

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 chaussée 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 chaussée par la méthode 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 chaussée 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 rugosités 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 $[kN.m]$ | 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 a_i et des A_i | 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 [<i>m</i>] | 95 |
| Figure 23 : Section transversale du dalot en BA, dimensions en [<i>m</i>] | 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 [<i>kN.m</i>] | 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 | : Matériau Sélectionné |
| 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 μ 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

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 Ambogomirahavavy, 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.

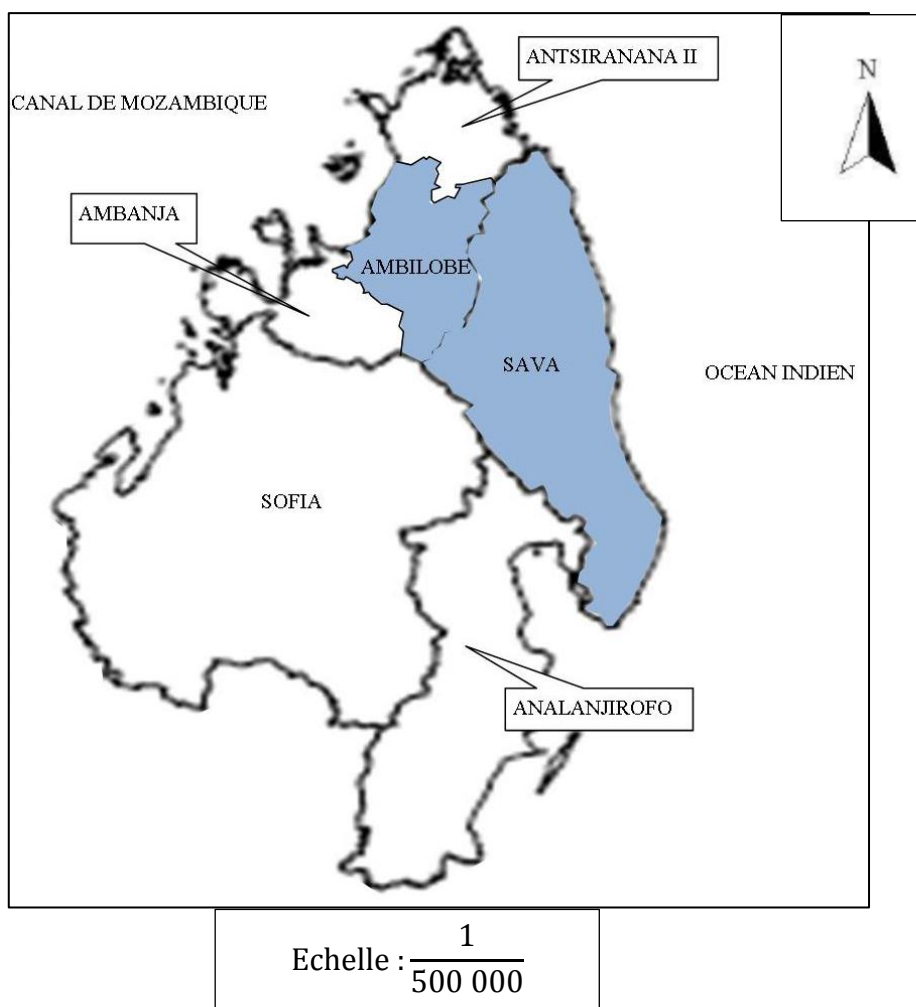
II.1. MILIEU PHYSIQUE

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'Analanjiroro ;
- Au Sud-ouest par la Région de Sofia ;
- A l'Ouest par le District d'Ambanja 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 $32\,288\text{ km}^2$. 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 t'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 privées (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 existants 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 protégées.

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 circulaire 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. RELEVÉ DES DÉGRADATIONS

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 bournier ;
- 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 $100 \text{ m}^3/100 \text{ ml}$;
- Reprofilage léger si le volume d'apport de matériaux est strictement inférieur à $100 \text{ m}^3/100 \text{ ml}$.



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

III.1.1.3. Bourbier

a. Définition

Le borbier 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+050 ; |
| – PK 31+000 ; | – 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 borbiers

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 47+850 – PK 49+030 ; |
| – PK 32+200 – PK 32+640 ; | – PK 50+450 – PK 50+700 ; |
| – PK 35+400 – PK 5+500 | – 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. Inexistence 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 *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 surlargeur est de 0,84 *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 *m* ;
- Largeur des accotements : 1,50 *m* × 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 :

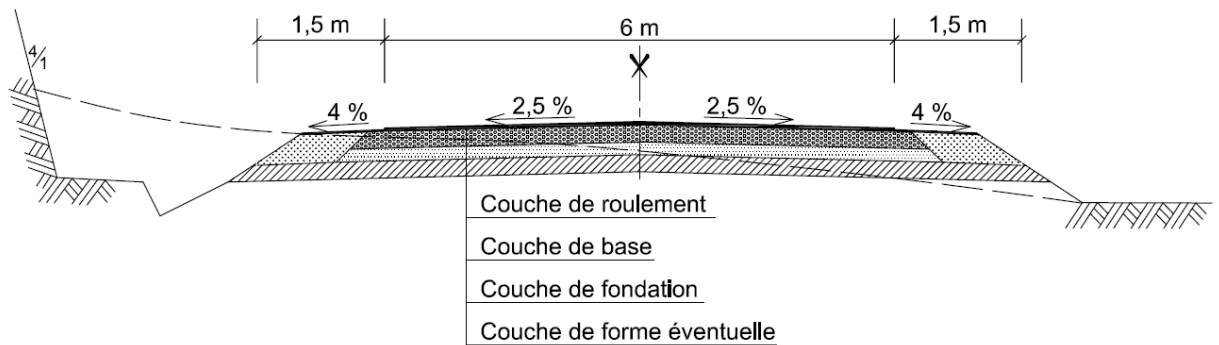


Figure 12 : Profil en travers type - section courante

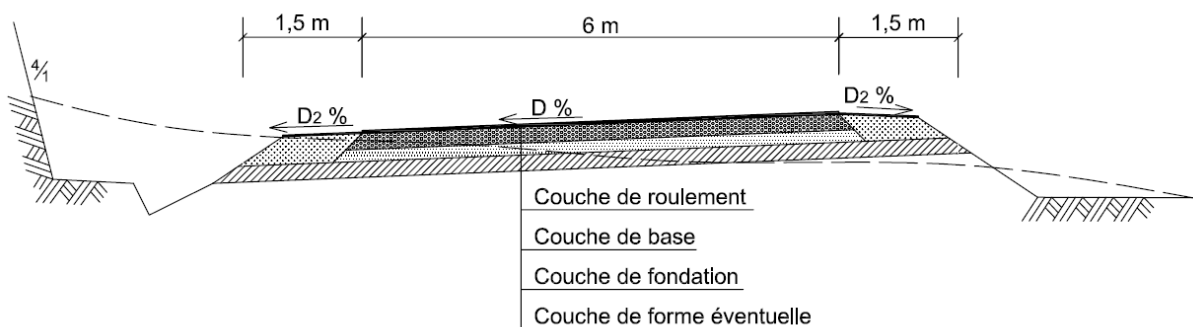


Figure 13 : Profil en travers type - section déversée

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 | ≥ 90 % OPM |
| Matériaux de plateforme | |
| D max [mm] | 100 |
| Gonflement CBR G [%] | < 3 |
| Indice de plasticité I_p | <30 |
| Indice de compacité | ≥ 95 % 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] | Tamisé 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 détrit. Ils seront issus d'une roche possédant les qualités suivantes :

Tableau 23 : Spécifications des granulats pour béton bitumineux

| Caractéristiques | Spécifications |
|------------------------------------|----------------|
| Coefficient Los Angeles <i>LA</i> | < 30 |
| Désenrobage après 24 h d'immersion | ≤ 15 |
| Adhésivité passive | ≥ 90 |
| Equivalent de sable <i>ES</i> | > 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 |
|-----------------|------------|--------------|---------------------|-----------------------------|------------------------------|---|
| Gites | 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 ;

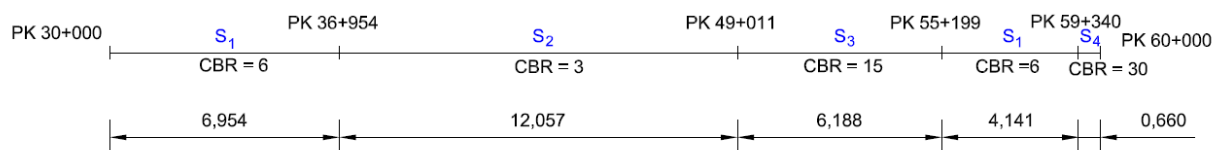
Plasticité : t : très plastique – p : peu plastique.

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'ajouterait 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 :

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

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 $N_{PL} = 231$ véh/j,

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

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

D'où le pourcentage de poids lourds :

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

$$P = 36,67 \% \geq 30\%$$

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. Épaisseur 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 | Épaisseur équivalente (cm) |
|------|--------------------|----------------------------|
| 1 | 6 | 41,3 |
| 2 | 3 | 57,4 |
| 3 | 15 | 30,6 |
| 4 | 30 | 24,9 |

VI.2.2. Épaisseurs 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 Traitée (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 :

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

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, $D=50 \text{ mm}$,

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

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

| Matériau 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)

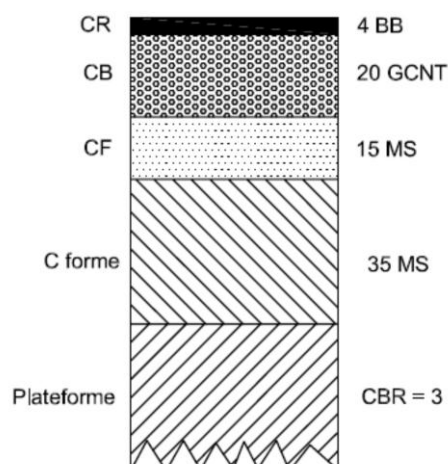
Et comme susdit dans le chapitre concernant la géotechnique, le matériau d'apport pour couche de forme doit avoir un $CBR \geq 15$, en choisissant une épaisseur de 35 cm, on obtient un nouveau CBR de plateforme entre 10 et 15.

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).

