m^3) de déblaiement nécessaire pour la réalisation de profil en travers type. Il comprend :

- L'extraction des matériaux, la rectification d'éventuels talus ;
- Le décaissement des talus ;
- Le transport des produits de déblai ;
- La mise en œuvre : répandage, réglage, arrosage et compactage.

Prix 2.04 : Remblai en provenance d'un emprunt

Ce prix est rémunéré au METRE CUBE (m^3) de volume de remblai mis en place à partir des matériaux en provenance d'emprunt. Il comprend :

- L'aménagement de la pise d'accès à l'emprunt, et son entretien ;
- L'extraction après débroussaillage et décapage ;
- Le chargement, le transport sur toute distance et le déchargement des matériaux ;
- La mise en œuvre : répandage, réglage, arrosage et compactage.

Prix 2.05 : Engazonnement

Ce prix est évalué au METRE CARRE (m^2) de talus à protéger. Il comprend :

- L'extraction des gazon et le transport ;
- La pose, le réglage et la fixation des gazon ;
- L'arrosage et l'entretien des gazon jusqu'à la période vivace.

Série 3 : Assainissement

Prix 3.01 : Démolition d'ouvrages

Ce prix rémunère au METRE LINEAIRE (*ml*) la démolition des ouvrages d'assainissement existants qui ne sont plus en bon état. Il comprend :

- Tous terrassements utiles, y compris les fouilles en terrain rocheux ;
- La démolition proprement dite, complète ou partielle de l'ouvrage, y compris têtes, puisards, dalle ou plateforme, etc. et toutes sujétions d'exécutions ;
- Le chargement, le transport, le déchargement, et la mise en dépôt des gravats ou matériaux extraits ;
- Le remblaiement des fouilles jusqu'au niveau de l'ancienne plate-forme, avec des matériaux ayant les qualités définies et leur compactage jusqu'à l'obtention d'une densité in-situ égale à 95 % de celle obtenue à l'essai Proctor Modifié.

Prix 3.02 : Curage des ouvrages de décharge

Ce prix s'applique au METRE LINEAIRE (*ml*) d'ouvrages de décharge existants et encore utilisables. Il comprend :

- L'extraction de tous débris végétaux et des sables à l'intérieur de l'ouvrage ;
- Le chargement, le transport, le déchargement et la mise en dépôt des matériaux extraits ;
- Toutes sujétions de nettoyage.

Prix 3.03 : Fossé triangulaire en terre

Ce prix est rémunéré au METRE LINEAIRE (*ml*) de fossé en terre de type triangulaire. Il comprend :

- L'excavation, le réglage et les finitions utiles ;
- L'extraction et le chargement ;
- Le transport et le déchargement en lieu de dépôt.

Prix 3.04 : Fossé trapézoïdal en terre

Ce prix est rémunéré au METRE LINEAIRE (*ml*) de fossé en terre de type trapézoïdal. Il comprend les mêmes spécifications que le prix 3.03.

Prix 3.05 : Fossé rectangulaire maçonné

Ce prix est évalué au METRE LINEAIRE (*ml*) de fossé maçonné de type rectangulaire. Il comprend :

- Les terrassements et fouilles en terrains de toutes natures y compris rocheux ;
- Le chargement, le transport, le déchargement et le réglage des terres en excès et des gravois issus des fouilles ;
- La fourniture et le transport à pied d'œuvre de tous les matériaux requis ;
- La réalisation en maçonnerie du fond et des parements ;
- Le remblaiement, le drainage, le compactage et la remise en état des abords.

Prix 3.06 : Fossé trapézoïdal maçonné

Ce prix est évalué au METRE LINEAIRE (*ml*) de fossé maçonné de type trapézoïdal. Il comprend les mêmes spécifications que le prix 3.06.

Prix 3.07 : Dalot

Ce prix est rémunéré à l'UNITE (U) de dalots selon son ouverture et sa hauteur. Il comprend :

- Les fournitures compris l'armature et le transport sur toutes distances ;
- Les fouilles en terrains de toutes natures, y compris rocheux ;
- Le chargement, le transport sur toutes distances, le déchargement et le réglage aux lieux de dépôt des terres et/ou gravois issus des fouilles ;
- Le lit de sable, le béton de propreté ordinaire dosé à 150 kg/m^3 de ciment ;
- Les maçonneries de moellons pour la réalisation des piédroits, des murs en ailes en aval, du puisard en amont et des parafouilles ;
- Les coffrages et la mise en place des armatures ;
- Le coulage de la dalle en béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment ;
- L'enduit dosé à 350 Kg/m^3 de ciment pour les piédroits ;
- L'enrochement aval et toutes sujétions.

Série 4 : Chaussée**Prix 4.01 : Reprofilage léger**

Ce prix est rémunéré au METRE LINEAIRE (*ml*) de travaux de reprofilage léger. Il comprend :

- La mise en forme de la plateforme existante sur une profondeur au maximum 0,40 cm ;
- La scarification, l'arrosage et le compactage des matériaux ;
- L'évacuation des matériaux sans emploi en un lieu de dépôt agréé par l'autorité chargé de contrôle ;
- Toutes sujétions de mise en œuvre.

Prix 4.02 : Couche de forme en Matériau Sélectionné

Ce prix rémunère, au METRE CUBE (m^3) de matériaux naturels sélectionnés agréés par le maître d'œuvre et de $CBR > 15$, la réalisation de la couche de forme. Il comprend :

- L'identification des emprunts ;
- Le débroussaillage, le décapage et la réalisation des accès à l'emprunt ;
- L'extraction et le chargement des matériaux après le rejet des matériaux improbres ;
- Le transport sur toutes distances, la mise en œuvre, le répandage, le réglage, l'arrosage, le compactage du matériau à 95 % de l'OPM ;
- Toutes sujétions de mise en œuvre.

Prix 4.03 : Couche de fondation en Matériau Sélectionné

Ce prix rémunère, au METRE CUBE (m^3) de matériaux naturels sélectionnés agréés par le maître d'œuvre et de $CBR > 30$, la réalisation de la couche de forme. Il comprend les mêmes tâches que le Prix N° 402.

Prix 4.04 : Couche de base en GCNT 0/31⁵

Ce prix rémunère au METRE CUBE (m^3) la fourniture et la mise en œuvre de Grave Concassé Non Traité (GCNT) 0/31⁵ pour la réalisation de la couche de base. Il comprend :

- La prospection, l'ouverture de la carrière, la réalisation des accès, l'extraction, le concassage, le criblage et le lavage éventuel des agrégats ;
- Les frais éventuels de reconstitution en carrière pour l'obtention d'une courbe granulométrique conforme aux prescriptions ;
- Le chargement et le transport, quelle que soit la distance, des matériaux ;
- Le répandage, le malaxage, le réglage, l'arrosage et le compactage du matériau selon les prescriptions techniques ;
- Toutes sujétions de mise en œuvre.

Prix 4.05 : Couche d'imprégnation en bitume fluidifié

Ce prix rémunère au TONNE (t) de bitume résiduel de bitume fluidifié à raison de $0,8 \text{ kg/m}^2$ pour l'imprégnation de la couche de base. Il comprend :

- Préparation de la surface par balayage ;
- La fourniture et le transport du liant;
- Le répandage et toutes sujétions de mise en œuvre.

Prix 4.06 : Enduit superficiel monocouche pour accotements

Ce prix rémunère au METRE CARRE (m^2) la réalisation d'un enduit superficiel monocouche sur les accotements. Il comprend :

- Préparation de la surface par balayage ;
- La fourniture et le transport du liant et de gravillons sur le lieu d'emploi quelle que soit la distance ;
- Le répandage du liant conformément aux dispositions des prescriptions techniques ;
- Le répandage des gravillons ;
- Le cylindrage, l'enlèvement et l'évacuation du rejet et toutes sujétions.

Prix 4.07 : Couche de roulement en béton bitumineux

Ce prix rémunère au METRE CUBE (m^3) la réalisation de la couche de roulement en béton bitumineux. Il comprend :

- Toutes fournitures de matériaux conformes aux prescriptions techniques et des normes et règlements en vigueur ;
- L'incorporation éventuelle de dopes et filers utiles ;
- Le transport sur toute distance ;
- Les frais relatifs et sujétions de fabrication développés aux prescriptions du marché ;
- Le balayage et le soufflage du support ;
- La fourniture et le répandage de la couche d'accrochage au liant hydrocarboné à raison de 300 g/m^2 et toutes sujétions de fourniture et de mise en œuvre ;
- Le répandage, le compactage et le réglage du matériau ;
- Toutes sujétions de mise en œuvre.

Série 5 : Signalisations - Equipements**Prix 5.01 : Glissière de sécurité**

Ce prix est rémunéré au METRE LINEAIRE (*ml*) de glissière de sécurité installé conformément aux spécifications du projet. Il comprend :

- Toutes fournitures et leur transport sur toutes distances ;
- Le fonçage du support conformément au plan type quelle que soit la nature du sol ;
- La fixation des éléments de glissement et toutes sujétions de montage d'exécution.

Prix 5.02 : Bande de peinture blanche continue ou discontinue

Ce prix rémunère au METRE LINEAIRE (*ml*) la réalisation de bande de peinture blanche rétro réfléchissante conformément aux spécifications techniques. Il comprend :

- La fourniture des certificats d'homologation délivrés par un service agréé ;
- Le nettoyage préalable de la chaussée, traces, pré-marquages et dessins à la craie ;
- Le transport de toute fourniture, les composants pour l'utilisation des produits ;
- Les frais de mise en œuvre et toutes sujétions d'exécution.

Prix 5.03 : Panneaux de direction et de localisation

Ce prix rémunère à l'UNITE (U) les panneaux de signalisation, de direction ou de localisation réflectorisés conformément aux spécifications techniques. Il comprend :

- La fourniture à pied d'œuvre du panneau réflectorisé conforme aux prescriptions du code de la route ;
- Les fouilles en terrain de toute nature et y compris en terrains rocheux ;
- La mise en œuvre du massif de fondation en béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment ;
- Toutes sujétions de finition, lissage, réglage et réfection des abords ;
- Toutes sujétions de fixation sur le support.

Prix 5.04 : Bornes kilométriques

Ce prix s'applique à l'UNITE (U) de bornes définies dans les prescriptions techniques et selon le plan type. Il comprend :

- Toutes fournitures et la fabrication ;
- Le transport sur toutes distances ;
- Les peintures et inscriptions conformément aux prescriptions du marché ;
- Tous frais et sujétions d'implantations (fouilles, pose, scellement,...) ;
- Et toutes autres sujétions.

VIII.2. DEVIS QUANTITATIF

Le devis quantitatif consiste à quantifier les travaux affectés à chaque prix. Les résultats des calculs sont livrés dans les tableaux ci-dessous.

VIII.2.1. Terrassement

a. Nettoyage, désherbage et débroussaillage

Le tableau suivant donne la surface qu'il faut nettoyer :

Tableau 95 : Nettoyage, désherbage et débroussaillage

Localisation [PK]		Longueur [m]	Largeur [m]	Surface [m ²]
Début	Fin			
30+000	31+250	1 250	1,0	1 250
31+250	34+650	3 400	1,5	5 100
34+650	39+100	4 450	1,0	4 450
39+100	42+500	3 400	2,0	6 800
42+500	49+800	7 300	1,5	10 950
49+800	52+650	2 850	1,0	2 850
52+650	53+400	750	1,5	1 125
53+400	55+950	2 550	1,0	2 550
55+950	57+000	1 050	2,0	2 100
57+000	58+770	1 770	1,0	1 770
58+770	60+000	1 230	1,5	1 845
TOTAL				40 790

b. Décapage et redans

Le tableau qui suit donne la surface à décapier :

Tableau 96 : Décapage et redans

Unité	Quantité
m ²	650

c. Déblai meuble

Le volume de déblai qu'il faut extraire est donné dans le tableau suivant :

Tableau 97 : Déblai meuble

Localisation [PK]		Longueur [m]	Largeur [m]	Epaisseur [m]	Quantité [m ³]
53+400	53+950	550	9	0,6	2 970
54+150	54+300	150	9	0,6	810
54+550	54+850	300	9	0,6	1 620
TOTAL					5 400

d. Remblai en provenance d'emprunt

Le volume de remblai nécessaire est résumé dans le tableau ci-après :

Tableau 98 : Remblai en provenance d'emprunt

Unité	Quantité
m^3	5 305

e. Engazonnement

Le tableau suivant montre la quantité de gazon nécessaire à la stabilisation des talus :

Tableau 99 : Engazonnement

Unité	Quantité
m^2	12 450

VIII.2.2. Assainissement

a. Démolition d'ouvrages existants

Le tableau suivant donne la quantité d'ouvrage de décharge à démolir :

Tableau 100 : Démolition d'ouvrages

Unité	Quantité
ml	60

b. Curage des ouvrages de décharge

La quantité des ouvrages à curer est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 101 : Curage des ouvrages de décharge

Unité	Quantité
ml	77

c. Fossés

Les fossés sont quantifiés dans les tableaux suivant selon son type et sa nature :

Tableau 102 : Fossés en terre

Type	Unité	Quantité
Fossé triangulaire	ml	4 884
Fossé trapézoïdal	ml	9 319

Tableau 103 : Fossés maçonnés

Désignation	Unité	Quantité
Fossé rectangulaire	ml	2 709
Fossé trapézoïdal	ml	1 394

d. *Dalots*

Le tableau suivant résume le nombre de dalots à construire :

Tableau 104 : Dalots à construire

Dimensions [m]	Nombre
1,5 x 1	39
2 x 1,5	25
3 x 2	6
2 x (1,5 x 1)	4
2 x (1,6 x 1)	1
2 x (2 x 1,5)	12
3 x (4 x 3)	1

VIII.2.3. Chaussée

 a. *Reprofilage léger*

Le tableau ci-après donne la distance sur laquelle on doit effectuer un reprofilage léger :

Tableau 105 : Reprofilage léger

Unité	Quantité
ml	24 950

 b. *Matériaux des couches de la chaussée*

Les quantités de matériaux nécessaires pour la réalisation de la chaussée pour les différentes couches sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 106 : Quantités des matériaux de la chaussée

Début	Fin	Quantité					
		Couche de forme en MS [m ³]	CF en MS [m ³]	CB en GCNT [m ³]	Couche d'imprégnation [t]	CR en BB [m ³]	Accotements en ES _m ¹³ [m ²]
30+000	36+954	0	7 928	8 345	50,07	1 669	20 862
36+954	43+142	21 658	5 569	7 426	44,55	1 485	18 564
43+142	47+283	0	3 727	4 969	29,82	994	12 423
47+283	59+340	0	13 745	14 468	86,81	2 894	36 171
59+340	60+000	0	594	792	4,75	158	1 980
TOTAL		21 658	31 563	36 000	216	7 200	90 000

VIII.2.4. Signalisations et équipements

Le nombre des panneaux de signalisations ainsi que la quantité des équipements de sécurité sont résumés dans le tableau suivant :

¹³ Enduit Superficiel Monocouche

Tableau 107 : Signalisations et équipements

Désignation	Unité	Quantité
Bornes kilométriques	U	30
Glissière de sécurité	ml	345
Marquage au sol	ml	30 000
Panneaux de localisation et de direction	U	40

VIII.3. DEVIS ESTIMATIF

Le devis estimatif permet d'estimer le coût total des travaux à réaliser. Le montant hors taxe des travaux est obtenu en associant les résultats du devis quantitatif aux sous détails de prix.

VIII.3.1. Sous détails de prix

Un sous détail de prix est un ensemble de calculs permettant de déterminer le prix de vente hors taxe (PVHT) d'un ouvrage élémentaire.

Le calcul du PVHT unitaire d'un ouvrage tient compte du déboursé sec de l'ouvrage ainsi que rendement journalier et du coefficient de déboursé :

$$PU = K \times \frac{DS}{R} \quad (103)$$

Où :

- ✓ PU – Prix de vente hors taxe unitaire ;
- ✓ DS – Déboursé sec ;
- ✓ K – Coefficient de déboursé ;
- ✓ R – Rendement journalier.

VIII.3.1.1. Coefficient de déboursé K

Le coefficient de déboursé peut être obtenu par la relation suivante :

$$K = \frac{(1 + \frac{A_1}{100}) \cdot (1 + \frac{A_2}{100})}{1 - \frac{A_3}{100} \cdot (1 + \frac{TVA}{100})} \quad (104)$$

Où :

- ✓ A_1 - Frais généraux proportionnels aux déboursés [%] ;
- ✓ A_2 - Bénéfice brut et frais financiers proportionnels au prix de revient [%] ;
- ✓ A_3 - Frais proportionnels aux TVA [%].

- ✓ TVA – Taxe sur la Valeur Ajoutée. Elle est de 20 % pour les marchés des travaux.

Les frais A_1 , A_2 et A_3 sont décomposés en plusieurs frais tels que :

$$A_1 = a_1 + a_2 + a_3 + a_4 \quad (105)$$

$$A_2 = a_5 + a_6 + a_7 + a_8 \quad (106)$$

$$A_3 = a_9 \quad (107)$$

Les frais a_i sont décrits dans le tableau ci-après avec leurs valeurs limites :

Tableau 108 : Valeurs limites des frais pour le calcul de K

Coefficient	Description	Valeur [%]	
		Minimale	Maximale
a_1	Frais d'agence et patente	3,5	7
a_2	Frais de chantier	8	12
a_3	Frais d'études et laboratoires	3	4
a_4	Assurances	0,5	1
a_5	Bénéfice nets et impôts sur le bénéfice	6	10
a_6	Aléas techniques	2	3
a_7	Aléas de révision de prix	0	6
a_8	Frais financiers	2	4
a_9	Frais de siège	0	1

Ces paramètres sont choisis en fonction de l'envergure des travaux et la taille de l'entreprise. Pour ce projet, les valeurs suivantes seront utilisées :

Tableau 109 : Valeurs des a_i et des A_i

a_1	5	$A_1 = 19,7 [\%]$
a_2	10	
a_3	4	
a_4	0,7	
a_5	9	$A_2 = 16,5 [\%]$
a_6	3	
a_7	2	
a_8	2,5	
a_9	0	$A_3 = 0 [\%]$

D'où :

$$K = \frac{(1 + \frac{19,7}{100}) \times (1 + \frac{16,5}{100})}{1 - 0 \times (1 + \frac{20}{100})} = 1,371$$

$$K = 1,394$$

VIII.3.1.2. Exemples de sous détails de prix

Le tableau suivant représente le sous détail de prix de la réalisation de remblai.

Tableau 110 : Sous détail de prix d'un remblai

Rendement	20 m ³ /j			K=1,394				
Désignation	U	Quantité	Coût direct			Déboursés sec		
			U	Quantité	PU	Matériaux	Main d'œuvre	Matériels
Matériels								
Lot outillage	Fft	1	Fft	1	20 000,00			20 000,00
Camion benne	U	1	h	3	35 000,00			105 000,00
Compacteurs	U	1	h	2	100 000,00			200 000,00
Part matériels						325 000,00		
Main d'œuvre								
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000,00			3 000,00
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	2 000,00			16 000,00
Manœuvre	Hj	4	h	8	500,00			16 000,00
Chauffeur	Hj	1	h	4	1 500,00			6 000,00
Part main d'œuvre						41 000,00		
							TOTAL DEBOURSE	366 000,00
							PU=KD/R	25 510,20

Les sous détails de prix permettant de déterminer le prix de vente unitaire d'un dalot $2 \times (1,6 \times 1 m)$ sont présentés à l'Annexe 12.

VIII.3.2. Détails quantitatif et estimatif

Les détails quantitatif et estimatif (DQE) des travaux sur le tronçon étudié sont donnés ci-après :

Tableau 111 : Détails Quantitatifs et Estimatifs

N° du prix	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire [Ar]	Montant [Ar]
Série 1 : INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					
1.01	Installation de chantier	Fft	1	861 103 495,24	861 103 495,24
1.02	Repli de chantier	Fft	1	574 068 996,83	574 068 996,83
TOTAL INSTALLATION ET REPLI DE CHANTIER					1 435 172 492,07

Tableau 111 : (Suite)

Série N°2 : TERRASSEMENT					
2.01	Nettoyage, désherbage et débroussaillage	m^2	40 790	1 074,00	43 808 460,00
2.02	Décapage et redans	m^2	6 50	1 610,00	1 046 500,00
2.03	Déblai meuble	m^3	5 400	5 237,00	28 279 800,00
2.04	Remblai en provenance d'un emprunt	m^3	8 204	25 510,20	209 299 104,00
2.05	Engazonnement	m^2	12 450	3 901,00	48 567 450,00
TOTAL TERRASSEMENT					331 001 314,00
Série 3 : ASSAINISSEMENT					
3.01	Démolition d'ouvrages	ml	60	112 295,00	6 737 700,00
3.02	Curage des ouvrages de décharge	ml	77	13 403,00	1 032 031,00
3.03	Fossé triangulaire en terre	ml	4 884	6 545,04	31 965 975,36
3.04	Fossé trapézoïdal en terre	ml	9 319	18 230,00	169 885 370,00
3.05	Fossé rectangulaire maçonné	ml	2 709	93 040,52	252 046 768,68
3.06	Fossé trapézoïdal maçonné	ml	1 394	143 560,00	200 122 640,00
3.07	Dalot 1,5 x 1 m	U	39	9 954 952,06	388 243 130,34
	Dalot 2 x 1,5 m	U	25	11 620 458,07	290 511 451,75
	Dalot 3 x 2 m	U	6	24 684 525,15	148 107 150,90
	Dalot 2 x (1,5 x 1 m)	U	4	18 774 685,23	75 098 740,92
	Dalot 2 x (1,6 x 1 m)	U	1	22 774 440,55	22 774 440,55
	Dalot 2 x (2 x 1,5 m)	U	12	44 451 000,86	533 412 010,26
	Dalot 3 x (4 x 3 m)	U	1	87 984 682,87	87 984 682,87
TOTAL ASSAINISSEMENT					2 207 922 367,63
Série 4 : CHAUSSEE					
4.01	Reprofilage léger	ml	24 950	4 680,00	116 766 000,00
4.02	Couche de forme en MS	m^3	21 658	17 504,00	379 101 632,00
4.03	Couche de fondation en MS	m^3	31 563	21 686,00	684 475 218,00
4.04	Couche de base en GCNT 0/315	m^3	36 000	106 247,00	3 824 892 000,00
4.05	Couche d'imprégnation en bitume fluidifié	t	216	3 318 287,00	716 749 992,00
4.06	ES _m pour accotements	m^2	90 000	20 347,00	1 831 230 000,00
4.07	Couche de roulement en BB	m^3	7 200	375 620,00	2 704 464 000,00
TOTAL CHAUSSEE					10 257 678 842,00
Série 5 : SIGNALISATION - EQUIPEMENT					
5.01	Glissière de sécurité	ml	345	152 040,00	52 453 800,00
5.02	Marquage au sol	ml	30 000	1 564,00	46 920 000,00
5.03	Panneaux de direction et de localisation	U	40	464 329,00	18 573 160,00
5.04	Bornes kilométriques	U	30	236 774,00	7 103 220,00
TOTAL SIGNALISATION - EQUIPEMENT					125 050 180,00

Tableau 112 : Récapitulation du DQE

Série de prix	Désignation	Montant [Ar]
Série 1	Installation et repli de chantier	1 435 739 189,29
Série 2	Terrassement	331 001 314,00
Série 3	Assainissement	2 207 922 367,63
Série 4	Chaussée	10 257 678 842,00
Série 5	Signalisation - Equipement	125 050 180,00
	Montant total des travaux HT	14 357 391 892,92
	Montant TVA (20%)	2 871 478 378,58
	Montant TTC	17 228 870 271,51

Arrêté le présent devis à la somme de DIX SEPT MILLIARDS DEUX CENT VINGT HUIT MILLIONS HUIT CENT SOIXANTE DIX MILLE DEUX CENT SOIXANTE ONZE ARIARY CINQUANTE UN (Ar 17 228 870 271,51) y compris la taxe sur la valeur ajoutée (TVA) au taux de VINGT POUR CENT (20%) pour un montant de DEUX MILLIARDS HUIT CENT SOIXANTE ONZE MILLIONS QUATRE CENT SOIXANTE DIX HUIT MILLE TROIS CENT SOIXANTE DIX HUIT ARIARY CINQUANTE HUIT (Ar 2 871 478 378,58).

Vu que la route mesure 30 km, son coût au kilomètre est donc de Ar 574 295 675,72.

CHAPITRE IX: ETUDE DE RENTABILITE

L'objet de ce chapitre est de déterminer si le projet est rentable ou non.

IX.1. EFFET DE L'AMENAGEMENT SUR LE COUT D'EXPLOITATION

Le transport est un secteur important pour le développement d'une région, soit pour la mobilisation de la population, soit pour l'évacuation des produits locaux. C'est pour cela qu'il est nécessaire de connaître l'effet de l'aménagement sur le coût du transport.

L'étude consiste à évaluer la différence entre les dépenses des transporteurs dans le cas d'une route en terre dégradée et celles dans le cas d'une route bitumée. Trois catégories de véhicules seront considérées dont :

- Les camionnettes de charge utile (CU) égale à 1 tonne ;
- Les autocars de $CU = 2 t$;
- Les camions de $CU \geq 5 t$.

Il existe deux types de coût d'exploitation pour les transporteurs

- Les coûts fixes ;
- Les coûts proportionnels

IX.1.1. Hypothèses sur les coûts fixes

IX.1.1.1. Assurances

La valeur des assurances, payées mensuellement, dépend du type de véhicule.

Tableau 113 : Montant de l'assurance par catégorie de véhicules

Type	CU (t)	Activités	Assurances (Ar/mois)
camionnette	1	Transporteur	31 256,00
Autocar	2	Transporteur	43 087,00
Camion	≥ 5	Transporteur	33 587,00

Source : Coopérative de transport SONATRA, 2014

IX.1.1.2. Taxes professionnelles

Les taxes professionnelles sont évaluées en fonction de l'activité du véhicule et de son charge utile.

Tableau 114 : Montant des taxes professionnelles par catégorie de véhicule

Type	CU (<i>t</i>)	Activités	Taxes professionnelles (Ar/ ans)
Camionnette	1	Transporteur	160 000,00
Autocar	2	Transporteur	170 000,00
Camion	≥ 5	Transporteur	300 000,00

Source : Coopérative de transport SONATRA, 2014

IX.1.1.3. Rémunération du personnel

Il s'agit des salaires du chauffeur et de l'aide chauffeur.

Tableau 115 : Rémunération du personnel par catégorie de véhicule

Type	CU (<i>t</i>)	Activités	Salaire (Ar/mois)	
			Chauffeur	Aide chauffeur
Camionnette	1	Transporteur	200 000,00	120 000,00
Autocar	2	Transporteur	200 000,00	120 000,00
Camion	≥ 5	Transporteur	300 000,00	180 000,00

Source : Coopérative de transport SONATRA, 2014

IX.1.1.4. Réparations

Les rémunérations de la main d'œuvre pour les réparations des véhicules sont les suivantes :

Tableau 116 : Main d'œuvre de réparation par catégorie de véhicule

Type	CU (<i>t</i>)	Réparations (Ar)
Camionnette	1	100 000,00
Autocar	2	132 000,00
Camion	≥ 5	160 000,00

Source : Coopérative de transport SONATRA, 2014

IX.1.2. Hypothèses sur les coûts proportionnels

IX.1.2.1 Hypothèses sur les quantités et proportions

Les coûts proportionnels sont différents pour une route dégradée et pour une route bitumée en bon état.

Tableau 117 : Différents coûts proportionnels pour une route dégradée

Véhicules	Camionnette	Autocar	Camion
Carburant (l/100 km)	20	30	40
Lubrifiant (% carburant)	7	7	7
Pneumatique (durée de vie en km)	10 000	10 000	20 000
Amortissement (année)	4	4	4
Distance parcourue (km/an)	18 360	10 098	9 180
Longueur de la route (km)	30	30	30
Réparations matériels (% du prix du véhicule neuf)	50	60	60

Tableau 118 : Différents coûts proportionnels pour une route bitumée

Véhicules	Camionnette	Autocar	Camion
Carburant (l/100 km)	12	17	22
Lubrifiant (% carburant)	4	4	4
Pneumatique (durée de vie en km)	15 000	15 000	30 000
Amortissement (année)	7	7	7
Distance parcourue (km/an)	18 360	10 098	9 180
Longueur de la route (km)	30	30	30
Réparations matériels (% du prix du véhicule neuf)	35	45	45

IX.1.2.2 Hypothèses sur les prix unitaires

Les prix suivants ont été considérés pour le calcul :

Tableau 119 : Prix unitaires pour le calcul des coûts proportionnels

Prix	Unité	Montant [Ar]		
		Camionnette	Autocar	Camion
Carburant	l	2 950,00	2 950,00	2 950,00
Pneumatique	U	210 000,00	210 000,00	600 000,00
Amortissement	U	1 000 000,00	1 000 000,00	2 000 000,00
Véhicule neuf	U	50 000 000,00	100 000 000,00	150 000 000,00

IX.1.3. Coût d'exploitation total selon l'état de la route

Il s'agit des dépenses totales d'un véhicule parcourant une fois le tronçon étudié (30 km).

Tableau 120 : Coût d'exploitation d'un véhicule, en Ariary, pour une route dégradée

Véhicules	Camionnette	Autocar	Camion
Coûts proportionnels			
Carburant	17 700,00	26 550,00	35 400,00
Lubrifiant	1 239,00	1 858,50	2 478,00
Pneumatique	630,00	630,00	315,00
Réparations matériels	2 723,31	11 883,54	19 607,84
Amortissement	408,50	742,72	1 633,99
Sous-total coûts proportionnels	22 700,81	41 664,76	59 434,83
Coûts fixes			
Assurance	612,86	1 536,08	1 317,14
Taxe professionnelle	261,44	505,05	980,39
Salaire du chauffeur	3 921,57	7 130,12	11 764,71
Salaire de l'aide chauffeur	2 352,94	4 278,07	7 058,82
Réparations mains d'œuvre	1 960,78	4 705,88	6 274,51
Sous-total coûts fixes	9 109,59	18 155,21	27 395,57
TOTAL	31 810,40	59 819,97	86 830,40

Tableau 121 : Coût d'exploitation d'un véhicule, en Ariary, pour une route bitumée

Véhicules	Camionnette	Autocar	Camion
Coûts proportionnels			
Carburant	10 620,00	15 045,00	19 470,00
Lubrifiant	424,80	601,80	778,80
Pneumatique	420,00	420,00	210,00
Réparations matériels	1 906,32	8 912,66	14 705,88
Amortissement	233,43	424,41	933,71
Sous-total couts proportionnels	13 604,54	25 403,87	36 098,39
Coûts fixes			
Assurance	612,86	1 536,08	1 317,14
Taxe professionnelle	261,44	505,05	980,39
Salaire du chauffeur	3 921,57	7 130,12	11 764,71
Salaire de l'aide chauffeur	2 352,94	4 278,07	7 058,82
Réparations mains d'œuvre	1 960,78	4 705,88	6 274,51
Sous-total coûts fixes	9 109,59	18 155,21	27 395,57
TOTAL	22 714,14	43 559,08	63 493,96

IX.2. EVALUATION ECONOMIQUE

IX.2.1. Estimation des avantages nets du projet

Les avantages nets sont issus de la différence entre les avantages engendrés par l'aménagement de la route et les coûts d'entretien. Les avantages considérés sont ceux liés au transport. Les avantages nets sont définis par la relation :

$$A_n = \sum \Delta t - C_{E_{C/P}} \quad (108)$$

Où :

- A_n : Avantages nets ;
- $\sum \Delta t$: Somme des avantages liés au transport ;
- $C_{E_{C/P}}$: Coûts d'entretien courant ou périodique.

IX.2.1.1. Avantages liés au transport

Ces avantages comprennent non seulement la réduction du coût d'exploitation des véhicules mais aussi la croissance des recettes après l'aménagement de la route. Ils sont obtenus par la formule :

$$\Delta t = \Delta C \times T \quad (109)$$

Où :

- Δt – Avantages liés au transport ;
- ΔC – Avantage par véhicule ;

$$\Delta C = C_{dégradée} - C_{bitumée}$$

- T – Trafic en un an.

Le tableau suivant représente les trafics annuels des trois catégories de véhicules considérés à partir de son année de mise en service jusqu'à la fin de sa durée de vie en prenant un taux d'accroissement annuel de 7 %.

Tableau 122 : Projection du trafic annuel

Année	T_1 (Camionnette)	T_2 (Autocar)	T_3 (Camion)
2016	34 310	31 025	65 700
2017	36 712	33 197	70 299
2018	39 282	35 521	75 220
2019	42 031	38 007	80 485
2020	44 973	40 667	86 119
2021	48 122	43 514	92 148
2022	51 490	46 560	98 598
2023	55 094	49 819	105 500
2024	58 951	53 307	112 885
2025	63 078	57 038	120 787

Tableau 122 : (Suite)

2026	67 493	61 031	129 242
2027	72 217	65 303	138 289
2028	77 273	69 874	147 969
2029	82 682	74 765	158 327
2030	88 470	79 999	169 410

IX.2.1.2. Coûts d'entretien

On distingue deux types d'entretien :

- L'entretien courant, à effectuer tous les ans ;
- L'entretien périodique, à effectuer tous les 5 ans.

Les travaux réalisés lors d'un entretien courant sont :

- Le point à temps ;
- Le rechargement des accotements ;
- Le nettoyage des fossés et des ouvrages ;
- La réhabilitation des ouvrages.

Pour un entretien périodique, aux travaux effectués lors d'un entretien courant s'ajoute la mise en œuvre d'une nouvelle couche de roulement.

Le tableau suivant donne les coûts moyens des travaux d'entretien par kilomètre et par la suite, pour tout le projet :

Tableau 123 : Coûts d'entretien courant et périodique

	Coût au kilomètre [Ar]	Coût total [Ar]
Entretien courant	1 253 000,00	37 590 000,00
Entretien périodique	102 058 444,02	3 061 753 320,60

Source : MTPM, 2012

Pour l'année 2016 :

$$\Delta t_1 = 9 096,26 \times 34 310 = 312 092 800,41 \text{ Ar}$$

$$\Delta t_2 = 16 260,89 \times 31 025 = 504 494 250,80 \text{ Ar}$$

$$\Delta t_3 = 23 336,44 \times 65 700 = 1 533 204 166,89 \text{ Ar}$$

$$A_n = (312 092 800,41 + 504 494 250,80 + 1 533 204 166,89) - 37 590 000,00$$

$$A_n = 2 312 201 218,10 \text{ Ar}$$

Le tableau suivant récapitule les avantages nets du projet pendant sa durée de vie :

Tableau 124 : Récapitulation des avantages

Année	Δt_1 [Ar]	Δt_2 [Ar]	Δt_3 [Ar]	Coût d'entretien [Ar]	A_n [Ar]
2016	312 092 800,41	504 494 250,80	1 533 204 166,89	37 590 000,00	2 312 201 218,10
2017	333 939 296,44	539 808 848,35	1 640 528 458,57	37 590 000,00	2 476 686 603,37
2018	357 315 047,19	577 595 467,74	1 755 365 450,67	37 590 000,00	2 652 685 965,60
2019	382 327 100,50	618 027 150,48	1 878 241 032,22	37 590 000,00	2 841 005 283,20
2020	409 089 997,53	661 289 051,01	2 009 717 904,48	3 061 753 320,60	18 343 632,42
2021	437 726 297,36	707 579 284,58	2 150 398 157,79	37 590 000,00	3 258 113 739,73
2022	468 367 138,17	757 109 834,50	2 300 926 028,83	37 590 000,00	3 488 813 001,51
2023	501 152 837,84	810 107 522,92	2 461 990 850,85	37 590 000,00	3 735 661 211,62
2024	536 233 536,49	866 815 049,52	2 634 330 210,41	37 590 000,00	3 999 788 796,43
2025	573 769 884,05	927 492 102,99	2 818 733 325,14	3 061 753 320,60	1 258 241 991,58
2026	613 933 775,93	992 416 550,20	3 016 044 657,90	37 590 000,00	4 584 804 984,03
2027	656 909 140,25	1 061 885 708,71	3 227 167 783,95	37 590 000,00	4 908 372 632,92
2028	702 892 780,06	1 136 217 708,32	3 453 069 528,83	37 590 000,00	5 254 590 017,22
2029	752 095 274,67	1 215 752 947,91	3 694 784 395,85	37 590 000,00	5 625 042 618,43
2030	804 741 943,90	1 300 855 654,26	3 953 419 303,56	3 061 753 320,60	2 997 263 581,12

IX.2.2. Critères de rentabilité

Les critères de rentabilité qui seront étudiés dans ce projet sont :

- La valeur actuelle nette (VAN) ;
- Le taux de rentabilité interne (TRI) ;
- Le délai de récupération du capital investi (DRCI).

IX.2.2.1. Valeur actuelle nette

La VAN mesure la création de valeur par le projet. Elle est calculée par la formule :

$$VAN = \sum_{p=1}^n A_p \cdot (1 + r)^{-p} - I \quad (110)$$

Où :

- A_p : Avantage ou flux net de trésorerie de la période p ;
- I : Investissement initial. On a : $I = Ar 17 228 870 271,51$;
- r : Taux d'actualisation : $r = 12 \%$.

Le tableau suivant permet de calculer la VAN :

Tableau 125 : Calcul de la VAN

Année	A_n [Ar]	$(1 + r)^{-p}$	$Ap \cdot (1 + r)^{-p}$ [Ar]
2016	2 312 201 218,10	0,89	2 064 465 373,30
2017	2 476 686 603,37	0,80	1 974 399 396,82
2018	2 652 685 965,60	0,71	1 888 129 473,97
2019	2 841 005 283,20	0,64	1 805 510 218,31
2020	18 343 632,42	0,57	10 408 669,67
2021	3 258 113 739,73	0,51	1 650 661 816,88
2022	3 488 813 001,51	0,45	1 578 161 823,69
2023	3 735 661 211,62	0,40	1 508 770 908,79
2024	3 999 788 796,43	0,36	1 442 363 937,80
2025	1 258 241 991,58	0,32	405 120 246,44
2026	4 584 804 984,03	0,29	1 318 021 874,86
2027	4 908 372 632,92	0,26	1 259 857 001,76
2028	5 254 590 017,22	0,23	1 204 216 411,66
2029	5 625 042 618,43	0,20	1 150 995 166,54
2030	2 997 263 581,12	0,18	547 588 850,29
$\Sigma Ap \cdot (1 + r)^{-p}$ [Ar]			19 808 671 170,80
I [Ar]			17 228 870 271,51
VAN [Ar]			2 579 800 899,29

La VAN est positive, le projet peut être adopté.

IX.2.2.2. Taux de rentabilité interne

Le TRI est le taux d'actualisation pour lequel la VAN s'annule.

Tableau 126 : Calcul du TRI

Taux d'actualisation [%]	14	15
VAN [Ar]	323 379 973,35	- 658 295 580,08

Après interpolation, le taux qui annule la VAN, c'est-à-dire le TRI, est égal à 14,32 % \geq 12 %, ce qui confirme la rentabilité du projet.