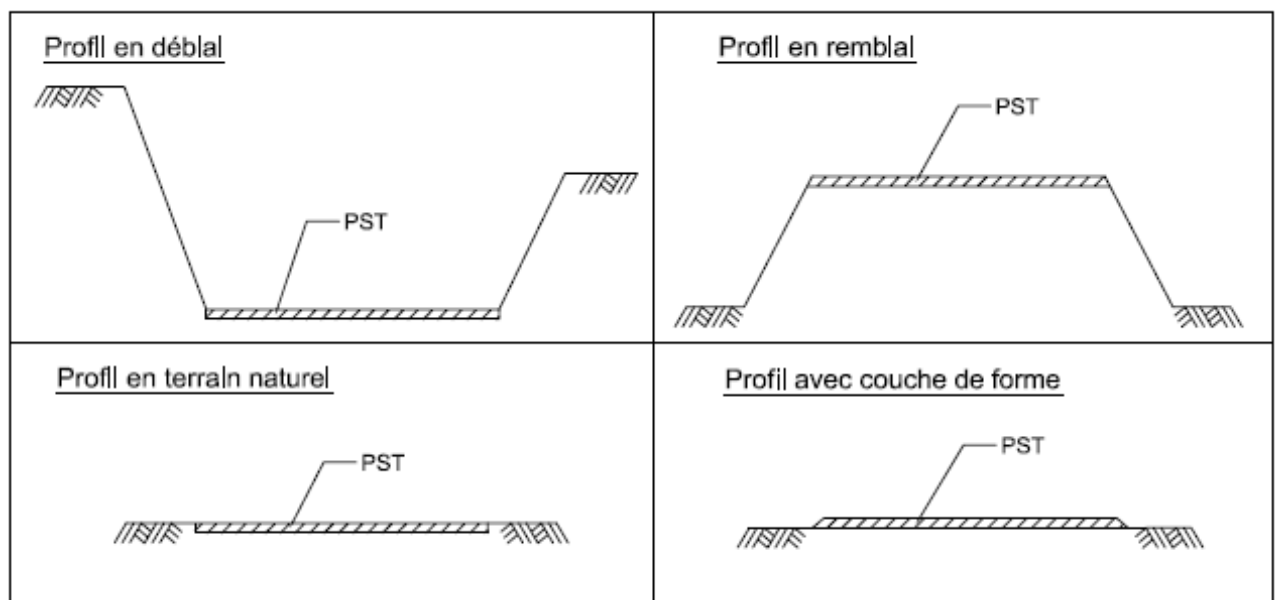


Figure 16 : Partie supérieure de terrassement (PST)

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 | $N < 5.10^5$ |
| T_2 | $5.10^5 < N < 1,5.10^6$ |
| T_3 | $1,5.10^6 < N < 4.10^6$ |
| T_4 | $4.10^6 < N < 10^7$ |
| T_5 | $10^7 < N < 2.10^7$ |

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 |

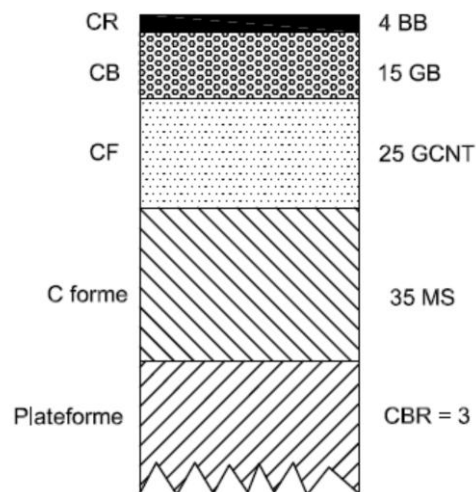


Figure 17 : Structure de la chaussée pour le tronçon homogène 2

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 constituant 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 :

$$\mathbf{t = 93 véh/j}$$

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 t₃₋

VI.4.1.2. Trafic cumulé de poids lourds N

Il est défini par la relation suivante :

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

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 :

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

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

Le trafic cumulé de poids lourds devient :

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

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

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 <i>cm</i> : matériaux traités au ciment. > 30 <i>cm</i> : matériaux non traités ou matériaux traités à la chaux | +1 |
| Couche de forme d'épaisseur <ul style="list-style-type: none"> > 35 <i>cm</i> : matériaux traités au ciment. > 50 <i>cm</i> : 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 $N < 10^5$, $h = 15$ cm ;
- Si $N > 10^5$, $h = 20$ cm.


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

| | Base | | | Fondation | | |
|-----------------------|---|---------------------------------|-------------|-----------------------------------|----------------|----------------|
| Catégorie de la grave | 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

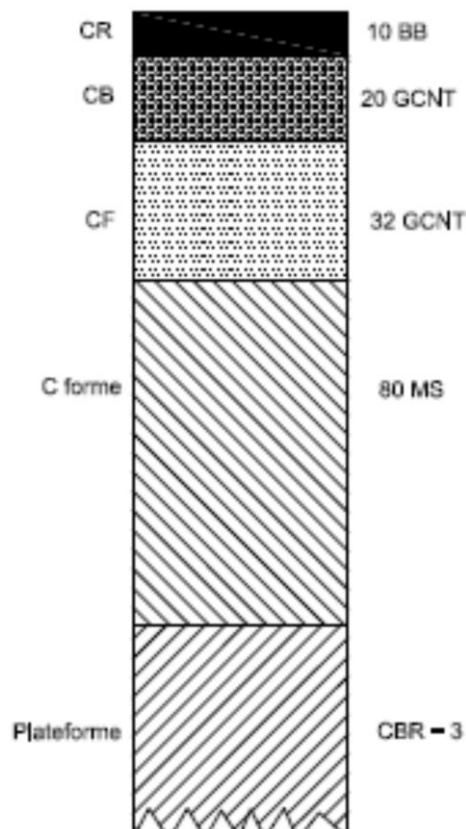
| Tronçon | Portance | h_f (cm) | Δh_f (cm) | $h_f + \Delta h_f$ (cm) |
|---------|----------|------------|-------------------|-------------------------|
| 1 | 2 | 24 | 8 | 32 |
| 2 | 2 | 24 | 8 | 32 |
| 3 | 3 | 4 | 5,5 | 9,5 |
| 4 | 4 | Néant | Néant | Néant |

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 constituant 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 chaussée 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 constitutives, 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 :

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

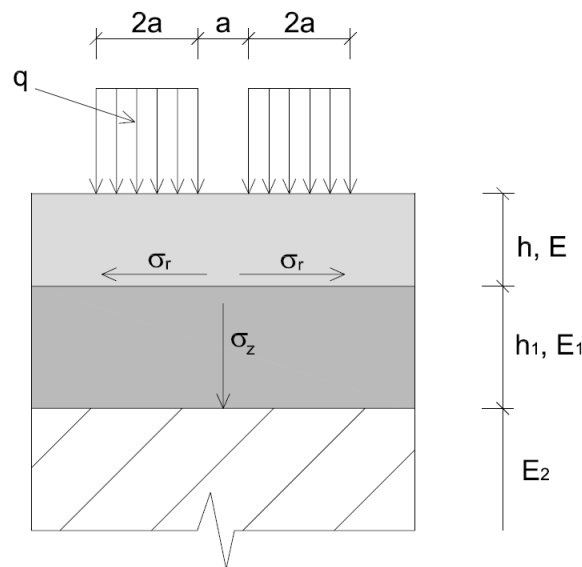


Figure 19 : Modèle tri – couche de Jeuffroy – Bachelez

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.

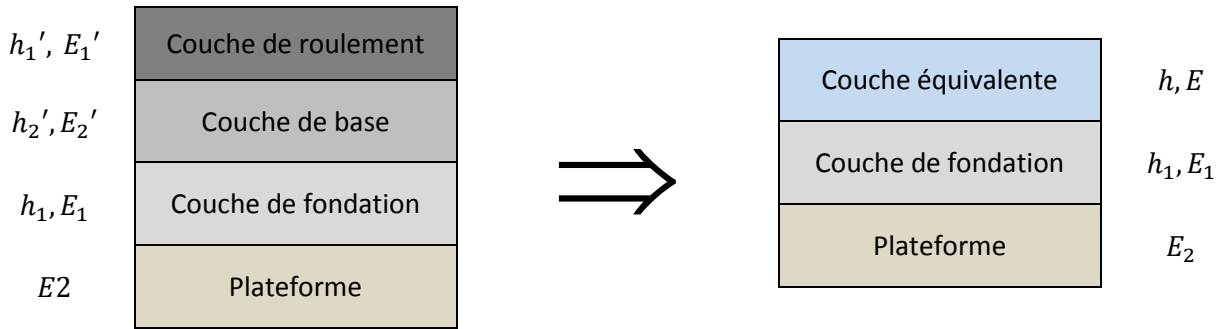


Figure 20 : Transformation du modèle quadri – couche en modèle tri – couche

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

$$\frac{\sigma_z}{q} \quad \text{et} \quad \frac{\sigma_r}{q} \left(\frac{E_1}{E} \right)^{2/3} \quad \text{constantes, qui y passent ;}$$

- Dédire 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 | $40 \leq \text{CBR}$ | 200 |
| | $30 \leq \text{CBR} \leq 40$ | 150 - 200 |
| | $20 \leq \text{CBR} \leq 30$ | 100 - 150 |
| Couche de forme | $15 \leq \text{CBR} \leq 20$ | 75 - 100 |
| | $\text{CBR} \leq 10$ | 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 :

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

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 chaussées 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 :

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

Où N est le nombre de poids lourds $\geq 3,5 \text{ t}$ 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 :

$$\varepsilon_6 = 150 \cdot 10^6 \mu def$$

- 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 t_{3-} , $CAM = 0,7$.