IX.1.2.3 Délai de récupération du capital investi

Le DRCI est la période au bout de laquelle l'investissement initial est amorti.

Le principe de calcul du DRCI est de cumuler les flux nets actualisés à 12 %. Puis, déterminer après combien de temps le cumul des flux est égal à l'investissement initial.

Si les capitaux sont récupérés avant la fin de la durée de vie de la route, le projet est rentable.

Les étapes de calcul du DRCI sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 127 : Calcul du DRCI

Année	Flux nets [Ar]	Flux nets actualisés [Ar]	Cumul des flux [Ar]
2016	2 312 201 218,10	2 064 465 373,30	2 064 465 373,30
2017	2 476 686 603,37	1 974 399 396,82	4 038 864 770,12
2018	2 652 685 965,60	1 888 129 473,97	5 926 994 244,09
2019	2 841 005 283,20	1 805 510 218,31	7 732 504 462,40
2020	18 343 632,42	10 408 669,67	7 742 913 132,07
2021	3 258 113 739,73	1 650 661 816,88	9 393 574 948,95
2022	3 488 813 001,51	1 578 161 823,69	10 971 736 772,65
2023	3 735 661 211,62	1 508 770 908,79	12 480 507 681,43
2024	3 999 788 796,43	1 442 363 937,80	13 922 871 619,23
2025	1 258 241 991,58	405 120 246,44	14 327 991 865,68
2026	4 584 804 984,03	1 318 021 874,86	15 646 013 740,54
2027	4 908 372 632,92	1 259 857 001,76	16 905 870 742,30
2028	5 254 590 017,22	1 204 216 411,66	18 110 087 153,96
2029	5 625 042 618,43	1 150 995 166,54	19 261 082 320,50
2030	2 997 263 581,12	547 588 850,29	19 808 671 170,80

Le délai est récupéré entre la 12^{ème} et la 13^{ème} année de service de la route. Après interpolation, le DRCI est de 12,27 ans soit 12 ans 3 mois et 9 jours.

IX.2.2.3. Conclusion

Pour conclure, le projet présente un TRI supérieur au taux d'actualisation et permet de récupérer une VAN de Ar 2 579 800 899,29. De plus, le capital investi pourra être récupéré bien avant la durée de service estimée de la route. Ces paramètres permettent de dire que le projet est rentable.

CHAPITRE X: ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Selon le décret n° 99 954 du 15 décembre 1999 fixant les nouvelles dispositions relatives à la Mise En Compatibilité des Investissements avec l'Environnement (MECIE), le projet d'aménagement de route fait partie des projets obligatoirement soumis à l'étude d'impact environnemental (EIE).

Cette étude vise à identifier et à évaluer les impacts biophysiques, écologiques et sociaux du projet, qu'ils soient négatifs ou positifs. Des propositions de mesures d'atténuation et de compensation des impacts négatifs seront aussi proposées à la fin de ce chapitre.

X.1. IDENTIFICATION DES IMPACTS

X.1.1. Impacts négatifs

X.1.1.1. Phase préparatoire

Etant donné que le tracé de la route existante a été retenu, les travaux n'entraîneraient pas d'expropriation importante de terrains, ni de démolition d'habitation, ni de déplacement de la population. Cependant, il existe encore quelques impacts négatifs dont :

a. *Perturbation du milieu biologique*

Les travaux peuvent porter atteinte au milieu biologique (faune et flore) à travers les déviations et/ou l'installation de chantier.

b. *Pollution de l'eau et du sol*

L'installation de la base vie du chantier risque de polluer l'eau et le sol environnants.

X.1.1.2. Phase de réalisation

a. *Impacts sur l'eau*

- L'infiltration des substances provenant des produits noirs peut engendrer la contamination de l'eau ;
- L'utilisation massive des eaux de rivière (pour l'arrosage de la chaussée) peut risquer de tarir celui-ci, et provoquer un manque de ressources en eau pour la population locale.

b. *Impacts sur le sol*

L'exploitation des gisements meubles peut être à l'origine des ravinements des sols et de la création des « Lavaka ».

c. Détérioration de la qualité de l'air

La circulation des engins et des camions, la démolition des ouvrages ainsi que le déchargement des matériaux de constructions peuvent provoquer des poussières et brouillards qui nuisent à la qualité de l'air.

d. Perturbation sonore

Les bruits et vibrations causés par les engins et les camions, ainsi que les bruits d'explosion des carrières sont sources de gênes et de perturbations pour les riverains.

e. Risque d'incendie dû au stockage des hydrocarbures

L'entreprise titulaire doit stocker une quantité importante de carburants pour alimenter les véhicules et les engins. C'est pour cela que le risque d'incendie existe.

f. Dégradation de la flore

Le débroussaillage, le désherbage diminue de façon considérable la couverture végétale. L'utilisation des bois (pour la cuisson par exemple) peut aussi entraîner un déboisement.

g. Impacts sur la faune

- La dégradation de la flore diminue l'habitat des animaux et leur ressources alimentaires, et les force à migrer ;
- Les bruits causés par les travaux perturbent les animaux et modifient leur comportement.

h. Insécurité du personnel et des riverains

La circulation des véhicules ainsi que les projections des morceaux de pierres lors de l'explosion présentent des risques d'accident significatifs pour les personnes.

i. Impacts sur la santé

Les gaz nocifs émis par les stations d'enrobage ainsi que les poussières peuvent nuire à la santé des travailleurs et des populations avoisinantes (maladies respiratoires).

X.1.1.3. Phase d'exploitation*a. Pollution de l'air*

L'aménagement de la route accroîtra sûrement le volume du trafic, et par la suite, la quantité de gaz carbonique émis par les voitures. Ce qui diminuera la qualité de l'air.

b. Risques d'accidents

Une route bitumée entraîne l'augmentation de la vitesse de circulation des véhicules. D'où l'augmentation des risques d'accidents.

X.1.2. Impacts positifs

X.1.2.1. Phase de préparation et de réalisation

a. *Création d'emplois directs*

Les travaux à réaliser nécessitent des ouvriers et des mains d'œuvre. Ce qui est une source d'emplois temporaires pour les jeunes et les chômeurs, en particulier les hommes.

b. *Création d'emplois indirects*

La population pourra créer des emplois connexes aux travaux aux alentours du site du projet comme les gargotes et les petits commerces.

X.1.2.2. Phase d'exploitation

a. *Désenclavement de la zone d'influence*

La nouvelle chaussée facilitera la circulation des marchandises et de la population.

b. *Transfert de technologie*

Les personnes qui ont travaillé pour le chantier bénéficieront désormais des compétences et savoir-faire qu'ils pourront utiliser dans le futur.

c. *Amélioration du secteur de transport*

Le bitumage de la route réduit les coûts d'exploitation des véhicules et diminue le temps de parcours de la route.

d. *Développement économique*

L'aménagement de la route provoquera :

- Le développement de l'agriculture en favorisant l'exportation des récoltes ;
- Le développement du tourisme ;
- Le développement du commerce ;

X.2. EVALUATION DES IMPACTS

X.2.1. Méthodologie

L'évaluation d'un impact sur l'environnement est basée sur trois critères :

- L'intensité : Forte, moyenne ou faible ;
- L'étendue : Régionale, locale ou ponctuelle ;
- La durée : Longue, moyenne ou courte.

A ces critères sont associés des notes permettant d'évaluer quantitativement l'impact. Ces notes sont données dans le tableau suivant :

Tableau 128 : Méthode d'évaluation des impacts

Critère	Appréciation	Note
Intensité	Forte	3
	Moyenne	2
	Faible	1
Etendue	Régionale	3
	Locale	2
	Ponctuelle	1
Durée	Longue	3
	Moyenne	2
	Courte	1

Source : Cours de EIE (2012)

L'addition des notes affectées à chaque critère permet d'apprécier l'importance de l'impact. Celle-ci peut être :

- Majeure (de note entre 7 à 9) : L'intégrité de la nature d'un élément et son utilisation sont modifiées de façon importante. L'impact met en danger la vie d'individus ou la survie d'une espèce animale ou végétale ;
- Moyenne (de note entre 4 et 6) : L'intégrité de la nature d'un élément et son utilisation sont modifiées de façon partielle ;
- Mineure (de note entre 1 et 3) : L'intégrité de la nature d'un élément et son utilisation sont modifiées légèrement.

X.2.2. Résultat de l'analyse des impacts

Le tableau suivant présente l'évaluation quantitative des impacts du projet sur l'environnement :

Tableau 129 : Evaluation des impacts du projet sur l'environnement

Phase du projet	Milieu récepteur	Impact	Intensité	Etendue	Durée	Importance de l'impact
Impacts négatifs						
Phase préparatoire	Eau et sol	Contamination du milieu physique environnant	1	1	2	Moyenne
	Faune et flore	Perturbations du milieu biologique	1	1	1	Mineure
Phase de réalisation	Eau	Contamination de l'eau	2	1	2	Moyenne
		Risque d'épuisement des ressources	1	2	2	Moyenne
	Sol	Apparition des ravinements et des « Lavaka »	2	1	3	Moyenne
	Air	Détérioration de la qualité de l'air	2	2	2	Moyenne
	Population riveraines	Perturbations sonores et vibrations	3	1	2	Moyenne
		Risque d'accident corporel	1	2	2	Moyenne
		Risque de maladies respiratoires	1	2	2	Moyenne
	Personnel du chantier	Risque d'incendie dû au stockage des hydrocarbures	2	1	1	Moyenne
		Risque d'accident de travail	2	1	2	Moyenne
		Risque de maladies respiratoires	2	1	2	Moyenne
	Flore	Diminution de la couverture végétale	1	2	3	Moyenne
		Déboisement	1	1	2	Moyenne
	Faune	Diminution de l'habitat faunistique	2	1	3	Moyenne
		Perturbation des animaux	1	2	2	Moyenne
Phase d'exploitation	Population riveraines	Pollution de l'air	2	2	3	Majeure
		Risque d'accidents	1	2	3	Moyenne
Impacts positifs						
Phase préparatoire et de réalisation	Population riveraines	Création d'emplois directs	2	2	2	Moyenne
		Création d'emplois indirects	1	2	2	Moyenne
	Personnel du chantier	Transfert de compétence	2	3	3	Majeure
Phase d'exploitation	Population de la zone d'influence	Désenclavement de la zone d'influence	2	3	3	Majeure
		Développement économique	3	3	3	Majeure
	Usagers de la route	Réduction des coûts d'exploitation et gain de temps	3	3	3	Majeure

X.3. ATTENUATION DES IMPACTS

Cette étape consiste à présenter les mesures pour prévenir, supprimer ou réduire les impacts négatifs, ou bien pour accroître les bénéfices des impacts positifs sur l'environnement.

Tableau 130 : Mesures d'atténuation des impacts négatifs

Milieu récepteur	Impact	Mesures d'atténuation
Eau	Contamination de l'eau	Eviter les fuites d'huile, de carburant ou de tout autres polluant provenant des véhicules de transport et des engins
		Récupérer les eaux usées et les évacuer dans des puisards mis en place spécialement dans le cadre du chantier
Sol	Ravinement de sol ou création de "Lavaka"	Réaménager le site une fois les travaux réalisés
	Pollution du sol	Aménager des puisards pour récupérer les huiles et graisses
Air	Dégradation de la qualité de l'air	Maintenir en bon état les véhicules et engins utilisés pour limiter l'émission de gaz carboniques
Faune et flore	Dégradation de la flore	Préférer d'autres types de combustibles au détriment du bois (charbon par exemple)
	Déforestation	Limiter l'aire de coupe pour amoindrir le déboisement
	Diminution de l'habitat	Procéder à un reboisement et engazonnement à la fin des travaux
	Perturbation des animaux	Eviter au maximum de travailler près des forêts où il ya une forte présence d'animaux
Personnel du chantier	Risque d'incendie dû au stockage des hydrocarbures	Bétonner les aires de stockage des hydrocarbures et des ravitaillements
	Risque d'accident de travail	Doter le personnel de matériels de sécurité (Port de casque, botte, gants)
		Mettre en place les consignes de sécurité et informer les employés
	Risque de maladies respiratoires	Port de masque anti-poussière
Populations riveraines	Perturbation sonore	Travailler dans les heures normales de travail (8h - 18 h)
		Sensibiliser la population de l'importance du projet pour eux
	Risque d'accident corporel	Limiter la vitesse de circulation des véhicules de transport de matériaux
		Mettre en place des dispositifs de sécurité (glissière de sécurité, panneaux de signalisation)
		Sensibiliser la population sur la sécurité routière

CONCLUSION PARTIELLE

Pour conclure, l'évaluation financière du projet a permis de calculer le coût d'investissement de celui-ci qui est de Ar 17 228 870 271,51. Avec une VAN positif et un TRI supérieur au taux d'actualisation, le projet s'avère rentable. De plus le capital investi pourra être récupéré bien avant la fin de la durée de vie de la route.

D'autre part, un projet rentable financièrement n'est pas forcément réalisable. Il faut qu'il soit aussi compatible avec l'environnement. C'est pour cela qu'une partie de l'étude s'est portée sur l'identification et l'évaluation des impacts négatifs et positifs du projet. On a pu déduire que les impacts positifs sont d'importance majeure, et que les impacts négatifs, bien qu'ils sont plus ou moins importants, sont atténuables.

CONCLUSION GENERALE

Pour conclure, la qualité des services sociaux dans les 5 Districts concernés par le projet laisse encore à désirer. Pourtant, cette zone possède une potentialité économique immense, que ce soit dans le domaine du tourisme, de l'élevage et surtout de l'agriculture.

Dans ce projet, on a pu constater que les dégradations de la RNS 5A sont très importantes et que l'aménagement de la route est incontournable.

Après comparaison des variantes issues de différentes méthodes de dimensionnement, la variante de la méthode LNTPB a été adoptée. Celle-ci propose une structure de chaussée constituée de 4 cm de béton bitumineux pour la couche de roulement, de 20 cm de grave concassé non traité 0/31⁵ pour la couche de base et de matériaux sélectionnés pour la couche de fondation. L'étude a aussi montré que les contraintes et déformations appliquées à la chaussée sont tous admissibles.

D'autre part, un bon dimensionnement de la chaussée ne garantit pas sa pérennité. Il faut aussi la protéger de son premier ennemi : l'eau. C'est pour cette raison qu'a été effectuée l'étude hydrologique et hydraulique. Ainsi, la représentation des données hydrométriques de la station de Nosy Be par la loi de GUMBEL, et la détermination des débits de crue des bassins versants par la méthode rationnelle et celle de Louis – Duret ont permis de dimensionner les ouvrages d'assainissement. Pour le cas du dalot, outre le dimensionnement hydraulique, un dimensionnement mécanique a aussi été effectué à partir de la méthode de rotation à nœud déplaçable et des règles de calculs en BAEL 91 modifié 99.

Enfin, l'étude de faisabilité financière a permis de déduire que le projet, avec une VAN positif et un TRI de 14,32 %, est rentable. De plus, l'étude d'impact environnemental a montré que le projet est tout à fait compatible avec l'environnement.

La réalisation de ce mémoire nous a permis de mieux comprendre les cours théoriques dispensés au sein de l'école et d'appréhender, d'ores et déjà, la consistance du travail d'un Ingénieur.

Dans cet ouvrage, l'étude s'est concentrée sur les calculs et prescriptions techniques. Mais, on peut très bien porter une attention particulière à la réalisation de la route suivant les normes et les règles de l'art des travaux du BTP.

BIBLIOGRAPHIE

Cours :

- [1] Rabenatoandro, M., Cours de Hydraulique routière, BTP 4^{ème} A de l'ESPA, Vontovorona, 2012 ;
- [2] Rahelison, L., Cours de Management de Construction routière, BTP 5^{ème} A de l'ESPA, Vontovorona, 2013 ;
- [3] Rakotoarison, D., Cours de Chaussée rigide, BTP 5^{ème} A de l'ESPA, Vontovorona, 2013 ;
- [4] Randrianasolo, D., Cours de Hydraulique générale, BTP 3^{ème} A de l'ESPA, Vontovorona, 2011 ;
- [5] Randriantsimbazafy, A., Cours de Route I, BTP 3^{ème} A de l'ESPA, Vontovorona, 2011 ;
- [6] Randriantsimbazafy, A., Cours de Route II, BTP 4^{ème} A de l'ESPA, Vontovorona, 2012 ;
- [7] Ravaoharisoa, L., Cours de Béton armé, BTP 3^{ème} A de l'ESPA, Vontovorona, 2011.

Livres et revues :

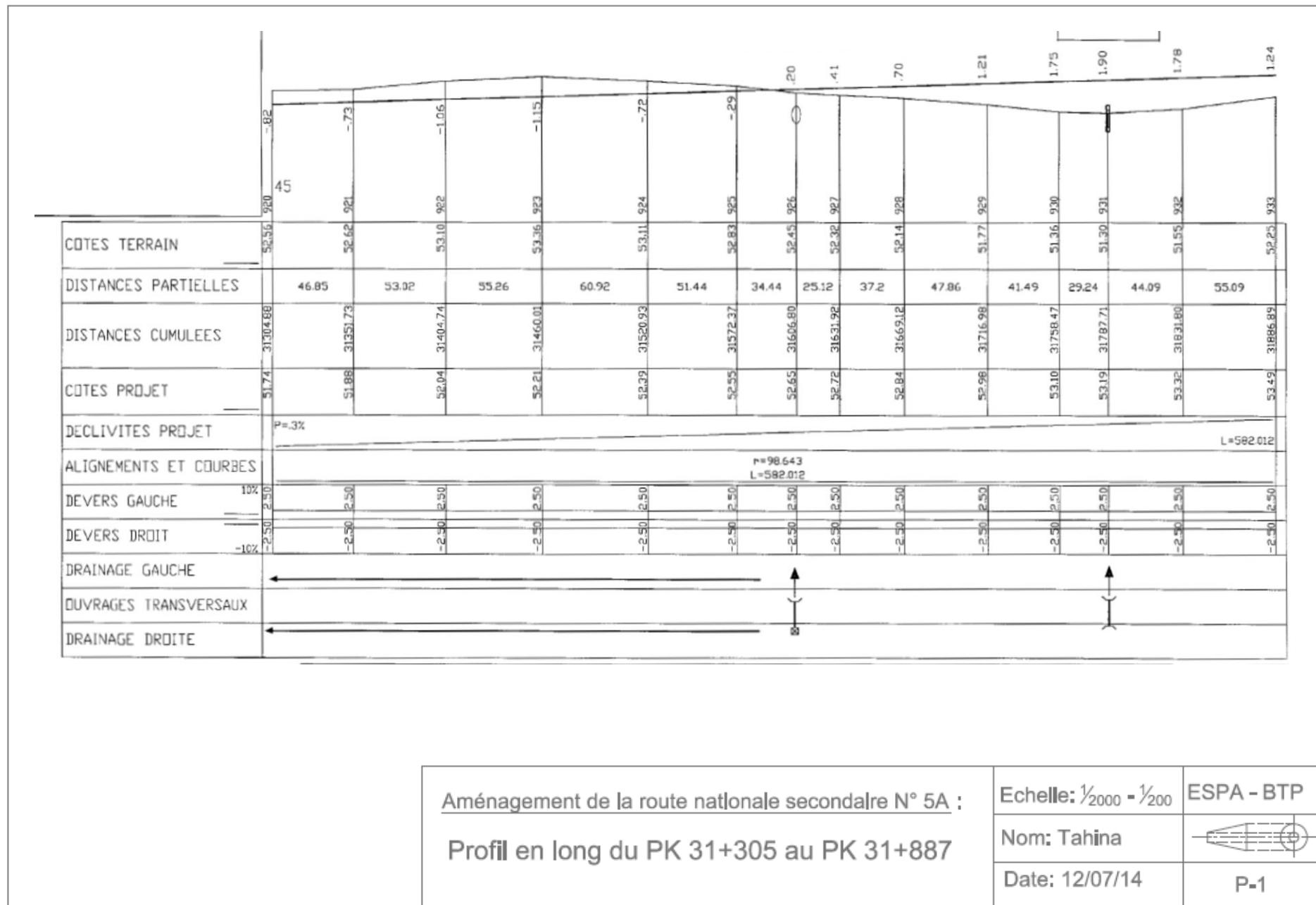
- [8] CEBTP, Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, Ministère des relations extérieures, 1984, 155p ;
- [9] Destombes, A., Catalogue des structures, Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien, Décembre 2003, 108p ;
- [10] INSTAT, Enquête périodique auprès des ménages 2010, Août 2011, 378p.
- [11] Jean Perchat, Jean Roux, Pratique du BAEL 91, Eyrolles, 3^{ème} édition, 1999, 437p ;
- [12] LCPC/SETRA, Manuel de conception des chaussées à faible trafic, Ministère des transports, Juillet 1981 ; sumposium pp 13 - 27 ;
- [13] LNTPB, Dimensionnement des chaussée neuves à Madagascar, Les chroniques du LNTPB, numéro spéciale « A », Antananarivo, 1973, 49p ;
- [14] Union de politique pour le développement rural, Monographie de la Région du SAVA et de DIANA, Juin 2003, 115p ;

Webographie :

- www.technique-ingénieur.fr;
- www.banque-pdf.com
- www.cours-genie-civil.com.

ANNEXES

Annexe 1 : Exemple de profil en long



ANNEXES

Annexe 2 Liste des gisements agréés sur l'itinéraire

➤ Liste des gîtes agréés

N°	PK	Côté	Distance de la RN5A (m)	Nature	Epaisseur exploitable (m)	Puissance estimée (m ³)	Environnement
G1	1,950	D	400	Limon sableux à sable limoneux	-	15 000	Couverture arbustive
G2	7,140	D	0	Limon sableux + nodules	1,7	15 000	Couverture arbustive
G3	8,000	G	0	Limon sableux jaune	1,3	12 000	
G5/1	20,530	D	0	Limon sableux + Quartzite	1,3	10 000	Couverture arbustive
G6	21,460	D	0	Grave limoneux rouge	1,4	15 000	
G7	24,400	D	400	Limon sableux+Roche altérée	1,35	12 000	Village Ankatoka, couverture arbustive
G8	30,140	G	150	Quartzite limoneux jaune	1,5	20 000	Couverture arbustive
G9	34,370	G	0	Limon Quartzite rouge	1,5	20 000	Couverture arbustive
G11	40,350	G	0	Limon sableux Quartzite jaune	1,3	10 000	Couverture arbustive
G12 /2	45,270	D	0	Quartzite Limoneux jaune	0,7	2 000	
G13	46,550	D	0	Quartzite Limoneux jaune	1,1	22 000	
G15	56,590	D	200	Limon argileux sableux jaune	1,65	12 000	
G16	59,550	G	0	Limon sableux jaune	1,7	25 000	Couverture arbustive
G17	62,400	G/D	0	Limon sableux quartzite jaune	1,25	15 000	Couverture arbustive
G18	66,680	G	0	Sable limoneux graveleux	2	35 000	Existence de gros arbres
G19	68,500	G	0	Quartzite limoneux jaune	2	20 000	
G20	73,470	D	0	Limon sableux Quartzite jaune	1,3	13 000	Couverture arbustive
G22	81,850	D	0	Limon sableux Quartzite jaune	1	15 000	
G23	86,800	G	0	Limon sableux jaune	1,6	20 000	Existence de quelques manguiers
G24	92,420	D	100	Limon argileux sableux rouge	1,7	15 000	

ANNEXES

G25/1	95,800	D	0	Limon sableux argileux rouge à Roche décomposée	1,3	3 000	Couverture arbustive
G25/2	95,800	G	0	Roche décomposée à altérée	1,3	3 000	
G26	100,200	G/D	0	Limon sableux jaune + galets Quartzite	1	10 000	Couverture arbustive
G27	105,860	G	0	Limon argileux sableux jaune	1	10 000	Couverture arbustive
G28	113,220	D	0	Roche décomposée	0,9	6 000	Couverture arbustive.
G29/2	117,420	D	200	Roche décomposée altérée jaune	0,5	15 000	
G30	119,900	D	150	Roche décomposée altérée	1	4 500	Plantation de cafiers à côté.
G32	128,000	G	0	Sable limoneux + roche altérée jaune	2,5	22 000	Couverture arbustive
G33	131,800	G	0	Limon sableux argileux + roche altérée	1,35	10 000	Couverture arbustive
G34	134,140	D	0	Limon sableux argileux jaune	1,55	6 000	Couverture arbustive.
G35	138,500	D	0	Limon sableux argileux à roche altérée jaune	2,5	22 000	
G36/2	142,560	D	0	Limon sableux à sable limoneux	1,3	9 000	Couverture arbustive
G36/4	145,130	D	0	Limon sableux + Roche altérée	0,5	15 000	
G37	150,300	G	100	Sable limoneux à limon sableux graveleuse	2	30 000	Existence de manguiers
G38	152,110	G	150	limon sableux à sable limoneux jaune	1,45	11 000	Terrain boisé

➤ Liste des emprunts agréés

N°	PK	Côté	Distance de la RN5A (m)	Nature	Epaisseur exploitable (m)	Puissance estimée (m ³)	Environnement
G4	16,900	D	300	Limon argileux sableux à limon sableux argileux quartzite	2	20 000	Couverture arbustive
G5/2	20,530	D	0	limon argileux sableux rouge	1,6	1 000	
G10	38,640	D	0	Limon sableux argileux jaune	1,5	10 000	Couverture arbustive
G12/1	45,150	G	0	Limon argileux sableux + quartzite	1,1	3 000	

ANNEXES

G14	55,520	D	150	Limon argileux sableux rouge	1,35	10 000	
G21	80,550	G/D	0	Limon argileux sableux	1,3	9 000	Couverture arbustive
G29/1	117,420	D	200	Limon argileux sableux rouge	0,6	15 000	Couverture arbustive
G31	121,900	G/D	0	Limon argileux sableux jaune	1,5	15 000	Couverture arbustive
G36/1	142,560	G	0	Limon sableux argileux jaune	1,5	12 000	Couverture arbustive
G36/3	145,130	D	600	limon sableux argileux rouge	1,1	17 000	

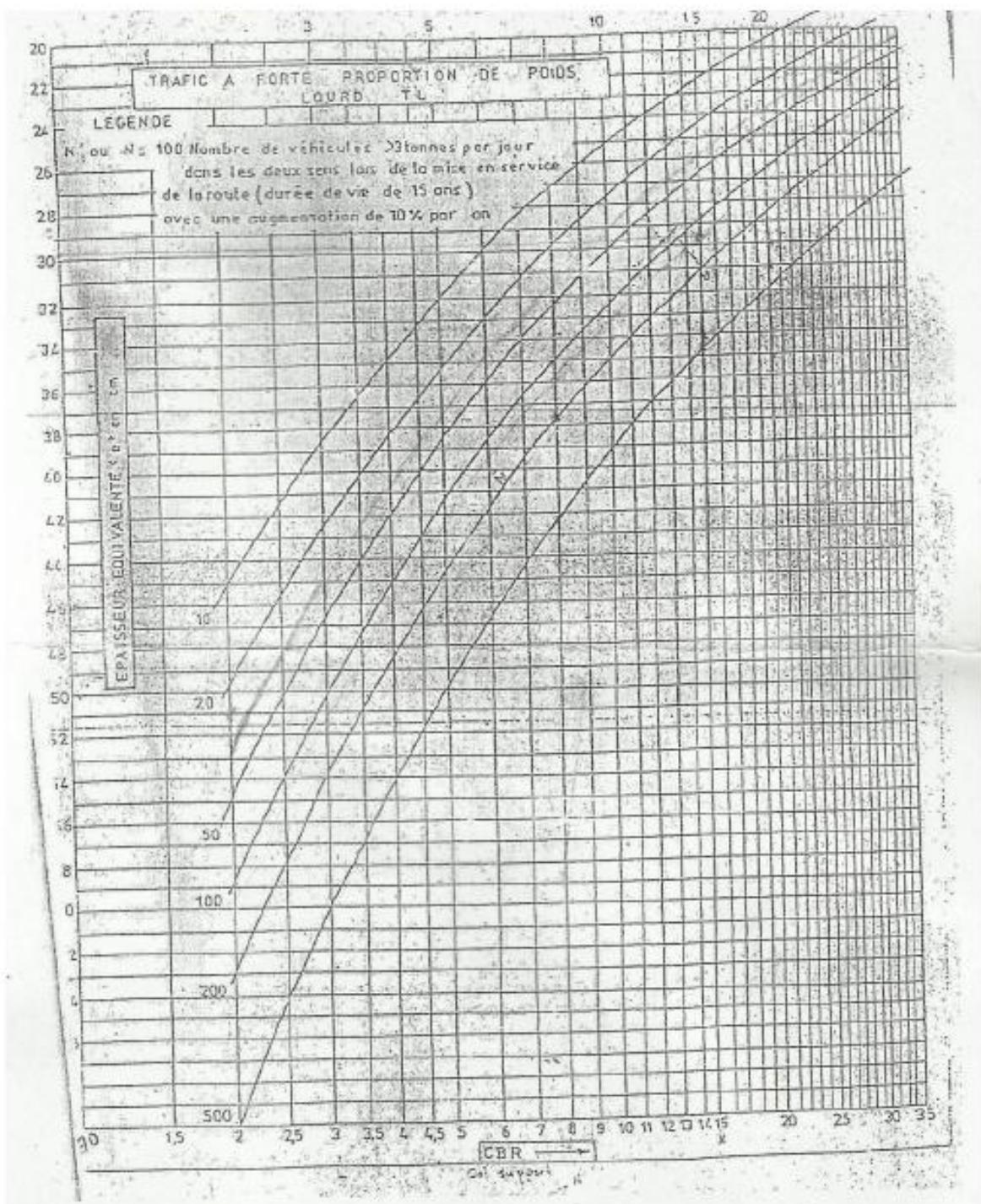
➤ Liste de carrières agréées

Référence	PK	Côté	Distance de la RN5A (m)	Nature	Epaisseur matériaux exploitables (m)	Volume estimé (m ³)	Environnement
C1	3,900	G	500	Grès	10	>100.000	
C2	23,810	D	120	Granite à Amphibolite	4	10.000 à 25.000	A 600 m du Fokontany d'Ankatoko
C3	56,600	D	500	Grès	5	20.000 à 35.000	Proximité de rizières / Couverture arbustive
C4	58,900	D	0	Grès	-	7.500 à 70.000	-
C5	100,070	D	1500	Granite	5 à 10	50.000 à 60.000	-
C6	117,200	D	700	Amphibolite	10 à 15	10.000 à 70.000	Couverture arbustive par endroits
C7	137,720	G	0	Granite	3 à 6	8.000	Situation en rive gauche de la rivière Manambato
C8	143,060	D	150	Granite	5 à 10	20.000 à 60.000	Situation à l'entrée de la plaine d'Ambatojoby

Source : ARM (2005)

ANNEXES

Annexe 3 Abaque de dimensionnement LNTPB – Trafic lourd



ANNEXES

Annexe 4 : Extrait du tableau de dimensionnement de la chaussée

Trafic $T_3 - T_4$		S_1		S_2		S_3		S_4		S_5	
		T_3	T_4								
R	Béton bitumineux	5		5		5		5		5	
B	Graveleux latéritique naturel	20		20		20		20		25	
F	Graveleux latéritique naturel	40		30		20		15		0	
R	Béton bitumineux	5	7	5	7	5	7	5	7	5	
B	Graveleux latéritique ou grave naturelle améliorés au ciment	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
F	Graveleux latéritique naturel ou grave naturelle 0/D	45	50	25	30	20	25	15	20	0	
R	Béton bitumineux	5	7	5	7	5	7	5	7	5	7
B	Concassé 0/d	20	25	20	25	20	25	20	25	20	25
F	Graveleux latéritique naturel ou grave naturelle 0/D ou tout-venant de concassage	40	45	30	30	25	25	20	20	0	0
R	Béton bitumineux	5	7	5	7	5	7	5	7	5	7
B	Concassé 0/d	60	65	45	50	40	45	30	35	20	25
R	Béton bitumineux	5		5		5		5		5	
B	Grave naturelle, grave latéritique naturelle ou concassé 0/d	25		25		25		25		20	
F	Sable argileux	45		30		25		20		0	
R	Béton bitumineux	5		5		5		5		5	
B	Sable argileux amélioré au ciment	20		20		20		20		20	
F	Sable argileux	55		35		25		20		0	
R	Béton bitumineux	5		5		5		5		5	
B	Sable argileux amélioré au ciment	20		20		20		20		20	
F	Sable argileux amélioré au ciment ou grave améliorée au ciment	40		25		20		15		0	
R	Béton bitumineux			5	7	5	7	5	7	5	7
B	Grave ciment			20	20	20	20	20	20	20	20
F	Grave latéritique ou grave naturelle ou concassé 0/d			30	35	25	30	20	20	0	0
R	Béton bitumineux	5	7	5	7	5	7	5	7	5	7
B	Grave ciment	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
F	Sable argileux amélioré au ciment ou grave améliorée au ciment	40	45	25	30	20	25	15	15	0	0
R	Béton bitumineux	4	5	4	5	4	5	4	5	4	5
B	Grave bitume	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
F	Graveleux naturel ou concassé 0/d	45	50	30	35	25	25	15	20	0	0

ANNEXES

Annexe 4 : (Suite)

Trafic T ₃ - T ₄		S ₁		S ₂		S ₃		S ₄		S ₅	
		T ₃	T ₄								
R	Béton bitumineux	4	5	4	5	4	5	4	5	4	5
B	Grave bitume	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
F	Sable argileux amélioré au ciment ou grave améliorée au ciment ou sable amélioré au bitume	40	45	25	30	20	25	15	15	0	0
R	Béton bitumineux	5		5		5		5		5	
B	Sable bitume	15		15		15		15		20	
F	Sable argileux	50		30		25		20		0	
R	Béton bitumineux	5		5		5		5		5	
B	Sable bitume ou grave bitume	15		15		15		15		20	
F	Sol chaux	25		20		20		15		0	
R	Béton bitumineux	5		5		5		5		5	
B	Concassé 0/d	20		20		20		20		20	
F	Sol chaux	25		20		15		15		0	
R	Béton bitumineux	5	7	5	7	5	7	5	7	5	7
B	Grave ciment	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
F	Sol chaux	20	25	20	20	15	20	15	15	0	0
R	Béton bitumineux	5		5		5		5		5	
B	Concassé 0/d	20		20		20		20		20	
F	Scories volcaniques (pouzzolanes)	45		30		25		15		0	
R	Béton bitumineux			5	7	5	7	5	7	5	7
B	Grave ciment			20	20	20	20	20	20	20	20
F	Scories volcaniques (pouzzolanes)			35	40	25	30	20	20	0	0
R	Béton bitumineux	4	5	4	5	4	5	4	5	4	5
B	Grave bitume	15	15	15	15	15	15	15	15	20	20
F	Scories volcaniques (pouzzolanes)	50	50	35	40	25	30	20	20	0	0

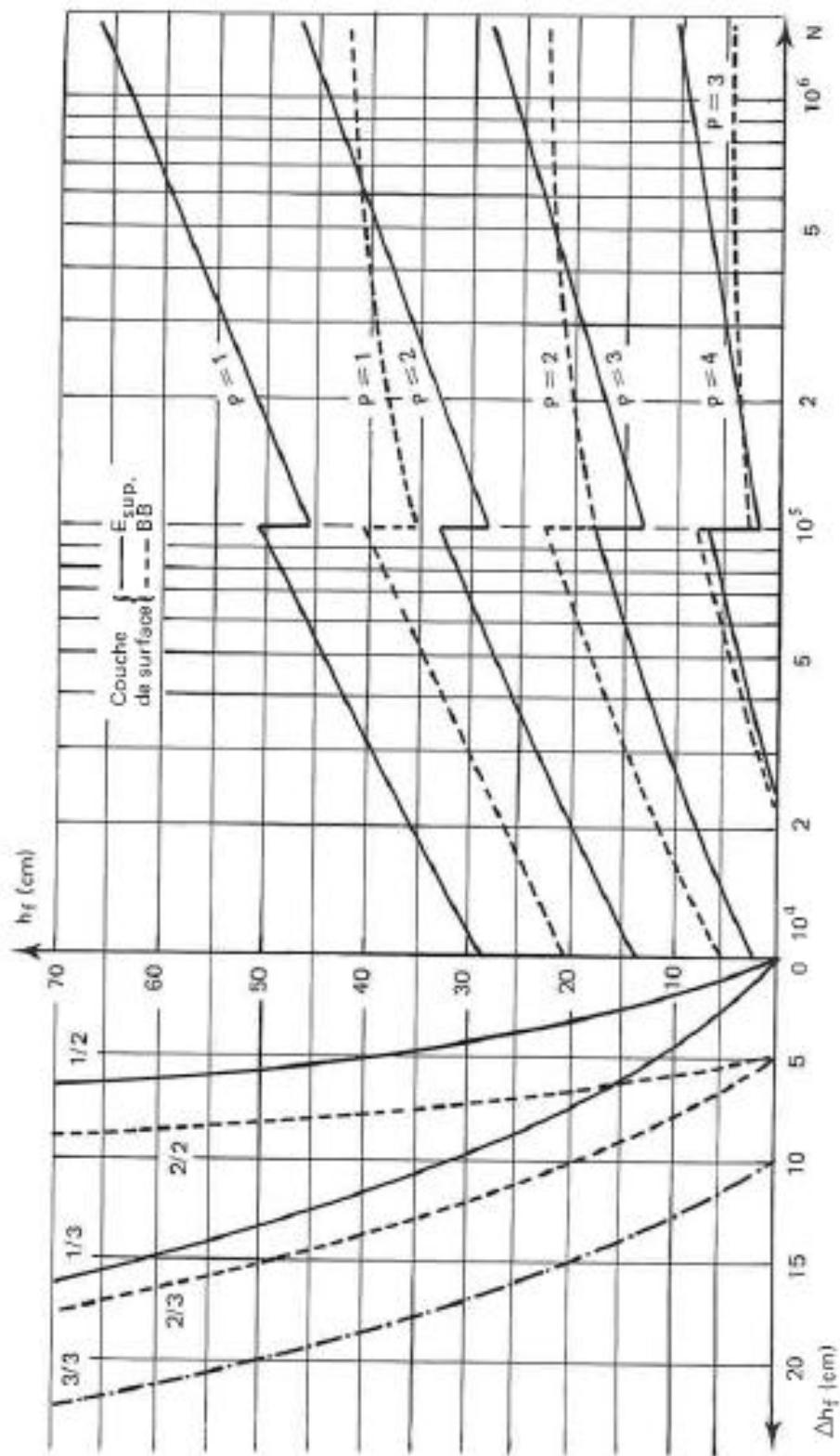
Légende :

- R : Couche de roulement ;
- B : Couche de base ;
- F : Couche de fondation ;
-  : La solution envisagée est à proscrire pour des motifs techniques ou économiques ;
-  : Structures choisis lors du dimensionnement.