La relation qui donne le trafic cumulé est :

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

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

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 :

$$\text{➤ } C = \frac{(1+0,07)^{15} - 1}{0,07} = 25,13$$

$$\text{➤ } N = 365 \times 93 \times 25,13 = 8,48 \cdot 10^5$$

$$\text{➤ } NE = 8,48 \cdot 10^5 \times 0,7 = 5,94 \cdot 10^5 \text{ ESE}$$

$$\text{➤ } \varepsilon_t = 150 \cdot 10^6 \left[\frac{5,94 \cdot 10^5}{10^6} \right]^{-0,2}$$

$$\varepsilon_t = 1,66 \cdot 10^{-4} \mu def$$

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 <i>MPa</i> à 10 Hz et °C | | <i>b</i> | ε_6 (10°C) 25 Hz [μdef] | k_4 | δN |
|-----------|-------------------------------------|------|----------|--|-------|------------|
| | 10 | 30 | | | | |
| BB | 7200 | 1300 | - 0,2 | $150 \cdot 10^{-6}$ | 1,1 | 0,25 |

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

Numériquement, on a :

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

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

- $\varepsilon_{t,adm} = 1,11 \times 2,4 \times 0,920 \times 1,1 \times 1 \times 15010^{-6}$

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

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 proposés par les essais au laboratoire. En général, on a :

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

Où NE : Trafic équivalent

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

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

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, $A = 16\,000 \cdot 10^{-6}$

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

$$\varepsilon_{z,adm} = 8,3610^{-4} \mu def \geq 8,19 \cdot 10^{-4} \mu def = \varepsilon_z$$

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

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

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

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

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

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 $S \geq 10 Km^2$

| N° | $S(km^2)$ | $I(\%)$ | $H(24, 10) (mm)$ | $Q_{10}(m^3/s)$ |
|----|-----------|---------|------------------|-----------------|
| 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'arrondi 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 ;

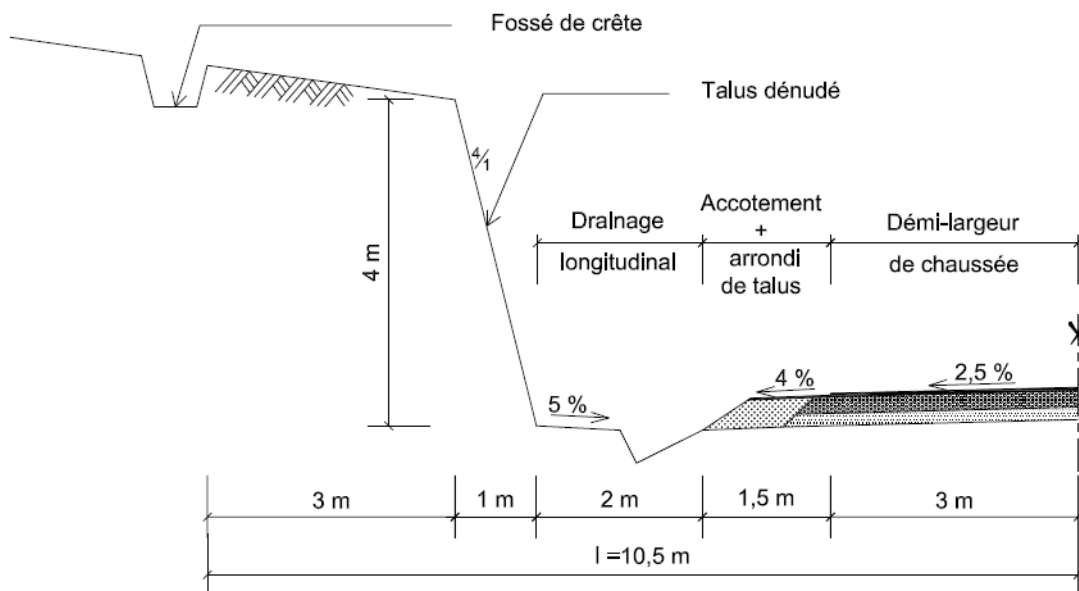
l_i - Largeur de la surface i .

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 | $S \leq 10$ 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 : $L = 376$ m ;
- Largeur : $l = 10,5$ m ;

- Pente longitudinale : 0,97 % ;
- Coefficient de ruissellement¹² :
 - Chaussée : 0,95 ;
 - Accotement : 0,95 ;
 - Partie réservée 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 L (km) | Q ₁₀ (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 L (km) | $Q_{10}(m^3/s)$ |
|----|--------------|--------|---------|--------------------------|-----------------|
| | 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 implanter 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 les quelles 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 :

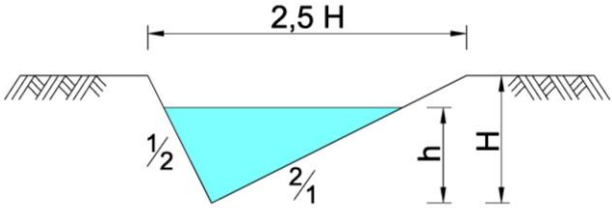
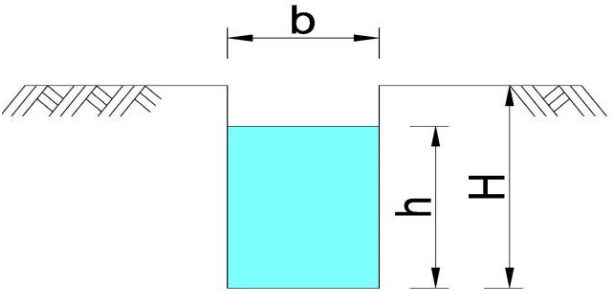
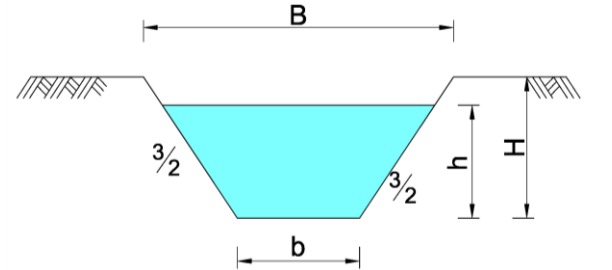
$$R = \frac{\omega}{\chi} \quad (53)$$

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 | ω (m^2) | χ (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 |  | $bh + mh^2$ | $b + \xi h$ ($\xi = 2\sqrt{m^2 + 1}$) | $\frac{\omega}{\chi}$ |

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 | | k | | |
|-----------------------------------|-----------|-----|----------|---------|
| | | 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 | 56 |
| Maçonnerie de moellons | jointoyée | 71 | 67 | 62 |
| | sèche | 50 | 45 | 37 |
| 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° | $b \text{ (m)}$ | $h \text{ (m)}$ | $R \text{ (m)}$ | $i_f \text{ (‰)}$ | $v \text{ (m/s)}$ | $Q_{max} \text{ (m}^3/\text{s)}$ | $Q_0 \text{ (m}^3/\text{s)}$ | $\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$ | 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° | $b \text{ (m)}$ | $h \text{ (m)}$ | $R \text{ (m)}$ | $i_f \text{ (‰)}$ | $v \text{ (m/s)}$ | $Q_{max} \text{ (m}^3/\text{s)}$ | $Q_0 \text{ (m}^3/\text{s)}$ | $\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$ | 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° | $b \text{ (m)}$ | $h \text{ (m)}$ | $R \text{ (m)}$ | $i_f \text{ (‰)}$ | $v \text{ (m/s)}$ | $Q_{max} \text{ (m}^3/\text{s)}$ | $Q_0 \text{ (m}^3/\text{s)}$ | $\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$ | 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° | m | $b \text{ (m)}$ | $h \text{ (m)}$ | $R \text{ (m)}$ | $i_f \text{ (‰)}$ | $v \text{ (m/s)}$ | $Q_{max} \text{ (m}^3/\text{s)}$ | $Q_0 \text{ (m}^3/\text{s)}$ | $\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$ | 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° | $b \text{ (m)}$ | $h \text{ (m)}$ | $R \text{ (m)}$ | $i_f \text{ (%)}$ | $v \text{ (m/s)}$ | $Q_{max} \text{ (m}^3/\text{s)}$ | $Q_0 \text{ (m}^3/\text{s)}$ | $\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$ | Conclusion |
|----|-----------------|-----------------|-----------------|-------------------|-------------------|----------------------------------|------------------------------|-------------------------------------|------------------|
| 1 | 0,3 | 0,31 | 0,101 | 1,81 | 1,88 | 0,18 | 0,18 | 4 | Bien dimensionné |
| 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° | 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 |
| 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} (m^3/s) | Q_0 (m^3/s) | $\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$ | 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} (m^3/s) | Q_0 (m^3/s) | $\frac{ \Delta Q }{Q_0} \times 100$ | 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.

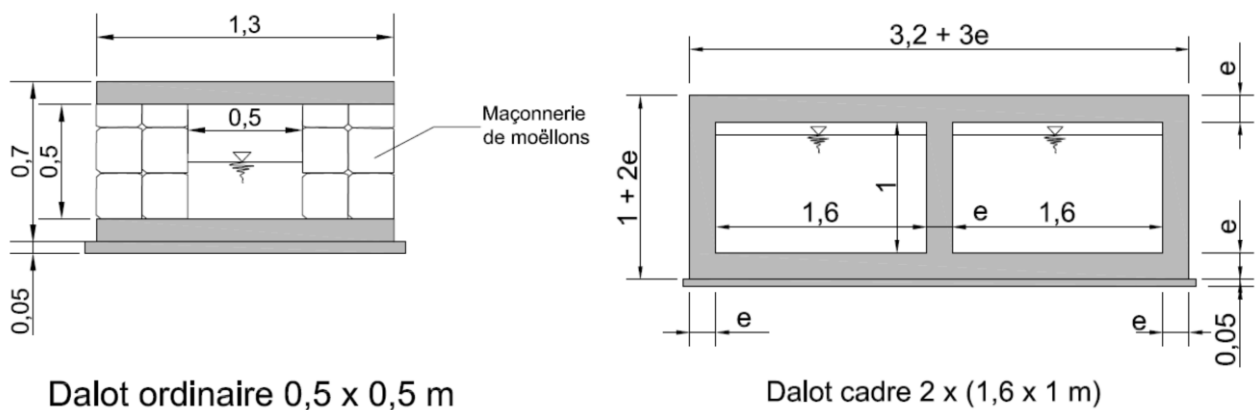


Figure 22 : Sections transversales des dalots étudiés, dimensions en [m]