Source : Guide pratique de dimensionnement
des chaussées pour les pays tropicaux (1984)

ANNEXES

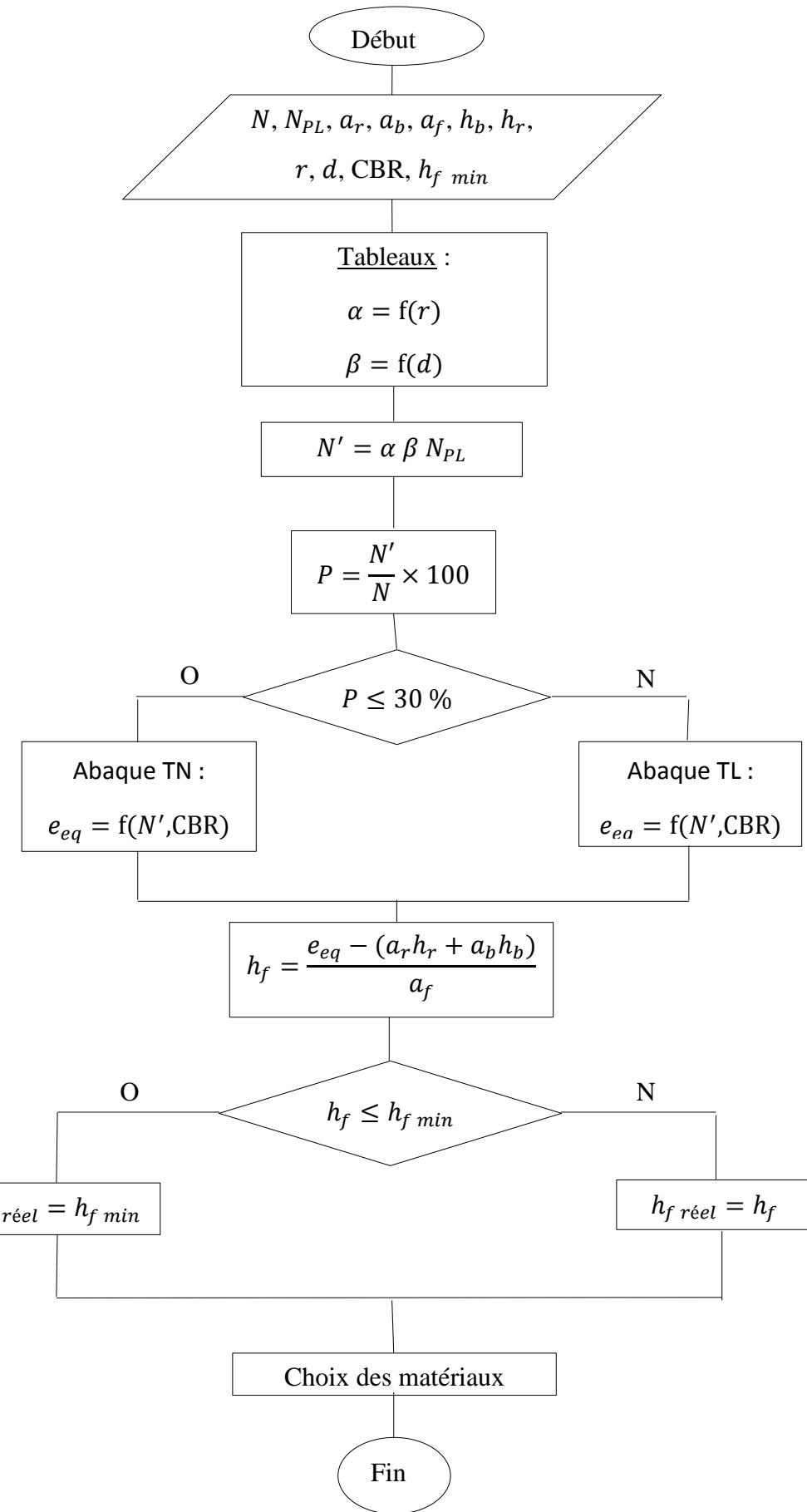
Annexe 5 : Abaque de dimensionnement de la couche de fondation – Méthode LCPC



ANNEXES

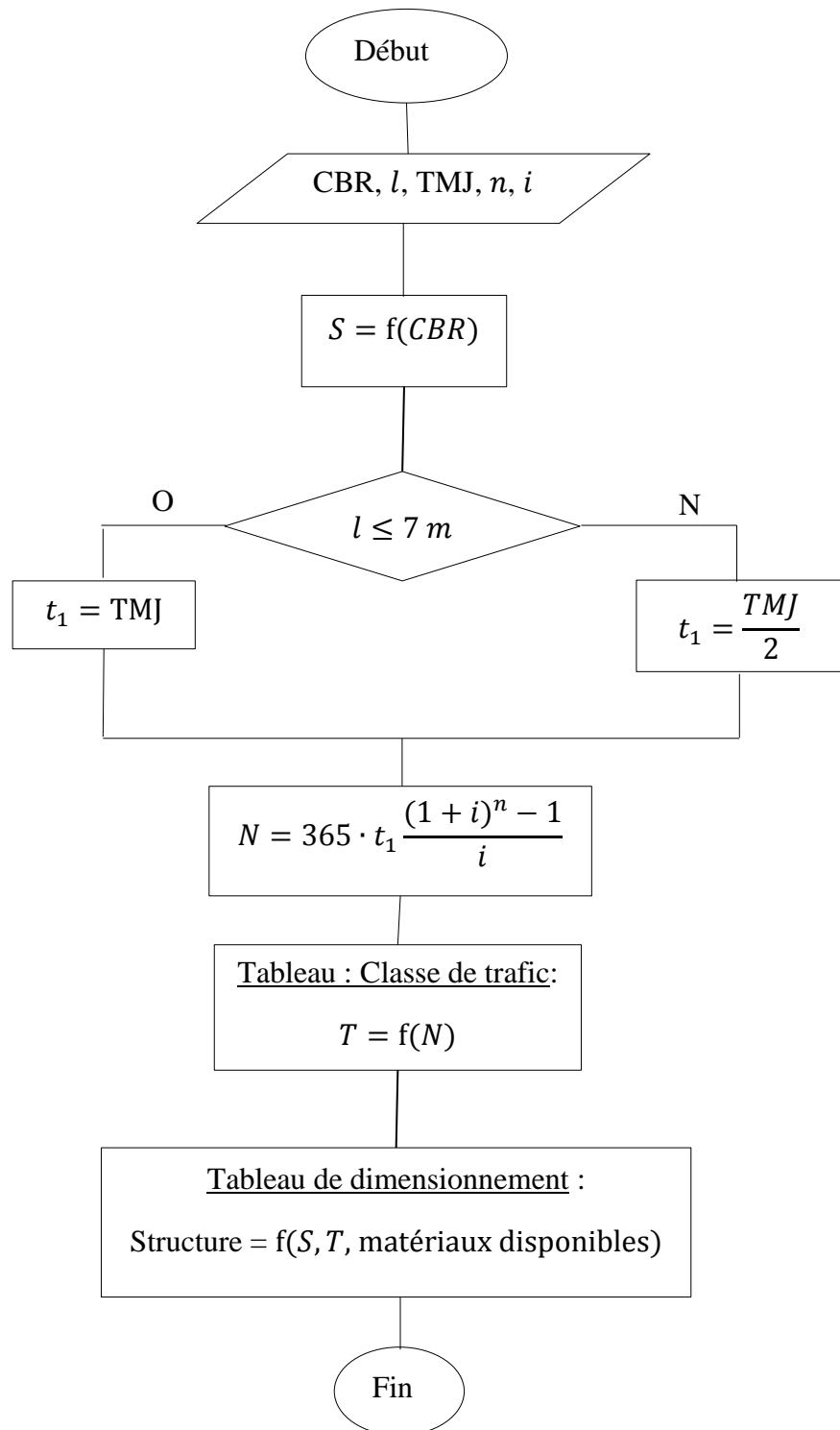
Annexe 6 Organigrammes de dimensionnement

Organigramme de dimensionnement LNTPB



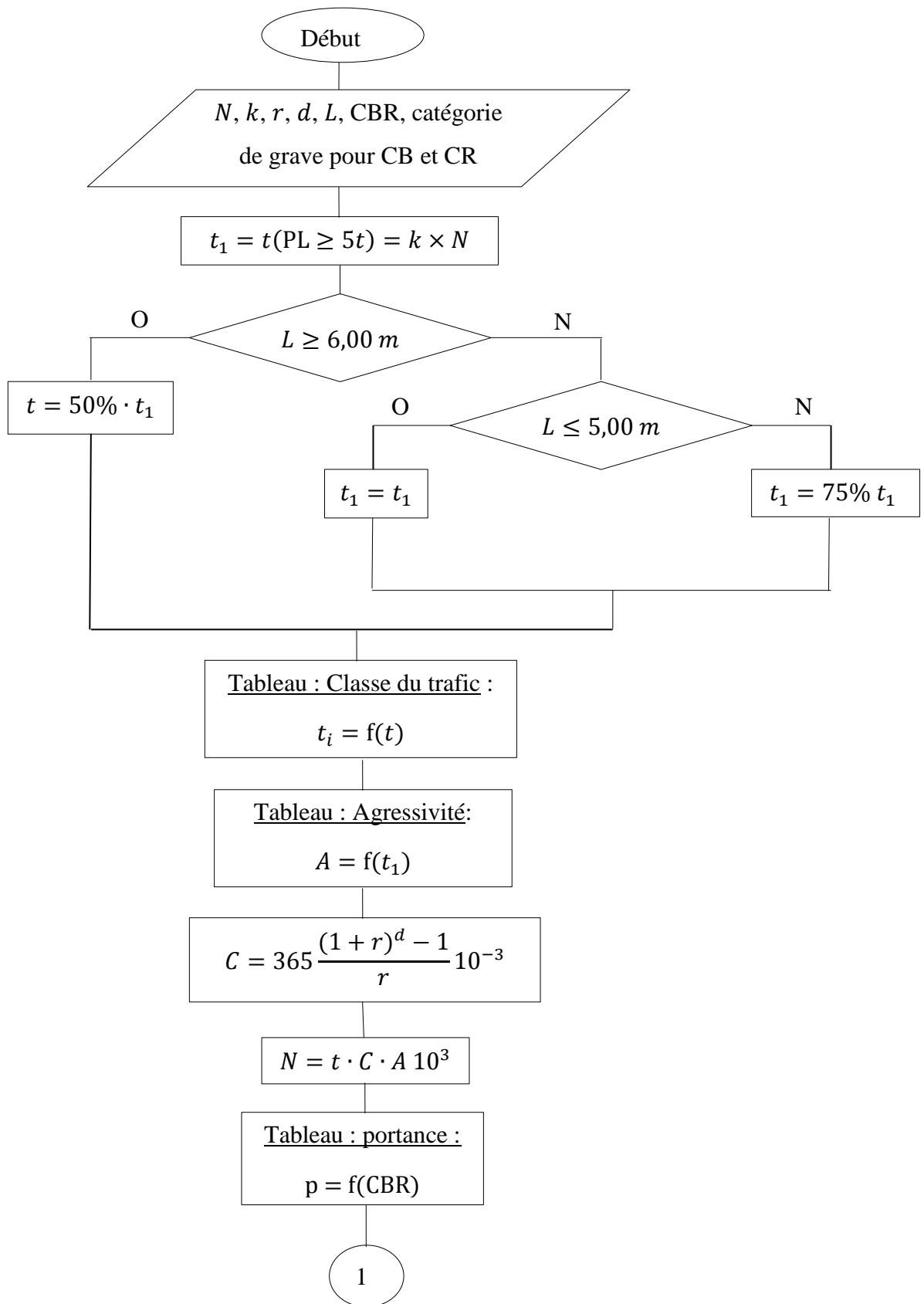
ANNEXES

Organigramme de dimensionnement CEBTP

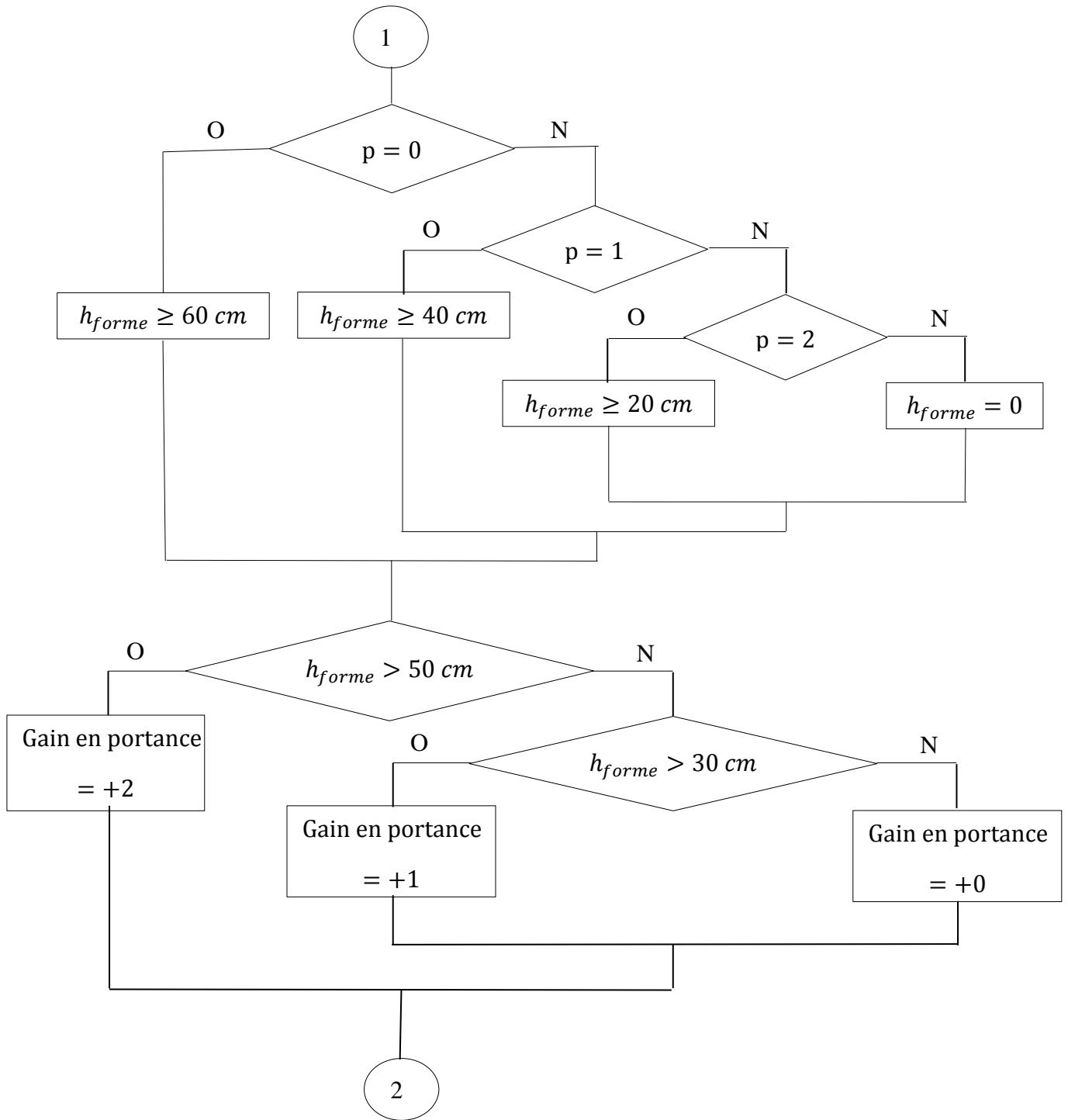


ANNEXES

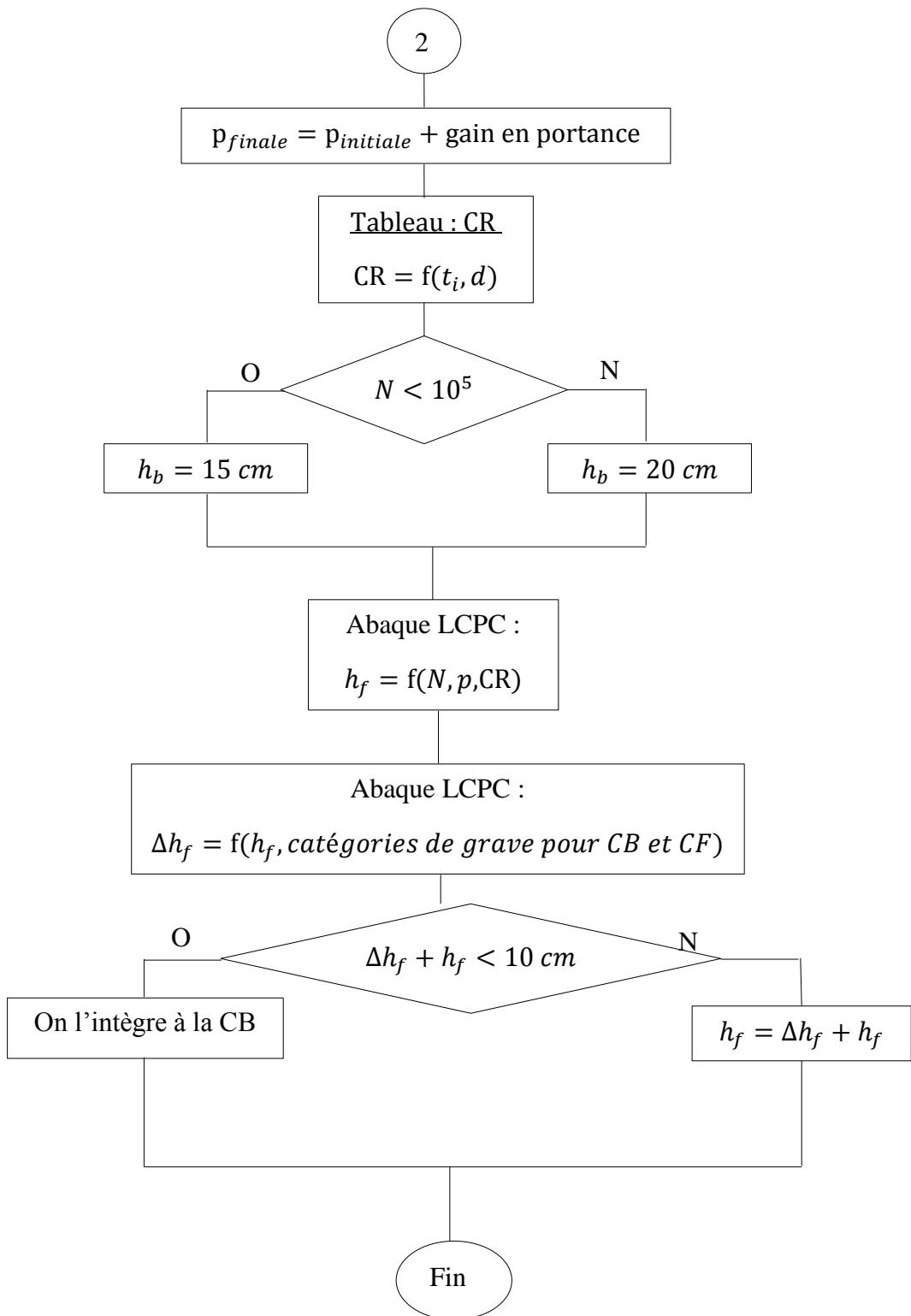
Organigramme de dimensionnement LCPC (Chaussée à assise non traité)



ANNEXES

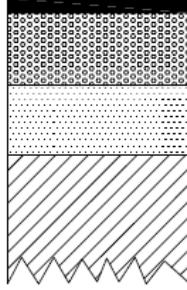
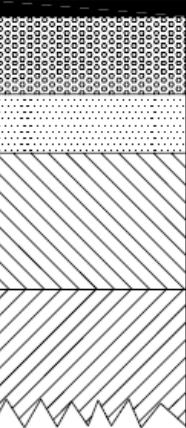
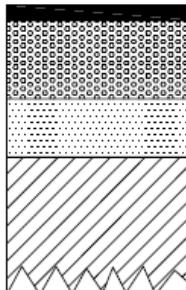


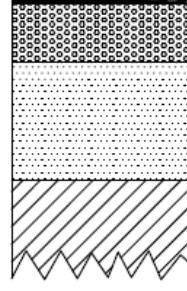
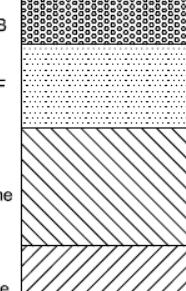
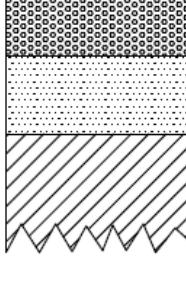
ANNEXES



ANNEXES

Annexe 7 Structures de chaussée pour chaque méthode de dimensionnement et chaque zone homogène

Dimensionnement LNTPB				
Zone homogène 1		Zone homogène 2	Zone homogène 3	Zone homogène 4
CR	4 BB	CR	4 BB	CR
CB	20 GCNT	CB	20 GCNT	CB
CF	19 MS	CF	15 MS	CF
Plateforme		C forme		Plateforme
	CBR = 6		35 MS	
				CBR = 15
				Plateforme
				
				CBR = 30

Dimensionnement CEBTP				
Zone homogène 1		Zone homogène 2	Zone homogène 3	Zone homogène 4
CR	4 BB	CR	4 BB	CR
CB	15 GB	CB	15 GB	CB
CF	30 GCNT	CF	25 GCNT	CF
Plateforme		C forme		Plateforme
	CBR = 6		35 MS	
				CBR = 15
				Plateforme
				
				CBR = 30

ANNEXES

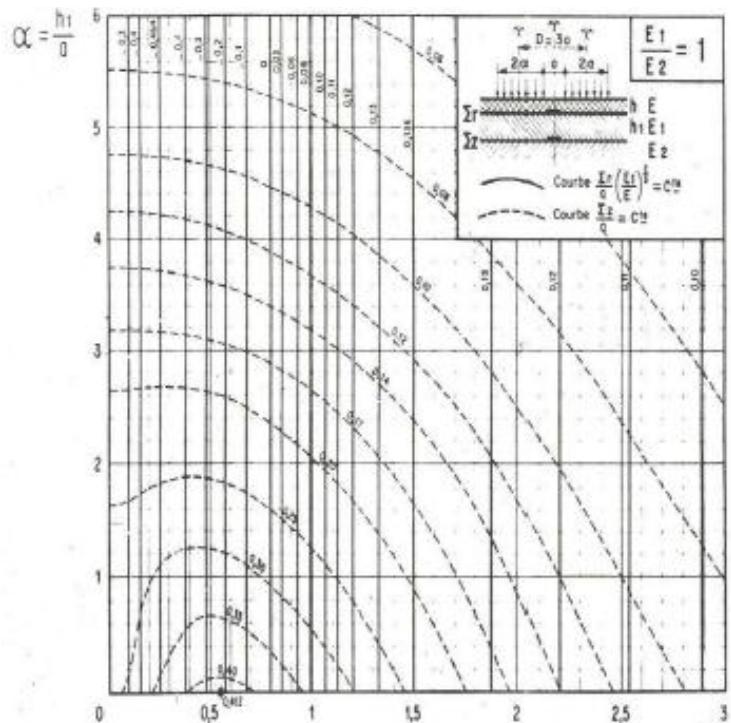
Dimensionnement LCPC

Zone homogène 1	Zone homogène 2	Zone homogène 3	Zone homogène 4
CR CB CF C forme Plateforme	10 BB 20 GCNT 32 GCNT 40 MS CBR = 6	CR CB CF C forme Plateforme	10 BB 20 GCNT 32 GCNT 80 MS CBR = 3
		10 BB 29,5 GCNT CBR = 15	10 BB 20 GCNT CBR = 30

ANNEXES

Annexe 8 Abaques de JEUFFROY – BACHELEZ

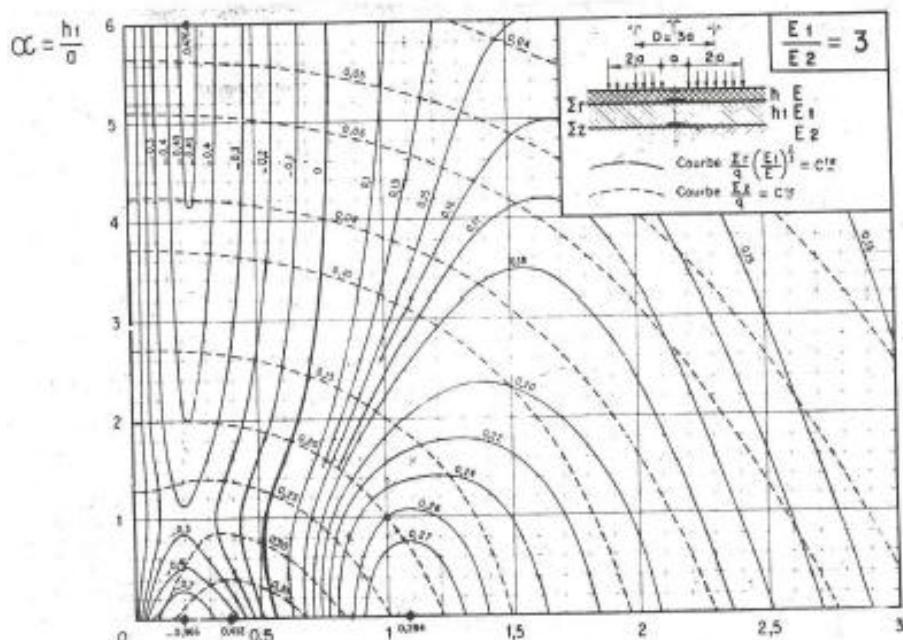
Contrainte dans un système tri-couche : $\frac{E_1}{E_2} = 1$



CONTRAINTE DANS UN SYSTEME TRICOUCHE
FIG. II a – Cas de deux roues jumelées
Contraintes dans l'axe du jumelage

$$\beta = \frac{h}{a} \sqrt{\frac{E}{6E_1}}$$

Contrainte dans un système tri-couche : $\frac{E_1}{E_2} = 3$



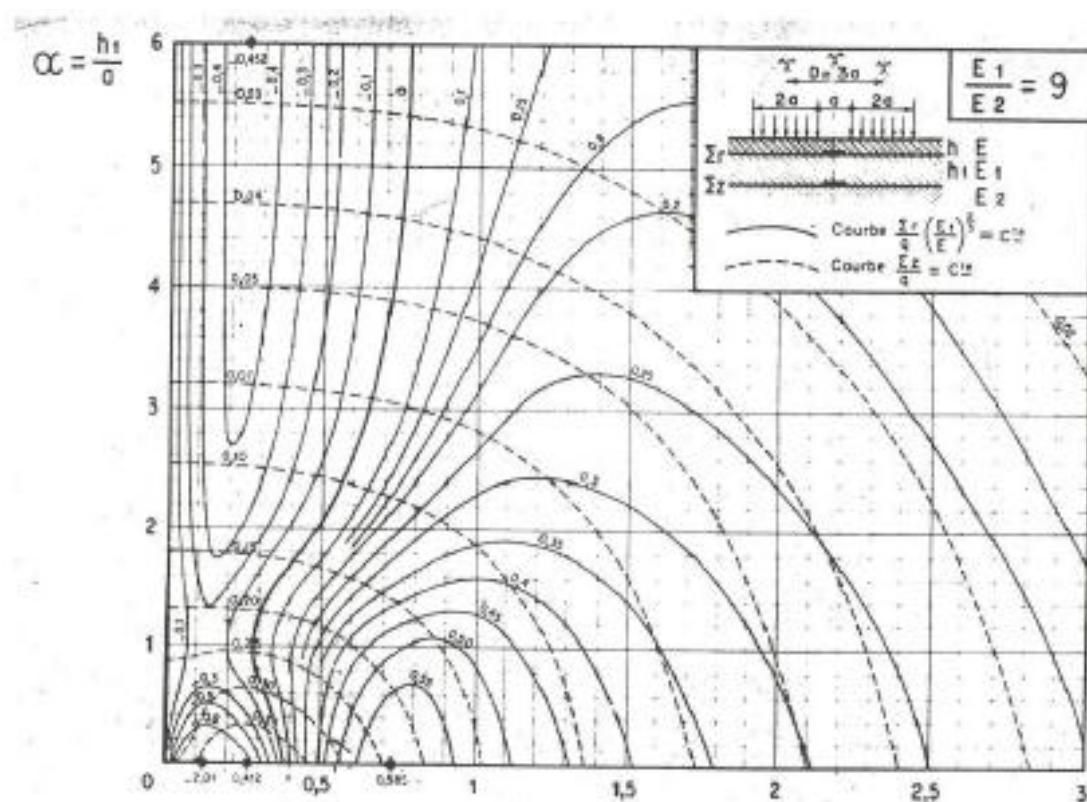
CONTRAINTE DANS UN SYSTEME TRICOUCHE
FIG. II b – Cas de deux roues jumelées
Contraintes dans l'axe du jumelage

$$\beta = \frac{h}{a} \sqrt{\frac{E}{6E_1}}$$

ANNEXES

Contrainte dans un système tri-couche :

$$\frac{E_1}{E_2} = 9$$



CONTRAINTES DANS UN SYSTEME TRICOUCHE

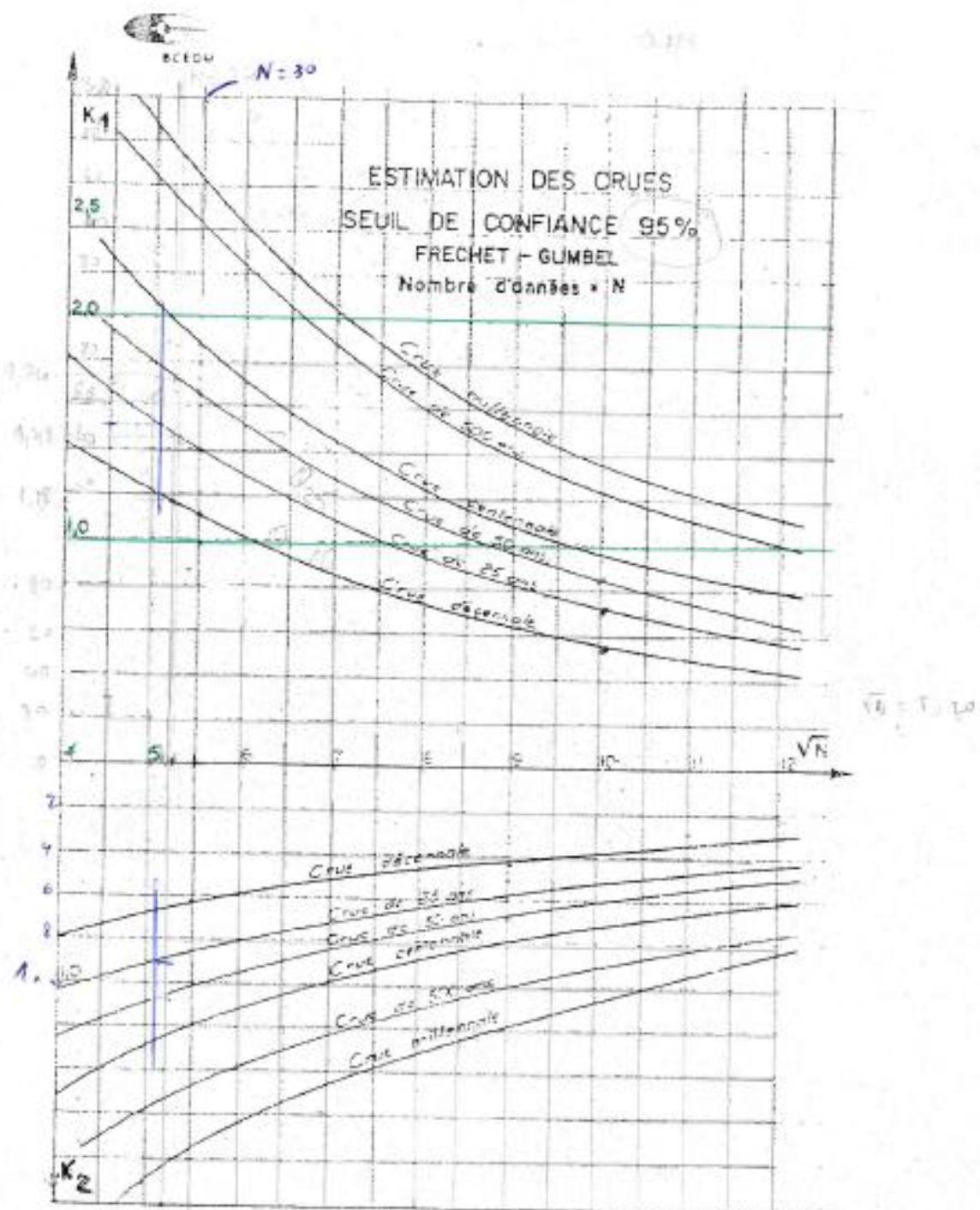
FIG. II c -
Cas de deux roues jumelées
Contraintes dans l'axe du jumelage

$$\beta = \frac{h}{a} \sqrt[3]{\frac{E}{6E_1}}$$

ANNEXES

Annexe 9 Abaque et table utilisés en hydrologie

Abaque d'estimation de crue de FRECHET – GUMBEL, seuil de confiance 95 %



ANNEXES

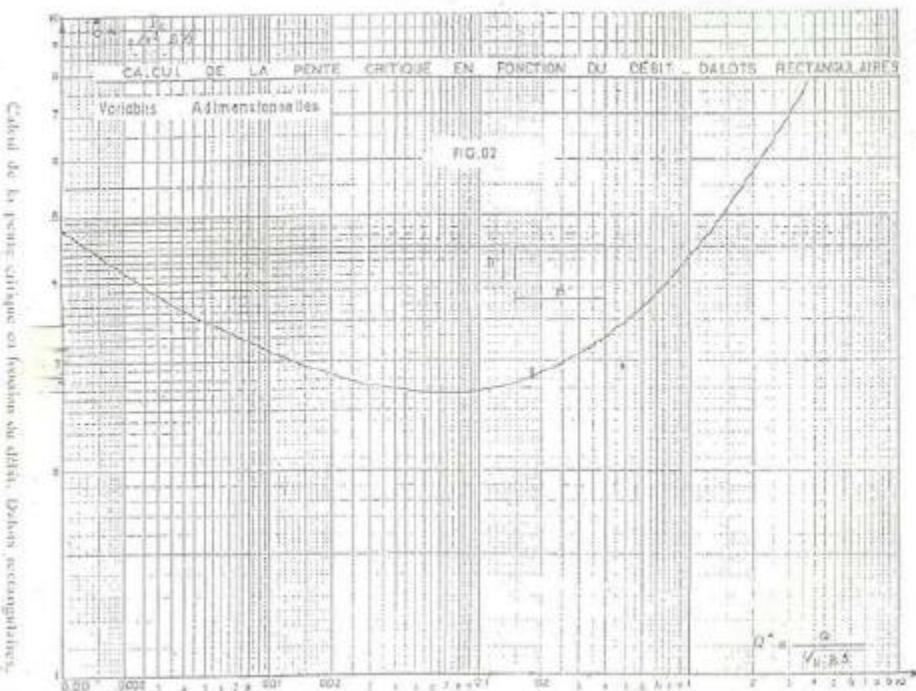
Table de distribution χ^2 de PEARSON

λ	P	0,9995	0,999	0,995	0,990	0,975	0,95	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005	0,001	0,0005	P	λ
1		0,03993	0,07157	0,07393	0,07157	0,07393	0,07393	0,07157	0,07393	0,07157	0,07393	0,07157	0,07393	0,07157	0,07393	0,07157	0,07393	0,07157	0,07393	0,07157	0,07393	0,07157	1	
2		0,07100	0,07200	0,07100	0,07200	0,07100	0,07200	0,07100	0,07200	0,07100	0,07200	0,07100	0,07200	0,07100	0,07200	0,07100	0,07200	0,07100	0,07200	0,07100	0,07200	0,07100	1	
3		0,01533	0,02433	0,07117	0,115	0,216	0,352	0,584	1,00	1,42	1,87	2,37	2,95	3,67	4,64	6,25	7,81	9,35	11,3	12,8	16,3	17,7	21,2	2
4		0,00639	0,00908	0,207	0,297	0,484	0,711	1,06	1,45	2,19	3,75	3,36	4,04	4,88	5,99	7,78	9,49	11,1	13,3	14,9	18,5	20,0	22,1	4
5		0,158	0,210	0,412	0,554	0,801	1,15	1,61	2,34	3,00	3,96	4,35	5,13	6,06	7,29	9,24	11,1	12,8	15,1	16,7	20,5	22,1	25,1	5
6		0,299	0,381	0,676	0,872	1,24	1,64	2,20	3,07	3,83	4,57	5,25	6,21	7,23	8,56	10,6	12,6	14,4	16,8	19,5	22,5	24,1	26,6	6
7		0,485	0,598	0,989	1,24	1,69	2,17	2,83	3,82	4,67	5,49	6,35	7,28	8,38	9,80	12,0	14,1	16,0	18,5	20,3	24,3	26,0	27,7	7
8		0,710	0,857	1,34	1,65	2,18	2,73	3,49	4,59	5,53	6,47	7,34	8,35	9,52	11,0	13,4	15,5	17,5	19,1	22,0	26,1	27,9	29,9	8
9		0,972	1,15	1,73	2,09	2,70	3,33	4,17	5,38	6,39	7,36	8,34	9,41	10,7	12,2	14,7	16,9	19,0	21,7	23,6	27,9	29,7	31,4	9
10		1,26	1,48	2,16	2,56	3,25	3,94	4,87	6,18	7,27	8,30	9,34	10,5	11,8	13,4	16,0	18,3	20,5	23,2	26,6	31,4	31,4	34,0	10
11		1,59	1,83	2,46	3,05	3,82	4,57	5,28	6,99	8,15	9,24	10,3	11,5	12,9	14,6	17,3	19,7	21,9	24,7	26,8	31,3	33,1	35,1	11
12		2,03	2,21	3,07	3,57	4,40	5,23	6,20	7,81	9,03	10,2	11,3	12,6	14,0	15,8	18,5	21,0	23,3	26,2	28,3	32,9	34,8	36,8	12
13		2,31	2,62	3,57	4,31	5,01	5,89	7,04	8,63	9,93	11,1	12,3	13,6	15,1	17,0	19,8	22,4	24,7	27,7	29,8	34,5	36,5	38,5	13
14		2,76	3,04	4,07	4,96	5,63	6,57	7,79	9,47	10,8	12,1	13,3	14,7	16,2	18,2	21,1	23,7	26,1	29,1	31,3	36,1	38,3	41,4	14
15		3,11	3,48	4,60	5,23	6,28	7,26	8,55	10,3	11,7	13,0	14,3	15,7	17,3	19,3	22,3	25,0	27,5	30,6	32,8	37,7	39,7	41,5	15
16		3,54	3,94	5,14	5,81	6,91	7,96	9,31	11,2	12,6	14,0	15,3	16,8	18,4	20,5	23,3	26,3	28,8	32,0	34,3	39,3	41,3	46,6	16
17		3,98	4,42	5,79	6,41	7,56	8,87	10,1	12,0	13,5	14,9	16,3	17,8	19,5	21,0	24,8	27,6	30,2	33,4	35,7	40,6	42,9	47,7	17
18		4,44	4,90	6,26	7,01	8,29	9,39	10,9	12,9	14,4	15,9	17,3	18,9	20,6	22,8	26,0	28,9	31,5	34,8	37,2	42,3	44,8	48,8	18
19		4,94	5,41	6,84	7,63	8,91	10,1	11,7	13,7	15,4	16,9	18,3	19,9	21,7	23,9	27,2	30,1	32,9	36,2	38,6	43,6	46,0	49,0	19
20		5,40	5,92	7,43	8,26	9,59	10,9	12,4	14,6	16,3	17,8	19,3	21,0	22,8	25,0	28,4	31,4	34,3	37,6	40,0	45,3	47,5	50,0	20
21		5,90	6,45	8,03	8,90	10,3	11,6	13,2	15,4	17,2	18,8	20,3	22,0	23,9	26,2	29,6	32,7	35,5	38,9	41,8	46,8	49,0	51,1	21
22		6,40	6,98	8,64	9,54	11,0	12,3	14,0	16,3	18,1	19,7	21,3	23,0	24,9	27,3	30,8	33,9	36,8	40,3	42,8	48,3	50,5	52,2	22
23		6,92	7,53	9,26	10,2	11,9	13,1	14,8	17,2	19,0	20,7	22,3	24,1	26,0	28,4	32,0	35,2	38,1	41,6	44,2	49,7	52,0	54,3	23
24		7,45	8,08	9,89	10,9	12,4	13,8	15,7	18,1	19,9	21,7	23,3	25,1	27,1	29,6	33,2	36,4	39,4	43,0	45,6	51,2	53,5	56,4	24
25		7,99	8,65	10,5	11,5	13,1	14,6	16,5	18,9	20,9	22,6	24,3	26,1	28,2	30,7	34,4	37,7	40,6	44,3	46,9	52,6	54,9	58,5	25
26		8,54	9,22	11,2	12,2	13,8	15,4	17,3	19,8	21,8	23,6	25,3	27,2	29,2	31,8	35,6	38,9	41,9	45,6	48,3	54,1	56,4	60,6	26
27		9,09	9,80	11,8	12,9	14,6	16,2	18,1	20,7	22,7	24,5	26,3	28,2	30,3	32,9	36,7	40,1	43,2	47,0	49,6	55,3	57,9	62,7	27
28		9,66	10,4	12,5	13,6	15,3	16,9	18,9	21,6	23,8	25,5	27,3	29,2	31,4	34,0	37,9	41,3	44,5	48,3	51,0	56,9	59,3	63,8	28
29		10,2	11,0	13,1	14,3	16,0	17,7	19,8	22,5	24,6	26,5	28,3	30,3	32,5	35,1	39,1	42,6	45,7	49,6	52,3	58,2	60,7	64,7	29
30		10,8	11,6	13,8	15,0	16,8	18,5	20,6	23,4	25,5	27,4	29,3	31,3	33,5	36,3	40,3	43,8	47,0	50,9	53,7	59,7	62,3	66,0	30