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 $0,20 \text{ m}$

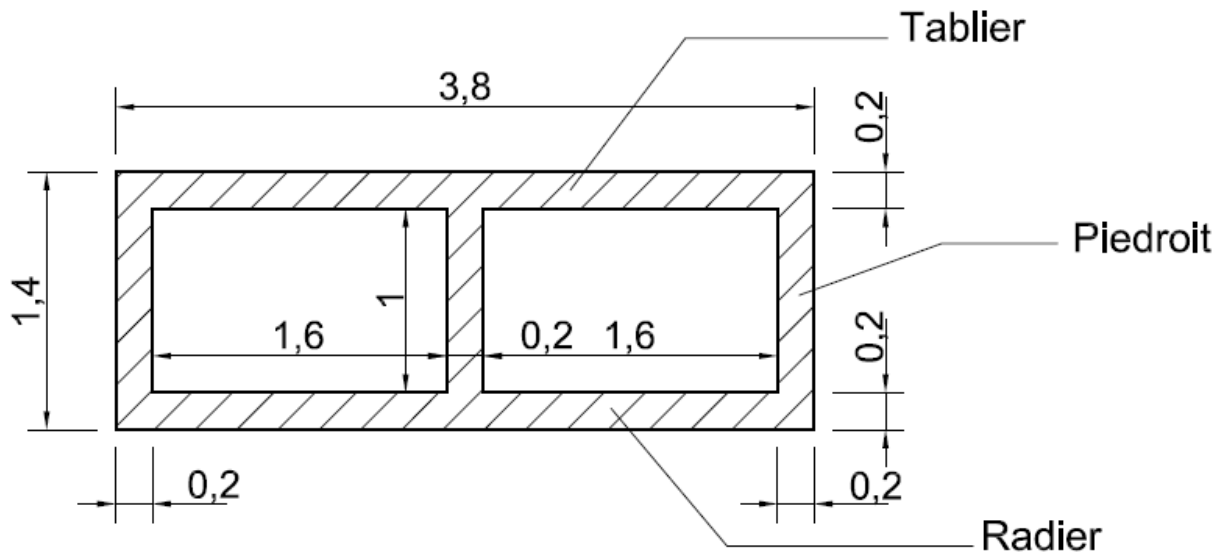


Figure 23 : Section transversale du dalot en BA, dimensions en [m]

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 :

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

- Poids propre du remblai :

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

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

- 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 :

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

- Poids des piédroits :

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

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

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

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 :

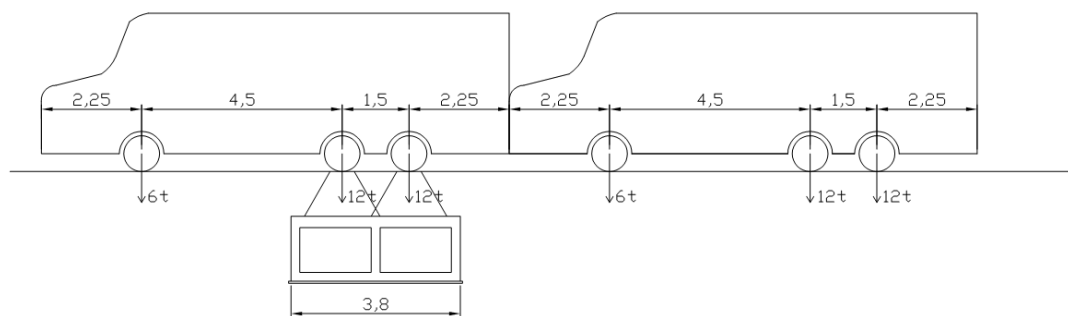
- L – Longueur du dalot: $L = 3,8 \text{ m}$;
- G – Poids total de l'ouvrage :

| | $\rho_b(kN/m^3)$ | $e(m)$ | $l(m)$ | $L(m)$ | $G(kN)$ |
|--------------|------------------|--------|--------|--------|------------|
| 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

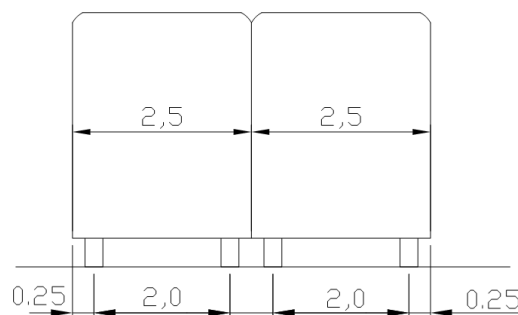


Figure 24 : Représentation du cas le plus défavorable sous système de charges Bc

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 :

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

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

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

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

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

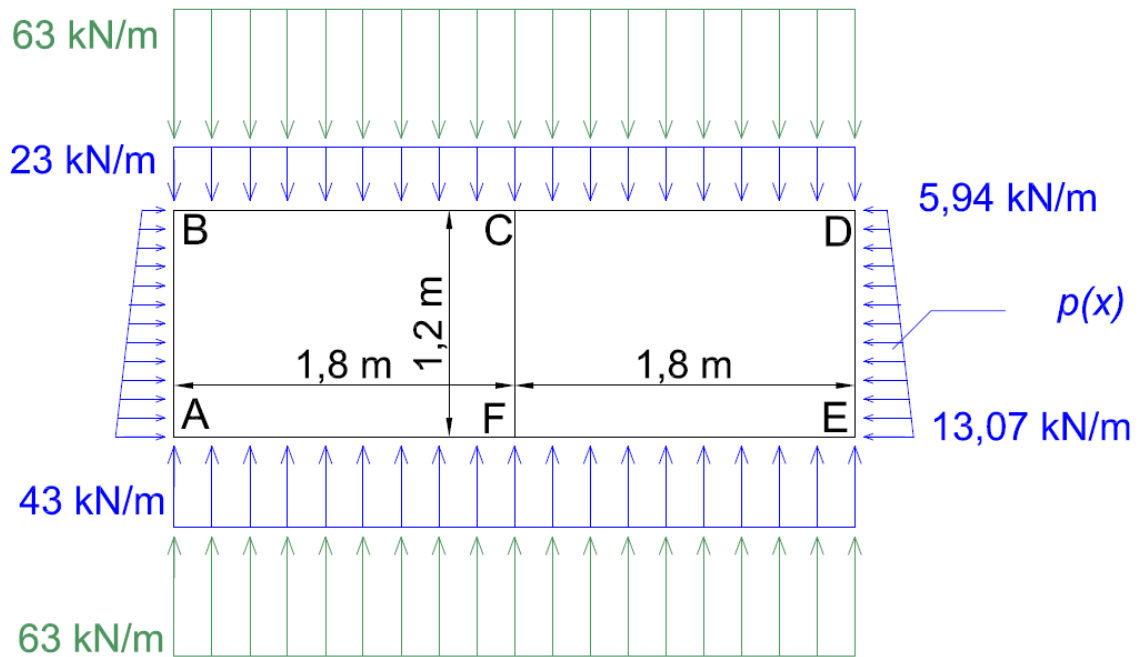


Figure 25 : Schéma de calcul du dalot

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 nœuds 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 nœuds, 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 nœuds ;
- 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 équations 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 | |
|---------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| $\mu_{ij} \text{ (kN.m)}$ | 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 | $\lambda \cdot K_2$ | | $\lambda \cdot K_1$ | | $\lambda \cdot K_2$ | $K_1 + 2 \cdot K_2$ | $-(1 - \lambda) \cdot K_1$ |
| Equilibre horizontale | $-(1 - \lambda) \cdot K_1$ | $-(1 - \lambda) \cdot K_1$ | $-(1 - \lambda) \cdot K_1$ | $-(1 - \lambda) \cdot K_1$ | $-(1 - \lambda) \cdot K_1$ | $-(1 - \lambda) \cdot K_1$ | $6 \cdot (1 - \lambda) \cdot K_1$ |

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 :

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} -(\mu_{AB} + \mu_{AF}) \\ -(\mu_{BA} + \mu_{BC}) \\ -(\mu_{CB} + \mu_{CD} + \mu_{CF}) \\ -(\mu_{DE} + \mu_{DC}) \\ -(\mu_{ED} + \mu_{EF}) \\ -(\mu_{FA} + \mu_{FE} + \mu_{FC}) \\ \sum H_{AE} + \tau_{AB} + \tau_{CF} + \tau_{ED} + (\mu_{AB} + \mu_{BA} + \mu_{CF} + \mu_{FC} + \mu_{ED} + \mu_{DE}) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 9,5 \\ -4,3 \\ 0 \\ 4,3 \\ -9,5 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

D'où les inconnues hyperstatiques :

$$\{\delta\} = \begin{Bmatrix} \theta_A \\ \theta_B \\ \theta_C \\ \theta_D \\ \theta_E \\ \theta_F \\ \Omega \end{Bmatrix} = [K^{-1}] \cdot \{F\} = \frac{1}{EI} \begin{Bmatrix} 2,140 \\ -1,416 \\ 0 \\ 1,416 \\ -2,140 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Les formules (76) et (77) permettent de déterminer les moments fléchissants dans les barres :

$$\begin{cases} M_{AB} = \mu_{AB} + K_{AB} \cdot \theta_A + \lambda_{BA} \cdot K_{BA} \cdot \theta_B + K_{AB} \cdot (1 + \lambda_{AB}) \cdot \Omega \\ M_{BA} = \mu_{BA} + K_{BA} \cdot \theta_B + \lambda_{AB} \cdot K_{AB} \cdot \theta_A + K_{BA} \cdot (1 + \lambda_{BA}) \cdot \Omega \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{AB} = 2,1 + 3,33 \times 2,140 + 0,5 \times 3,33 \times (-1,416) + 0,33 \times (1 + 0,5) \times 0 = 6,85 \text{ kN.m} \\ M_{BA} = -1,9 + 3,33 \times (-1,416) + 0,5 \times 3,33 \times 2,140 + 0,33 \cdot (1 + 0,5)0 = -3,06 \text{ kN.m} \end{cases}$$

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 : $M_{AB} + M_{AF} = 6,85 + (-6,85) = 0$

$$\text{Nœud B : } M_{BA} + M_{BC} = -3,06 + 3,06 = 0$$

$$\text{Nœud C : } M_{CB} + M_{CD} + M_{CF} = -7,78 + 7,78 + 0 = 0$$

$$\text{Nœud D : } M_{DC} + M_{DE} = -3,06 + 3,06 = 0$$

$$\text{Nœud E : } M_{ED} + M_{EF} = -6,85 + 6,85 = 0$$

$$\text{Nœud F : } M_{FA} + M_{EF} + M_{FC} = -13,99 + 13,99 + 0 = 0$$

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 | 1,2 |
| $V [kN]$ | 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 | 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} | μ_{FC} |
| | 0 | 0 | 17 | -17 | 17 | -17 | 0 | 0 | 17 | -17 | 17 | -17 | 0 | 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