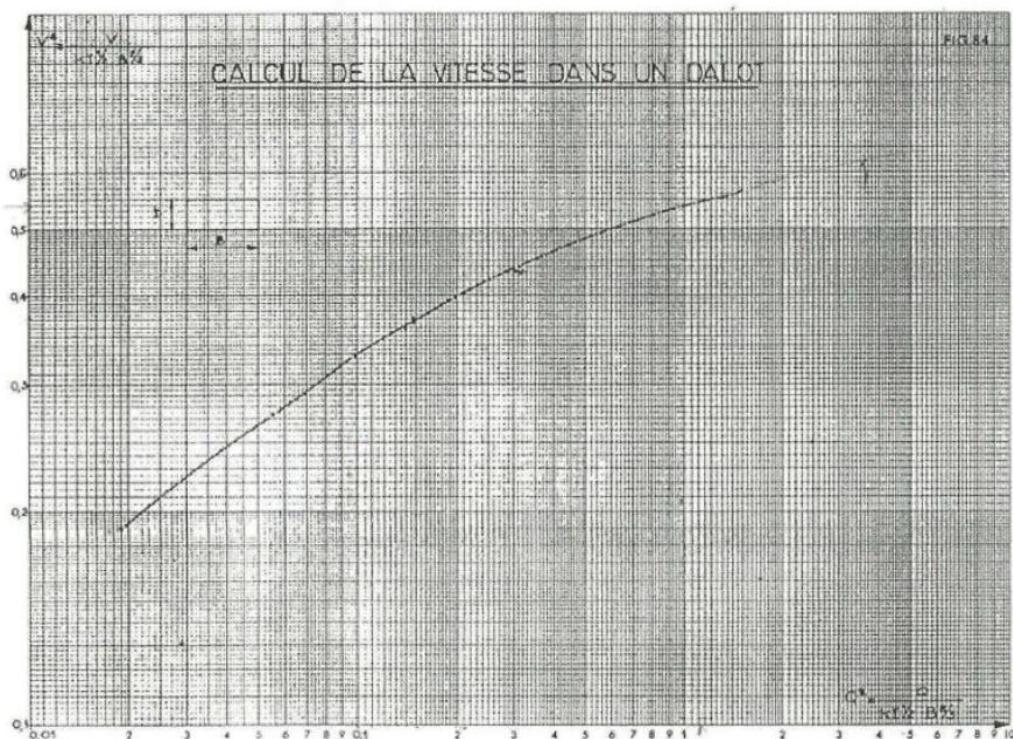
ANNEXES

Annexe 10 Calcul de la pente et vitesse critique dans un dalot

Calcul de la pente critique dans un dalot

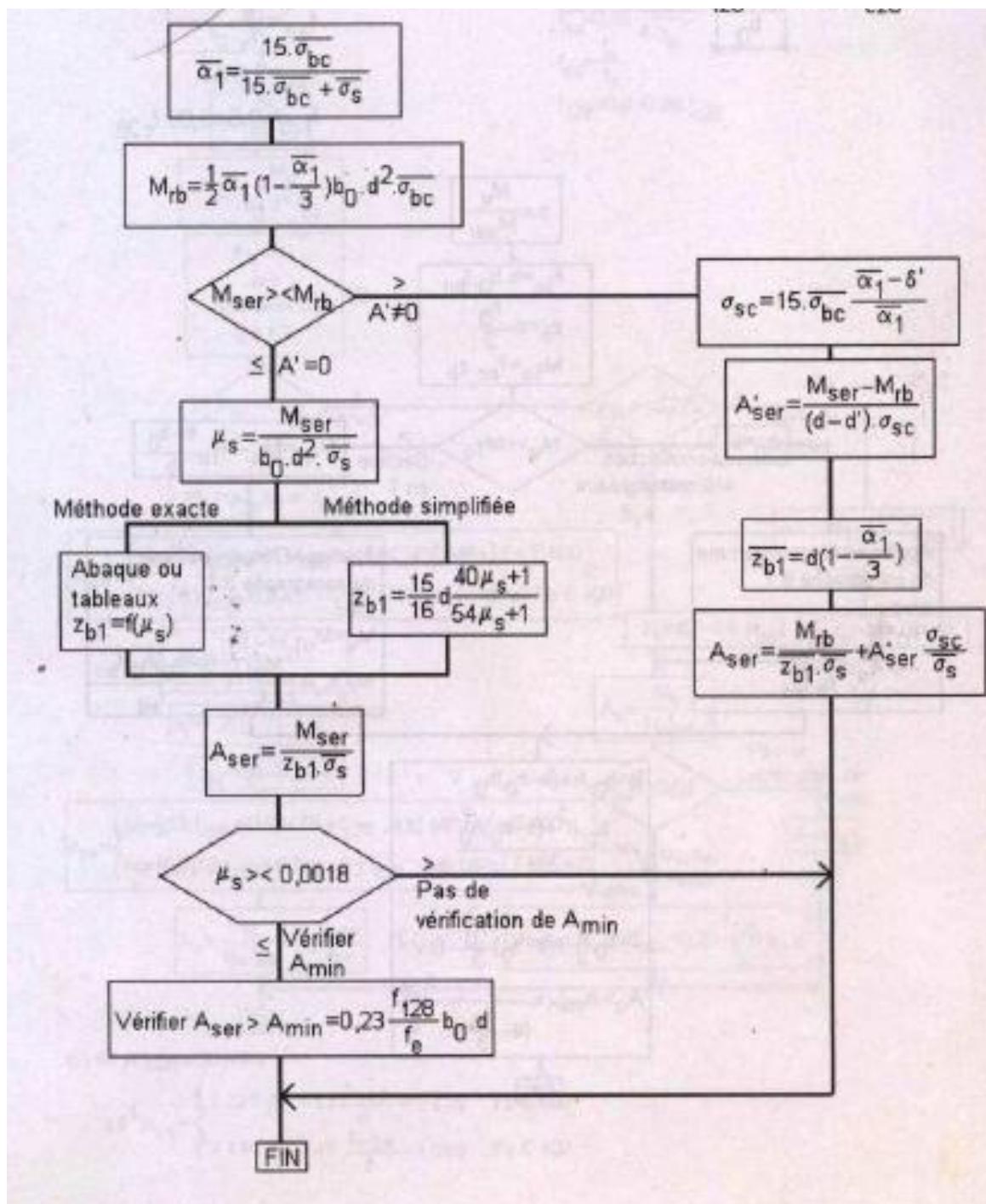


Abaque de calcul de la vitesse critique dans un dalot



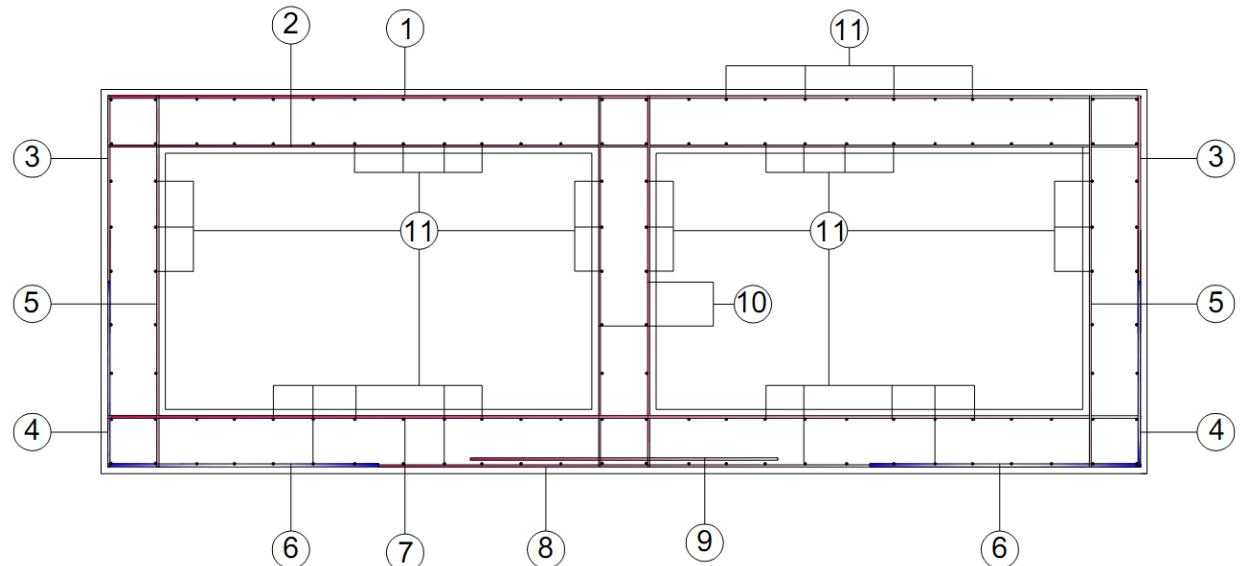
ANNEXES

Annexe 11 Organigramme de dimensionnement des sections rectangulaires à l'ELS selon les règles du BAEL 91/99



ANNEXES

Annexe 12 Plan de ferraillage du dalot



POSITION	ARMATURE	FORME
1	7HA12	<u>L=4,08 m</u> <u>3,84</u>
2	5HA12	<u>L=4,08 m</u> <u>3,84</u>
3	5HA10	<u>L=0,93 m</u> <u>0,81</u>
4	2HA14+4HA8	<u>L=0,95 m</u> <u>0,81</u>
5	5HA10	<u>L=1,64 m</u> <u>1,44</u>
6	2HA14+4HA8	<u>L=1,65 m</u> <u>1,51</u>
7	8HA10	<u>L=4,08 m</u> <u>3,84</u>
8	5HA10	<u>L=2,28 m</u> <u>2,28</u>
9	5HA10	<u>L=1,44 m</u> <u>1,24</u>
10	5HA12	<u>L=1,64 m</u> <u>1,74</u>
11	7HA8	<u>L=7,94 m</u> <u>7,74</u>

ANNEXES

Annexe 13 Exemple de Sous détails de prix et avant-métré du dalot

$$.2 \times (1, 6 \times 1m)$$

Sous détails de prix

➤ Fouille

Fouille						K=1,394		
Rendement	16 m ³ /j							
Désignation	U	Quantité	Coût direct			Déboursés sec		
			U	Quantité	PU	Matériaux	Main d'œuvre	Matériel
Matériels								
Lot outillage	fft	1	fft	1	20 000,00			20 000,00
Camion benne	U	1	h	4	35 000,00			140 000,00
Part matériels						160 000,00		
Main d'œuvre								
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000,00		3 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	2 000,00		16 000,00	
Maneuvre	Hj	4	h	8	500,00		16 000,00	
Chauffeur	Hj	1	h	4	1 500,00		6 000,00	
Part main d'oeuvre						41 000,00		
						TOTAL DEBOURSE	201 000,00	
						PU=KD/R	17 512,13	

➤ Remblai

Remblai									
Rendement	20 m ³ /j				K=1,394				
Désignation	U	Quantité	Coût direct			Déboursés sec			
			U	Quantité	PU	Matériaux	Main d'œuvre	Matériels	
Matériels									
Lot outillage	Fft	1	Fft	1	20 000,00				20 000,00
Camion benne	U	1	h	3	35 000,00				105 000,00
Compacteurs	U	1	h	2	100 000,00				200 000,00
Part matériels						325 000,00			
Main d'œuvre									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000,00			3 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	2 000,00			16 000,00	
Manœuvre	Hj	4	h	8	500,00			16 000,00	
Chauffeur	Hj	1	h	4	1 500,00			6 000,00	
Part main d'œuvre						41 000,00			
						TOTAL DEBOURSE		366 000,00	
						PU=KD/R		25 510,20	

ANNEXES

➤ Béton Q150

Béton Q150				K=1,394					
Rendement	2 m ³ /j			Coût direct		Déboursés sec			
Désignation	U	Quantité		U	Quantité	PU	Matériaux	Main d'œuvre	Matériel
Matériels									
Lot outillage	fft	1	Fft	1	25 000,00			25 000,00	
Camion benne	U	1	U	2	35 000,00			70 000,00	
Part matériels								95 000,00	
Main d'œuvre									
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000,00		3 000,00		
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	2 000,00		16 000,00		
Ouvrier spécialisé	Hj	2	h	8	1 000,00		16 000,00		
Manœuvre	Hj	4	h	8	500,00		16 000,00		
Chauffeur	Hj	1	h	3	1 500,00		4 500,00		
Part main d'oeuvre								55 500,00	
Matériaux									
Sable	m ³	0,4	m ³	0,8	15 000,00	12 000,00			
Ciment	kg	150	kg	300	600,00	180 000,00			
Gravier	m ³	0,8	m ³	1,6	25 000,00	32 000,00			
Part matériaux								224 000,00	
								TOTAL DEBOURSE	374 500,00
								PU=KD/R	261 026,5

ANNEXES

➤ Béton Q350

Béton Q350			K=1,394					
Rendement	2 m ³ /j		Coût direct			Déboursés sec		
Désignation	U	Quantité	U	Quantité	PU	Matériaux	Main d'œuvre	Matériel
Matériels								
Lot outillage	fft	1	Fft	1	25 000,00			25 000,00
Camion benne	U	1	U	2	35 000,00			70 000,00
			Part matériels					95 000,00
Main d'œuvre								
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000,00		3 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	2 000,00		16 000,00	
Ouvrier spécialisé	Hj	2	h	8	1 000,00		16 000,00	
Manœuvre	Hj	4	h	8	500,00		16 000,00	
Chauffeur	Hj	1	h	3	1 500,00		4 500,00	
			Part main d'oeuvre					55 500,00
Matériaux								
Sable	m ³	0,4	m ³	0,8	15 000,00	12 000,00		
Ciment	kg	350	kg	700	600,00	420 000,00		
Gravier	m ³	0,8	m ³	1,6	25 000,00	32 000,00		
			Part matériaux					464 000,00
						TOTAL DEBOURSE		614 500,00
						PU=KD/R		428 306,5

➤ Lit de sable

Lit de sable			K=1,394					
Rendement	20m ³		Coût direct			Déboursés sec		
Désignation	U	Quantité	U	Quantité	PU	Matériaux	Main d'œuvre	Matériel
Matériels								
Lot outillage	fft	1	Fft	1	15 000,00			15 000,00
Camion benne	U	1	h	3	35 000,00			105 000,00
			Part matériels					120 000,00
Main d'œuvre								
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000,00		3 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	2 000,00		16 000,00	
Manœuvre	Hj	4	h	8	500,00		16 000,00	
Chauffeur	Hj	1	h	3	1 500,00		4 500,00	
			Part main d'oeuvre					39 500,00
Matériaux								
Sable	m ³	1	m ³	5	10 000,00	50 000,00		
			Part matériaux					50 000,00
						TOTAL DEBOURSE		209 500,00
						PU=KD/R		14 602,15

ANNEXES

➤ Coffrages

Coffrage			K=1,394					
Rendement	30 m ² /j		Coût direct			Déboursés sec		
Désignation	U	Quantité	U	Quantité	PU	Matériaux	Main d'œuvre	Matériel
Matériels								
Lot outillage	fft	1	Fft	1	15 000,00			15 000,00
Camion benne	U	1	U	1	35 000,00			35 000,00
			Part matériels					50000,00
Main d'œuvre								
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000,00		3 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	2 000,00		16 000,00	
Ouvrier spécialisé	Hj	2	h	8	1 000,00		16 000,00	
Manœuvre	Hj	2	h	8	500,00		8 000,00	
Chauffeur	Hj	1	h	1	1 500,00		1 500,00	
			Part main d'oeuvre					44 500,00
Matériaux								
Planche	<i>m</i> ²	0,8	<i>m</i> ²	24	4 000,00	96000,00		
Pointe	<i>kg</i>	0,15	<i>kg</i>	4,5	4 000,00	18000,00		
			Part matériaux					114 000,00
						TOTAL DEBOURSE		208 500,00
						PU=KD/R		9 688,30

➤ Enduit

Enduit			K=1,394					
Rendement	20 m ² /j		Coût direct			Déboursés sec		
Désignation	U	Quantité	U	Quantité	PU	Matériaux	Main d'œuvre	Matériel
Matériels								
Lot outillage	fft	1	Fft	1	10 000,00			10 000,00
Camion benne	U	1	U	1	35 000,00			35 000,00
			Part matériels					45000,00
Main d'œuvre								
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000,00		3 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	2 000,00		16 000,00	
Ouvrier spécialisé	Hj	2	h	8	1 000,00		16 000,00	
Manœuvre	Hj	2	h	8	500,00		8 000,00	
Chauffeur	Hj	1	h	1	1 500,00		1 500,00	
			Part main d'oeuvre					44 500,00
Matériaux								
Sable	<i>m</i> ²	0,02	<i>m</i> ²	0,4	15 000,00	6 000,00		
Ciment	<i>kg</i>	0,15	<i>kg</i>	120	600,00	72 000,00		
			Part matériaux					78 000,00
						TOTAL DEBOURSE		167 500,00
						PU=KD/R		11 674,75