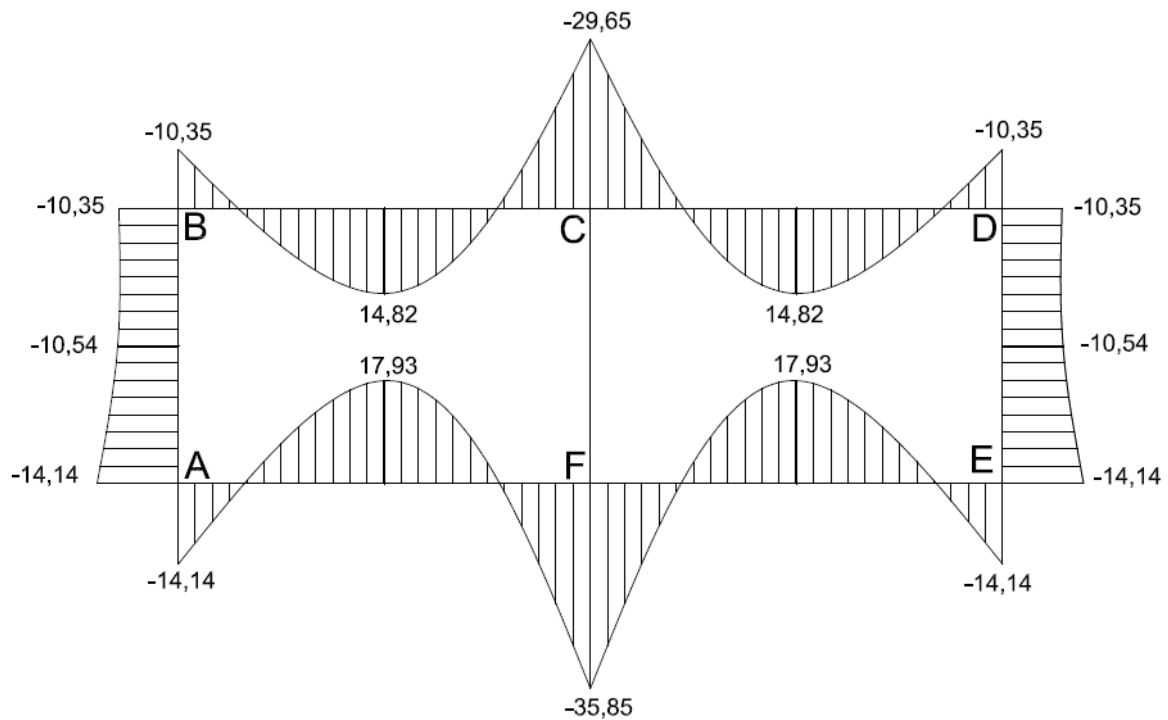


Figure 26 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS, unité en $[kN.m]$

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 |
| Piedroits extrêmes | 0,010 |
| Radier | 0,018 |
| Moment fléchissant au nœud $[MN.m]$ | |
| 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 piedroit 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 : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
 - $\gamma_b = 1,5$ (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 :

$$\overline{\sigma}_s = \text{Min}\{0,5 f_e; \text{Max}(200 \text{ MPa}; 90 \cdot \sqrt{\eta f_{t28}})\} = 200 \text{ MPa}$$

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} :

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0,218 \times 1 \times 0,16^2 \times 15 = 0,084 \text{ MN.m}$$

$$\text{Or } M_{ser} = 0,015 \text{ MN.m} \leq 0,084 \text{ MN.m}$$

D'où $M_{ser} \leq M_{rb}$, par conséquent les armatures comprimées 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 | 2 HA14 et 4 HA8 |
| | B | 0,010 | 0,0020 | 3,54 | 3,925 | 5 HA10 |
| | C | 0,030 | 0,0058 | 10,53 | 10,780 | 7 HA14 |
| | D | 0,010 | 0,0020 | 3,54 | 3,925 | 5 HA 10 |
| | E | 0,014 | 0,0028 | 4,88 | 5,090 | 2 HA 14 et 4 HA 8 |
| | F | 0,036 | 0,0070 | 12,87 | 12,940 | 6 HA 12 et 4 HA 14 |
| Piédroits | | 0,011 | 0,0021 | 3,61 | 3,925 | 5 HA 10 |
| Tablier | | 0,015 | 0,0029 | 5,12 | 5,650 | 5 HA 12 |
| 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 :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \\ \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \end{cases}$$

❖ 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

| | | $A [cm^2]$ | $\sigma_{bc} [MPa]$ | $\overline{\sigma}_{bc} [MPa]$ | 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

| | | $A [cm^2]$ | $\sigma_s [MPa]$ | $\overline{\sigma}_s [MPa]$ | 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 :

$$- N_{CF} = V_{CD}(0) = 88,11 \text{ kN} ;$$

$$- N_{FC} = V_{FA}(0) = 107,45 \text{ kN}$$

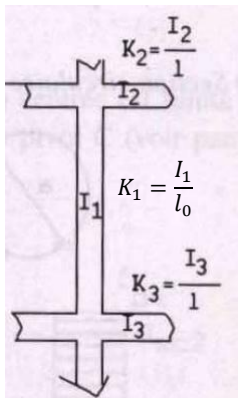
✓ A l'ELU :

$$- N_{CF} = V_{CD}(0) = 128,66 \text{ kN} ;$$

$$- N_{FC} = V_{FA}(0) = 154,77 \text{ kN}.$$

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 :

$$l_0 = 1,2 \text{ m et } l = 1,8 \text{ m} \Rightarrow l \geq l_0$$

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 ferrailage 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 : TerrassementPrix 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 gazons et le transport ;
- La pose, le réglage et la fixation des gazons ;
- L'arrosage et l'entretien des gazons 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 damage, 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 parafoilles ;
- 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 : ChausséePrix 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 chargée 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 impropres ;
- 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 - EquipementsPrix 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 rélectorisés conformément aux spécifications techniques. Il comprend :

- La fourniture à pied d'œuvre du panneau rélectorisé 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 gazons 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

| Localisation [PK] | | Quantité | | | | | |
|-------------------|--------|---|----------------------------|------------------------------|---------------------------|----------------------------|--|
| Début | Fin | 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 dechantier | 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 $2 \times (1,6 \times 1 \text{ m})$ 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 (t) | 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 (t) | 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 (t) | 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 (<i>l/100 km</i>) | 20 | 30 | 40 |
| Lubrifiant (% carburant) | 7 | 7 | 7 |
| Pneumatique (durée de vie en <i>km</i>) | 10 000 | 10 000 | 20 000 |
| Amortissement (année) | 4 | 4 | 4 |
| Distance parcourue (<i>km/an</i>) | 18 360 | 10 098 | 9 180 |
| Longueur de la route (<i>km</i>) | 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 (<i>l/100 km</i>) | 12 | 17 | 22 |
| Lubrifiant (% carburant) | 4 | 4 | 4 |
| Pneumatique (durée de vie en <i>km</i>) | 15 000 | 15 000 | 30 000 |
| Amortissement (année) | 7 | 7 | 7 |
| Distance parcourue (<i>km/an</i>) | 18 360 | 10 098 | 9 180 |
| Longueur de la route (<i>km</i>) | 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 | <i>l</i> | 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 : Advantage 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 |
| $\sum Ap \cdot (1 + r)^{-p}$ [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'œuvres. 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 bénéficie 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 |
| Populations riveraines | Perturbation sonore | Port de masque anti-poussière |
| | | Travailler dans les heures normales de travail (8h - 18 h) |
| | Risque d'accident corporel | Sensibiliser la population de l'importance du projet pour eux |
| | | 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 :

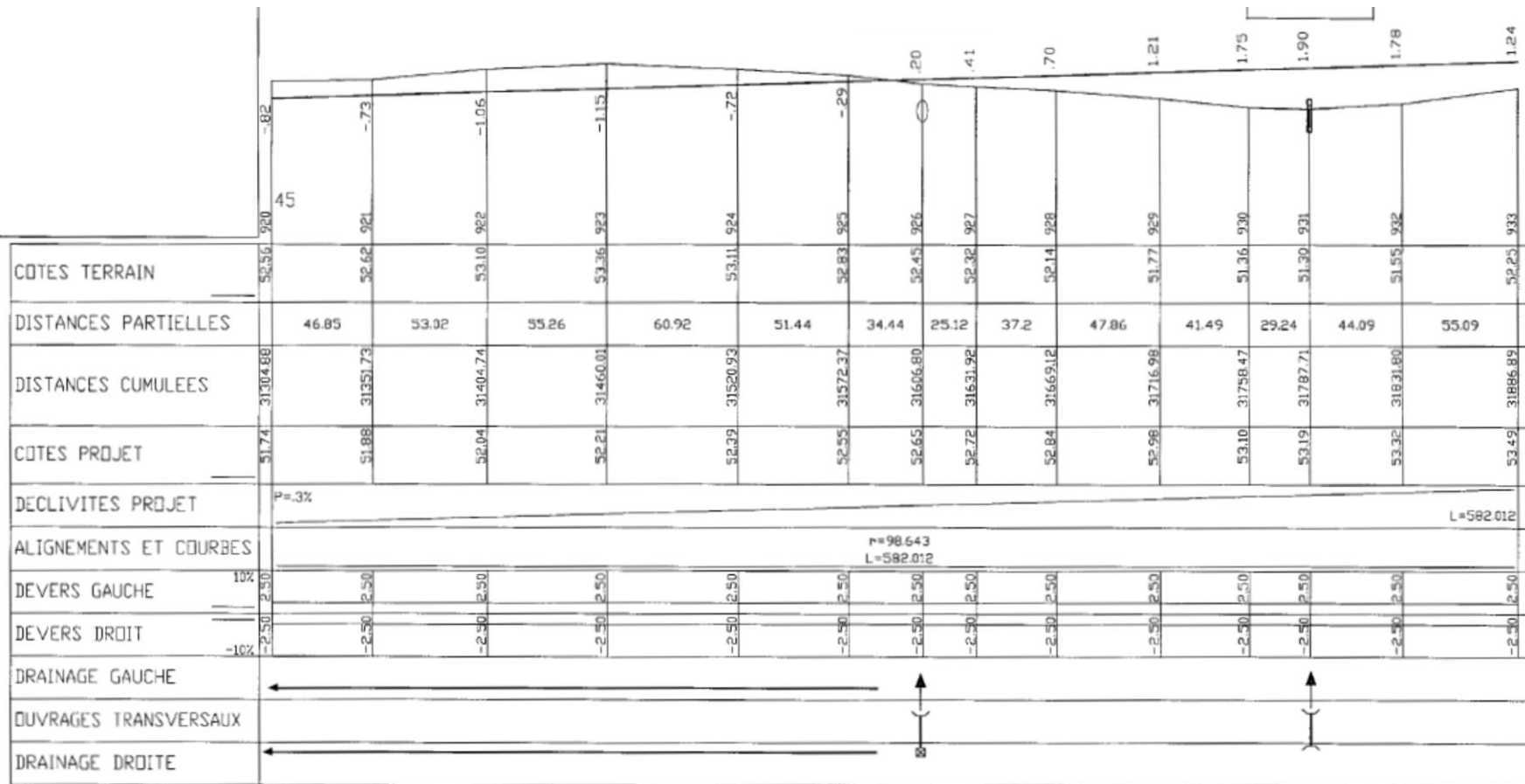
- [8] CEBTP, Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux, Ministère des relations extérieures, 1984, 155p ;
- [9] Destombes, A., Catalogue des structures, Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien, Décembre 2003, 108p ;
- [10] INSTAT, Enquête périodique auprès des ménages 2010, 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 ; sumposum 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-ingenieur.fr;
- www.banque-pdf.com
- www.cours-genie-civil.com.

ANNEXES

Annexe 1 : Exemple de profil en long



Aménagement de la route nationale secondaire N° 5A :

Profil en long du PK 31+305 au PK 31+887

Echelle: $\frac{1}{2000}$ - $\frac{1}{200}$

ESPA - BTP

Nom: Tahina



Date: 12/07/14

P-1

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 caféiers 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 | |

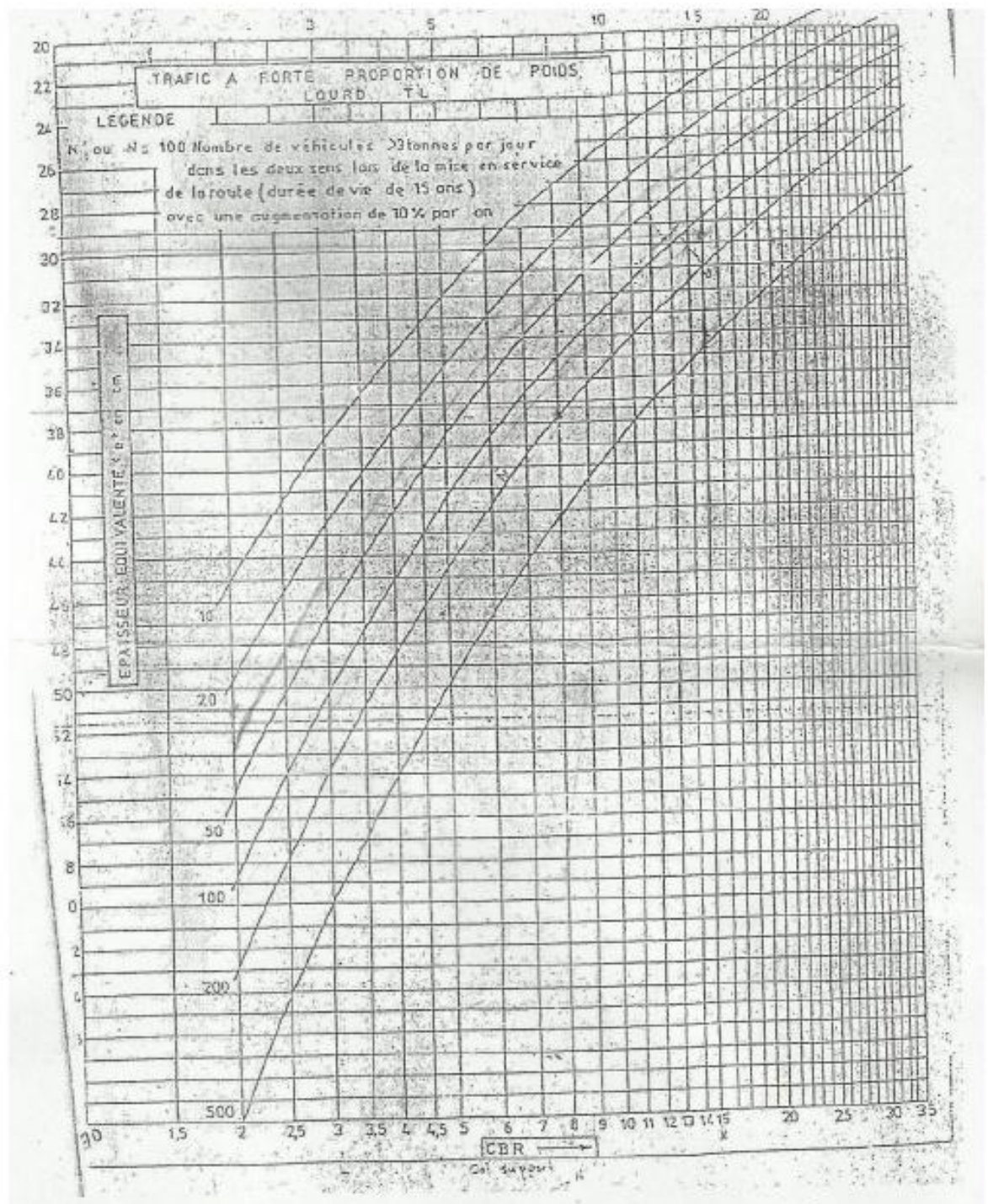
➤ Liste de carrières agréées

| 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 | T ₃ | T ₄ | T ₃ | T ₄ | T ₃ | T ₄ | 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 |
| F | | | | | | | | | | | |
| 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 | T ₃ | T ₄ | T ₃ | T ₄ | T ₃ | T ₄ | 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 |

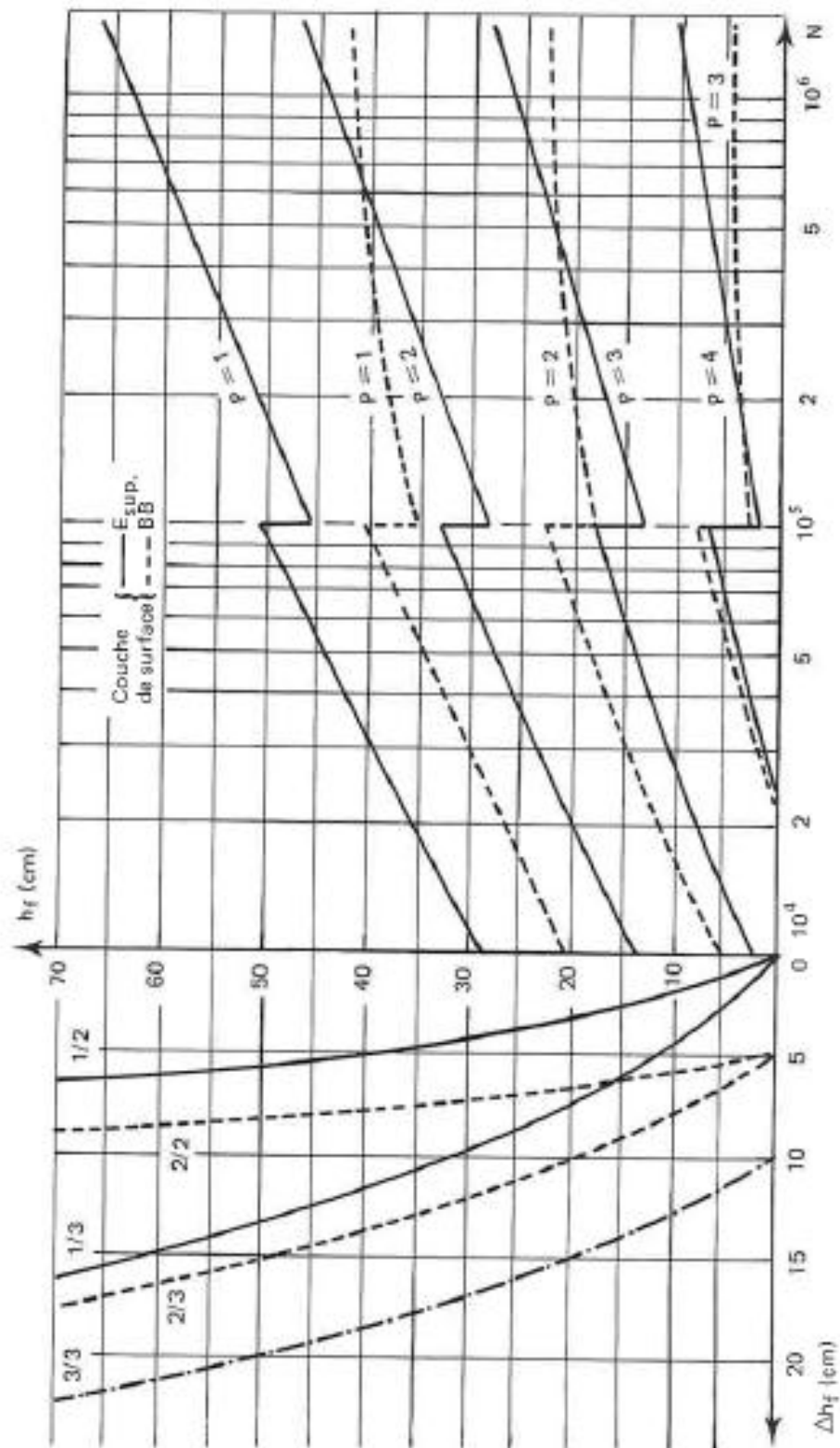
Légende :