ANNEXES

➤ Armatures

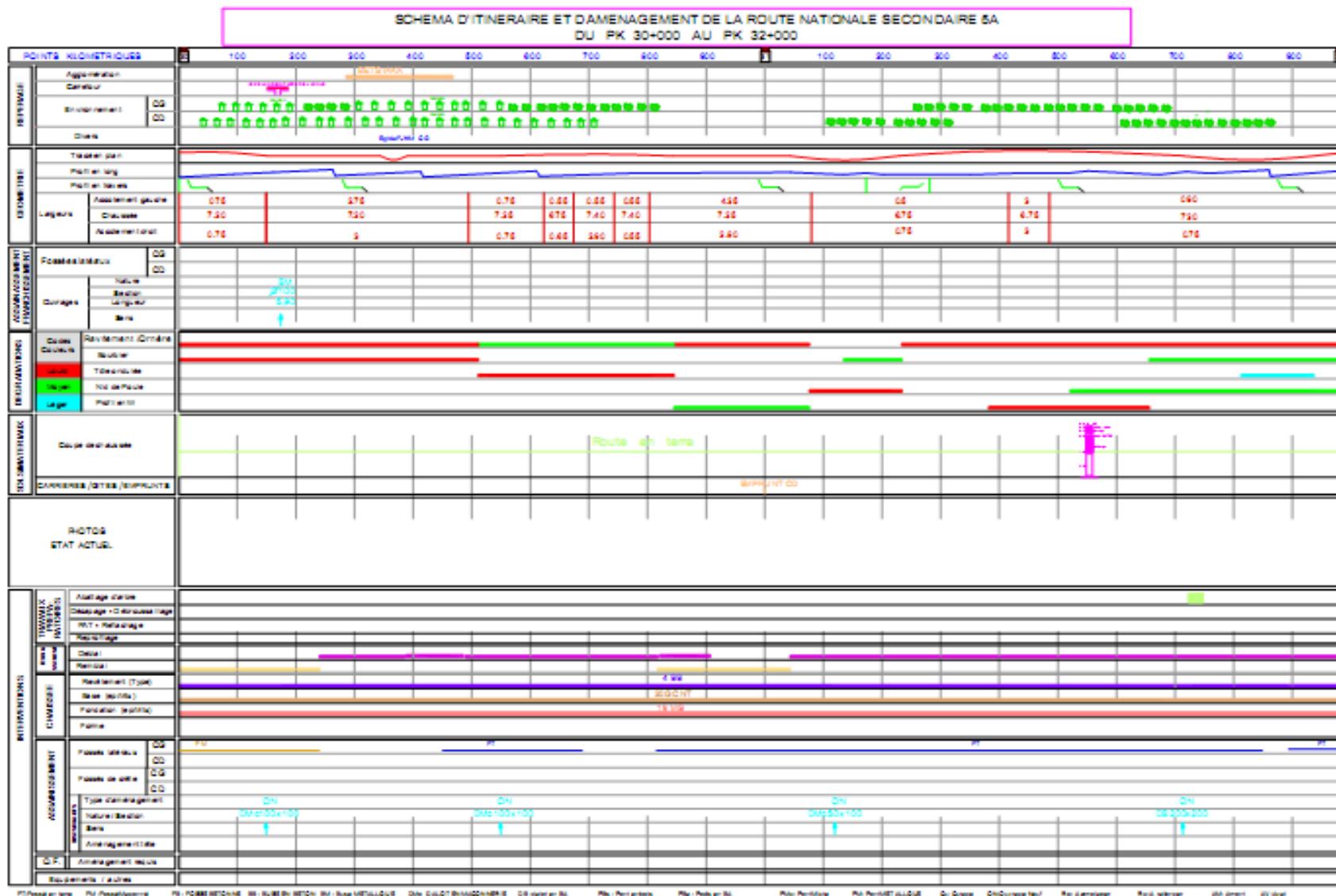
Armatures			K=1,394					
Rendement	100 kg/j		Coût direct			Déboursés sec		
Désignation	U	Quantité	U	Quantité	PU	Matériaux	Main d'œuvre	Matériel
Matériels								
Lot outillage	fft	1	Fft	1	10 000,00			10 000,00
Camion benne	U	1	U	1	35 000,00			35 000,00
Part matériels						45000,00		
Main d'œuvre								
Chef de chantier	Hj	1	h	1	3 000,00		3 000,00	
Chef d'équipe	Hj	1	h	8	2 000,00		16 000,00	
Ouvrier spécialisé	Hj	2	h	8	1 000,00		16 000,00	
Manœuvre	Hj	2	h	8	500,00		8 000,00	
Chauffeur	Hj	1	h	2	1 500,00		3 000,00	
Part main d'oeuvre						46 000,00		
Matériaux								
Fer HA 14	kg	195	kg	10,91	2 538,07	27 690,34		
Fer HA 12	kg	553,3	kg	30,95	2 164,50	66 991,28		
Fer HA 10	kg	455	kg	25,47	1 878,99	47 857,88		
Fer HA 8	kg	584	kg	32,67	1 724,61	56 343,01		
Fil recuit	fft	1	U	1	2 000,00	2 000,00		
Part matériaux						58343,01		
						TOTAL DEBOURSE	149 343,01	
						PU=KD/R	2 081,84	

Avant métré du dalot

DETAIL QUANTITATIF ET ESTIMATIF					
Désignation	Unité	Quantité	PU [Ar]	Montant [Ar]	Total [Ar]
Fouille	m ³	70,2	17 512,13	1 229 351,53	22 774 440,55
Remblai	m ³	35	25 510,20	892 857,00	
Lit de pose	m ²	2,3	14 602,15	33 584,95	
Béton Q150	m ³	2,3	261 025,50	600 358,65	
Béton Q350	m ³	32,2	428 306,50	13 791 469,30	
Coffrage	m ²	132,4	9 688,30	1 282 730,92	
Armatures	Kg	2187	2 081,84	4 552 984,08	
Enduit	m ²	33,5	11 674,75	391 104,13	

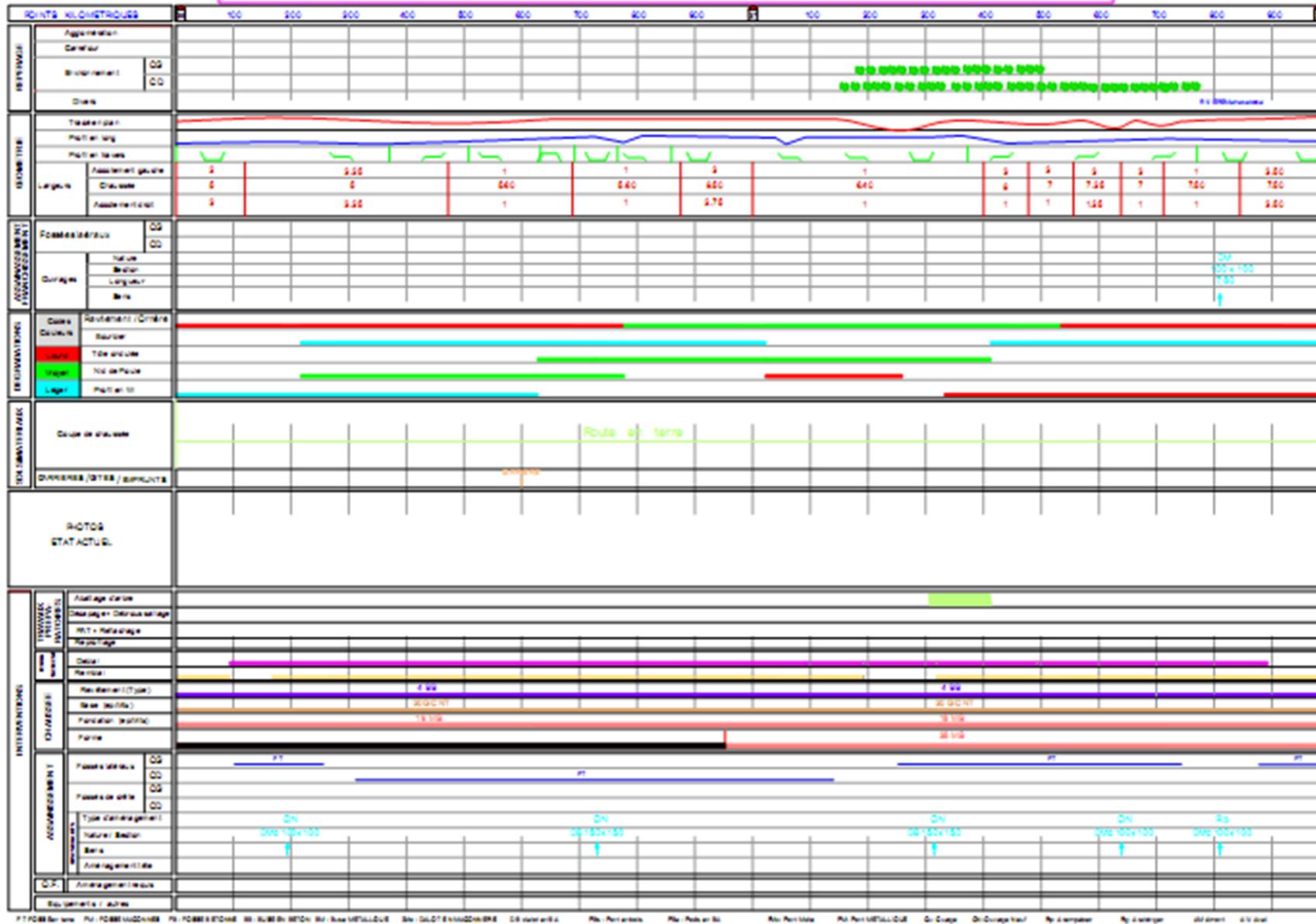
ANNEXES

Annexe 14 Schémas d'itinéraire et d'aménagement



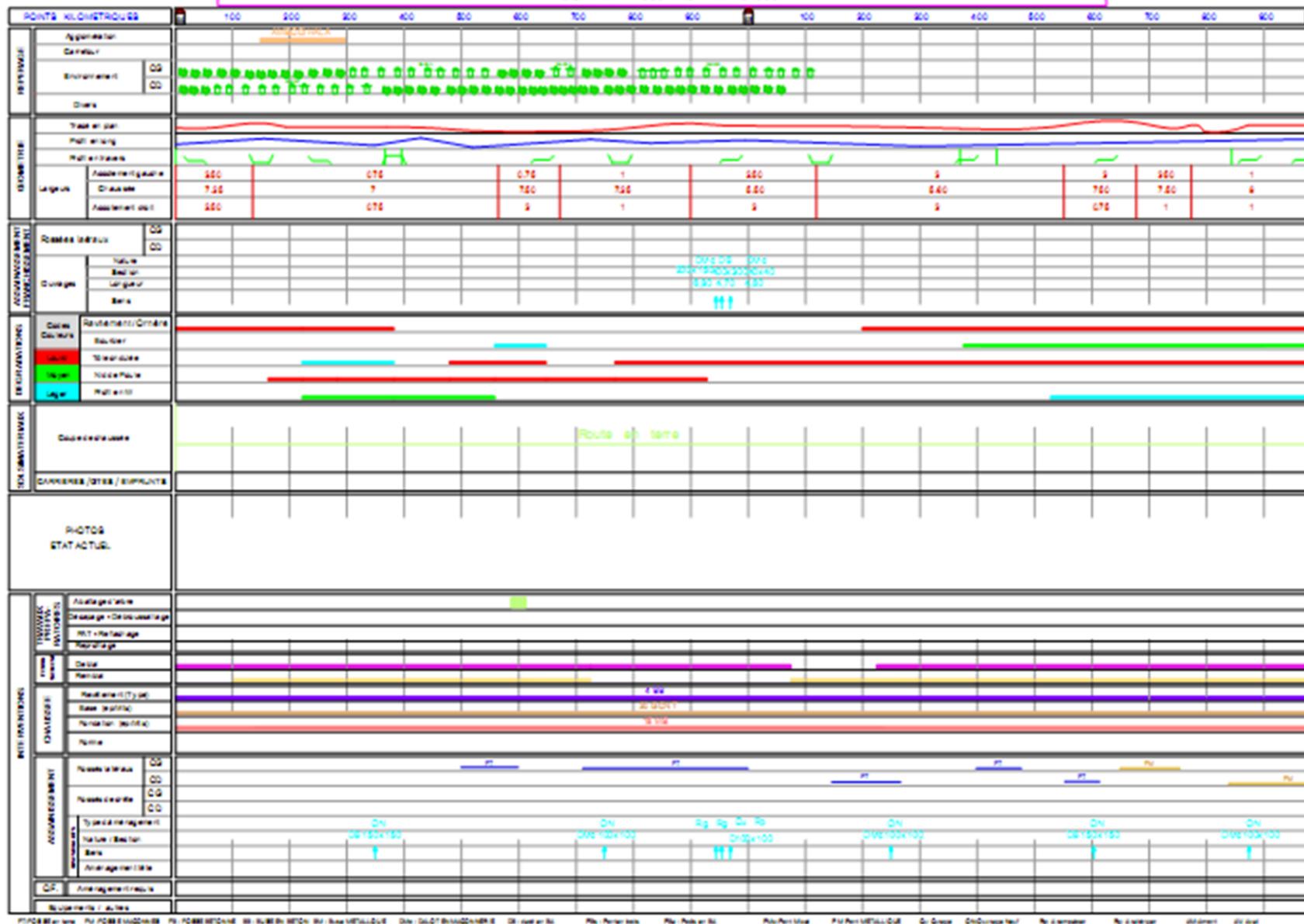
ANNEXES

SCHEMA D'ITINERAIRE ET D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE NATIONALE SECONDAIRE 5A
DU PK 38+000 AU PK 38+400



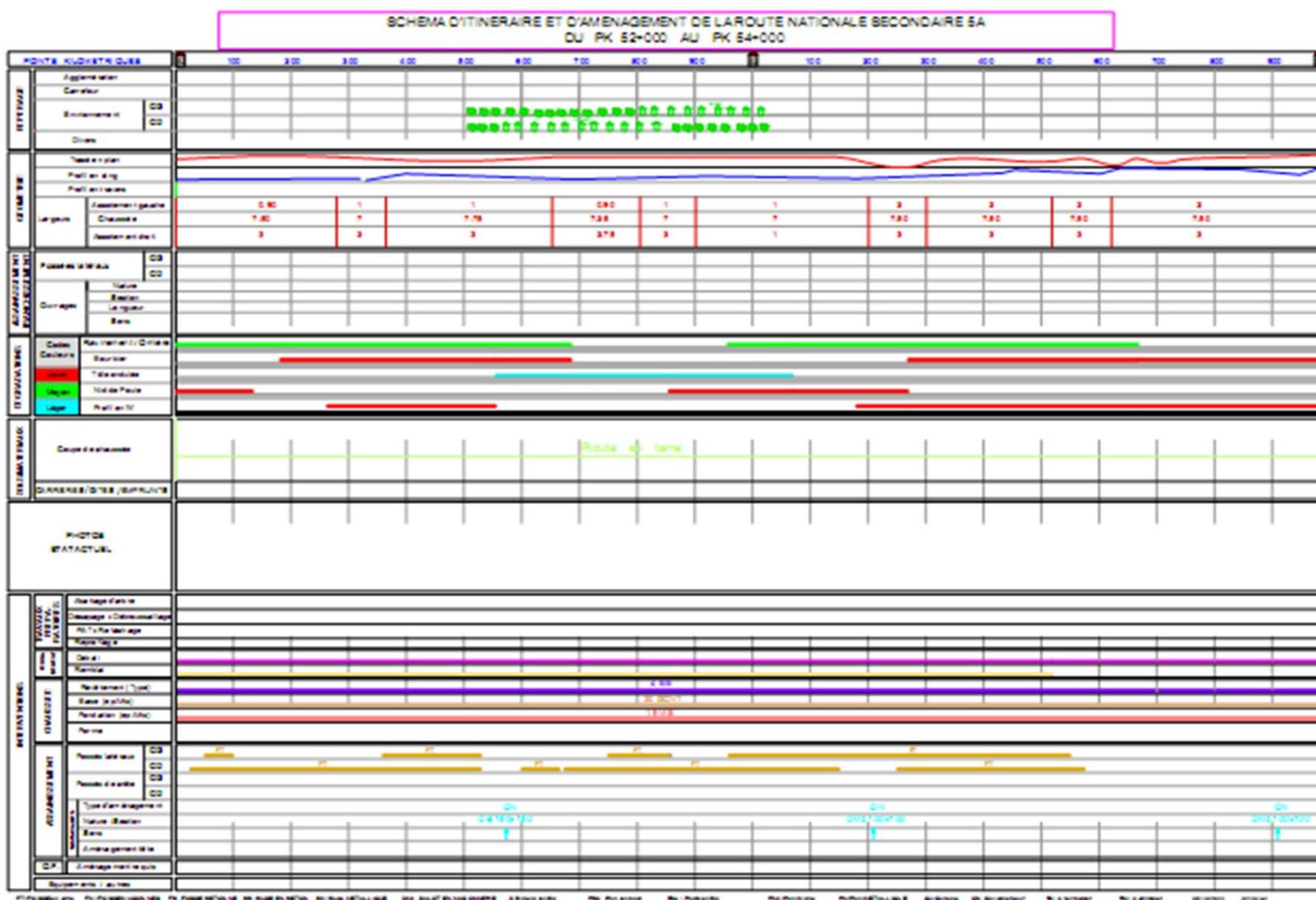
ANNEXES

SCHEMA D'ITINERAIRE ET D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE NATIONALE SECONDAIRE 5A
DU PK 44+000 AU PK 46+000



xxx

ANNEXES



ANNEXES

SCHEMA D'ITINERAIRE ET D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE NATIONALE SECONDAIRE 5A DU PK 58+000 AU PK 60+000

Nom : RAFANOMEZANTSOA
Prénoms : Herinandrasana Tahina
Adresse : Lot 207 AS Ambohipanja Ilafy
e-mail : tahrafanomezantsoa@gmail.com
Contact : +261 34 74 726 27



Titre du mémoire : « AMENAGEMENT DE LA ROUTE NATIONALE SECONDAIRE 5A
RELIANT AMBILOBE ET VOHEMAR DE BETSIAKA PK 30+000 A
AMBONGOMIRAHAVAVY PK 60+000 »

Nombre de pages : 149

Nombre de tableaux : 130

Nombre de figures : 25

Résumé

La RNS 5A est un point stratégique pour la Région de SAVA. C'est pour cela que son aménagement est primordial. Le présent mémoire propose une étude d'aménagement de cette route comprenant le dimensionnement de la chaussée et des ouvrages d'assainissement à partir des données géotechniques du tracé existant et des matériaux disponibles. De plus, l'étude financière a montré que le projet est rentable et est compatible avec l'environnement. La réalisation de ce projet contribuera sûrement au développement de la zone d'influence et améliorera les conditions de vie de la population locale.

Abstract

The SNR 5A is a focal point for the region of SAVA. That is why this road development is essential. This present report contains a road development study included the design of a roadway and sanitation facilities till available materials and geotechnical previous data. In addition to that, the estimation of investment's costs attest that the project is profitable. The completion of this project will certainly contribute in the development of its surrounded areas and it will also increase people life conditions.

Mots clés : Aménagement, dimensionnement, rentabilité, environnement.

Encadreur : Monsieur RAHELISON Landy Harivony