- 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

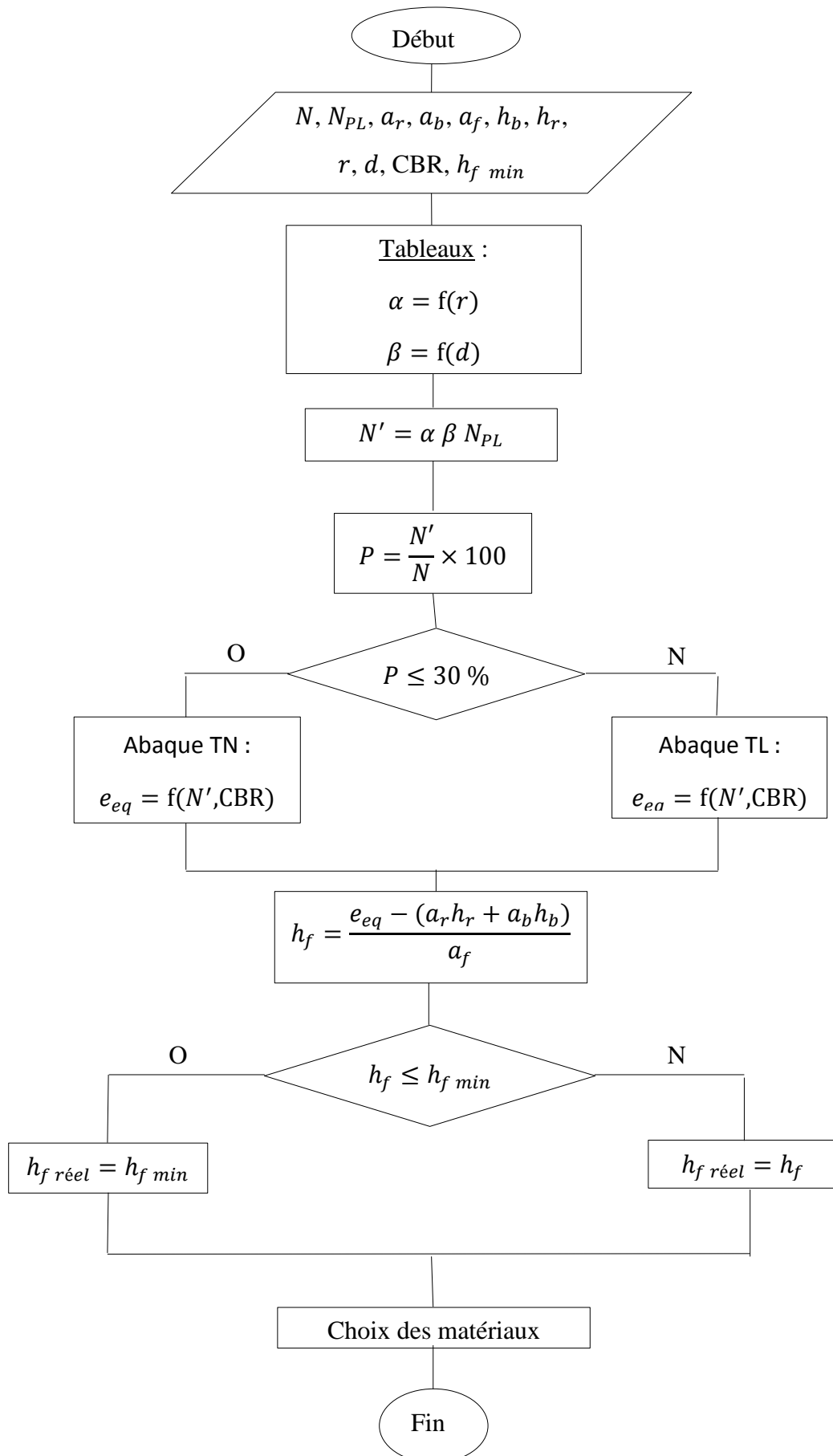
Annexe 5 : Abaque de dimensionnement de la couche de fondation – Méthode LCPC



ANNEXES

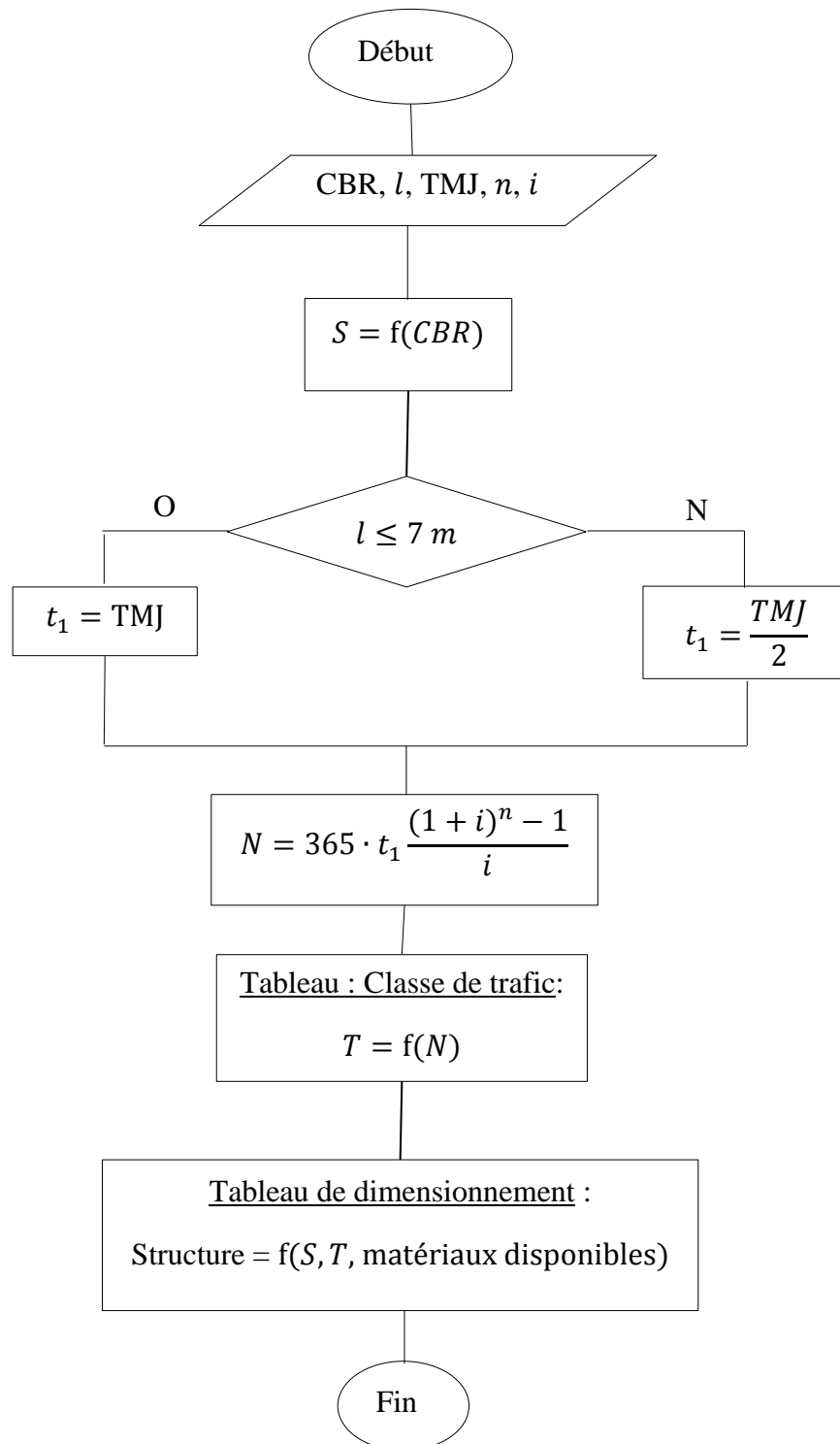
Annexe 6 Organigrammes de dimensionnement

Organigramme de dimensionnement LNTPB



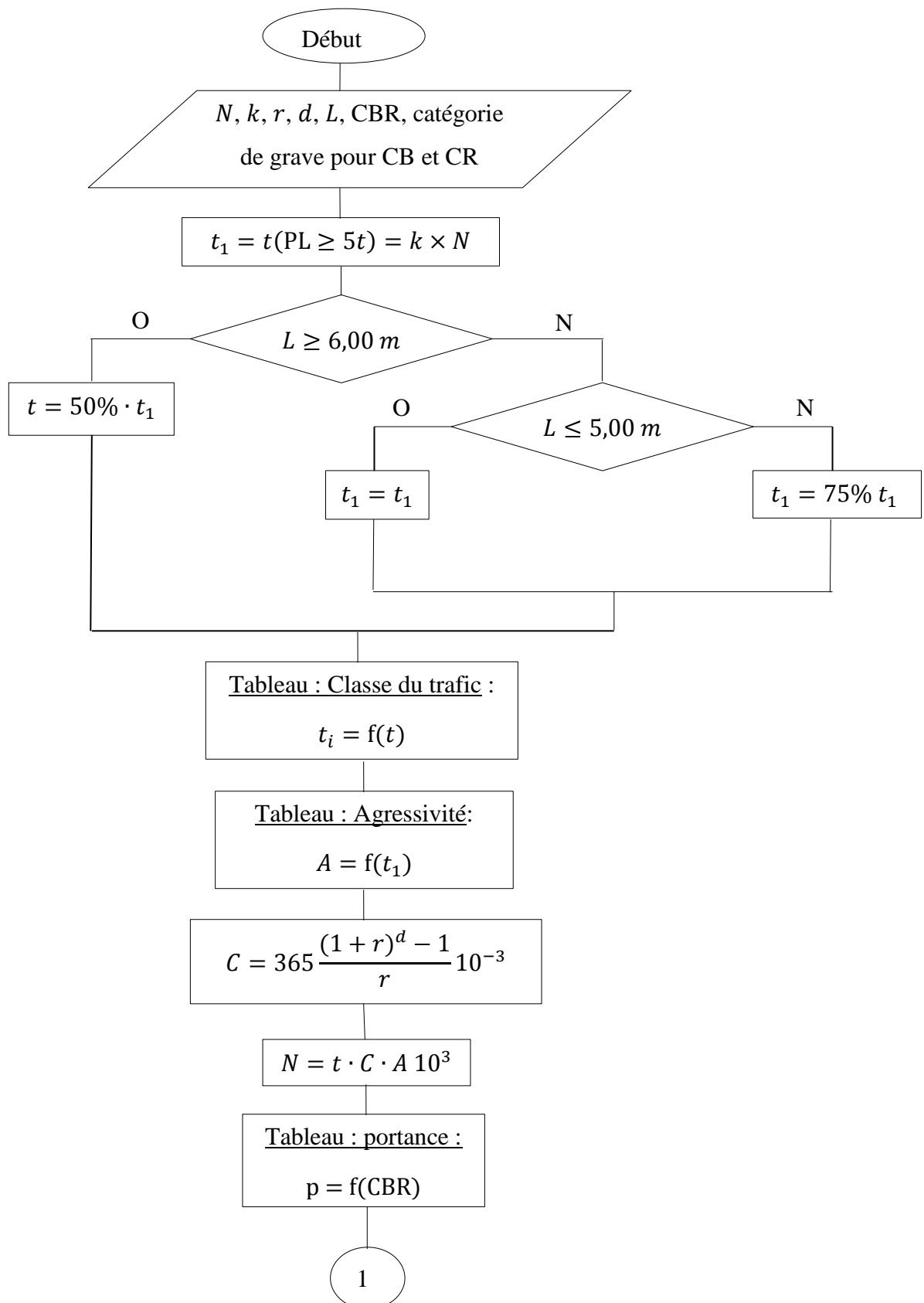
ANNEXES

Organigramme de dimensionnement CEBTP

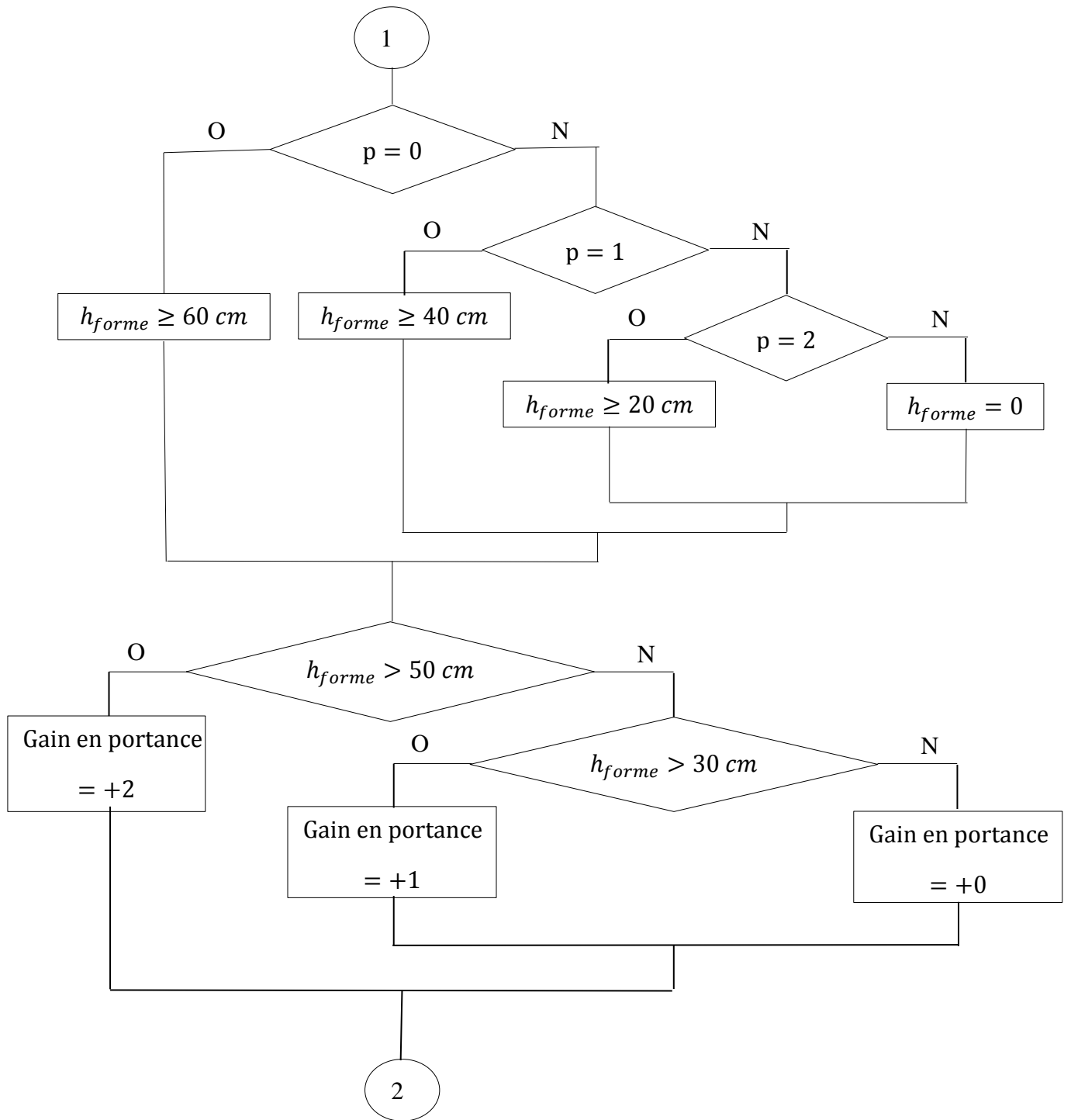


ANNEXES

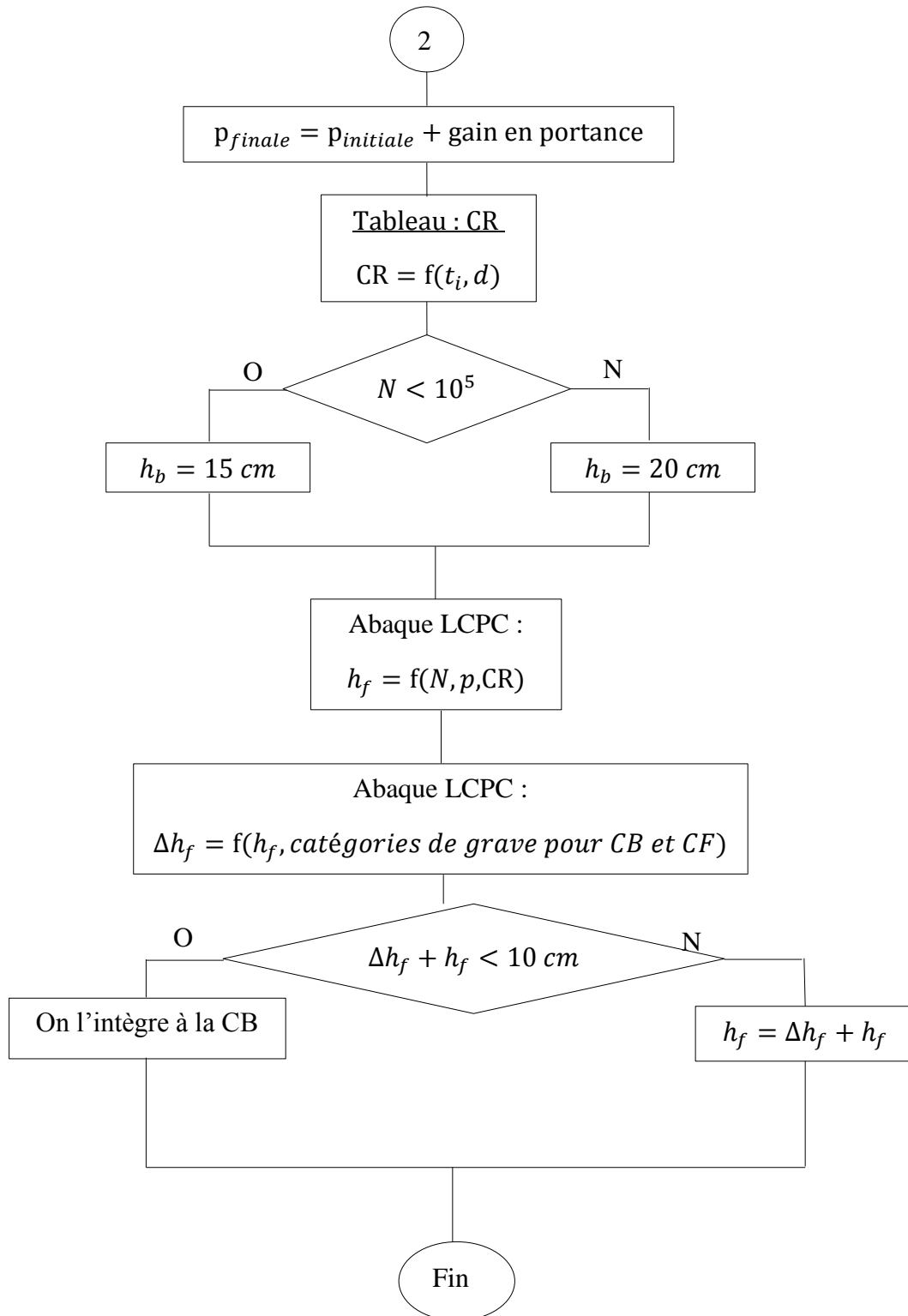
Organigramme de dimensionnement LCPC (Chaussée à assise non traité)



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 |
| | | | |
| Dimensionnement CEBTP | | | |
| Zone homogène 1 | Zone homogène 2 | Zone homogène 3 | Zone homogène 4 |
| | | | |

ANNEXES

Dimensionnement LCPC

| Dimensionnement LCPC | | | |
|--|--|--|--|
| Zone homogène 1 | Zone homogène 2 | Zone homogène 3 | Zone homogène 4 |
| <div> <div>CR</div> <div>10 BB</div> <div>CB</div> <div>20 GCNT</div> <div>CF</div> <div>32 GCNT</div> <div>C forme</div> <div>40 MS</div> <div>Plateforme</div> <div>CBR = 6</div> </div> | <div> <div>CR</div> <div>10 BB</div> <div>CB</div> <div>20 GCNT</div> <div>CF</div> <div>32 GCNT</div> <div>C forme</div> <div>80 MS</div> <div>Plateforme</div> <div>CBR = 3</div> </div> | <div> <div>CR</div> <div>10 BB</div> <div>CB</div> <div>29,5 GCNT</div> <div>Plateforme</div> <div>CBR = 15</div> </div> | <div> <div>CR</div> <div>10 BB</div> <div>CB</div> <div>20 GCNT</div> <div>Plateforme</div> <div>CBR = 30</div> </div> |

ANNEXES

Annexe 8 Abaques de JEUFFROY – BACHELEZ

Contrainte dans un système tri-couche : $\frac{E_1}{E_2} = 1$

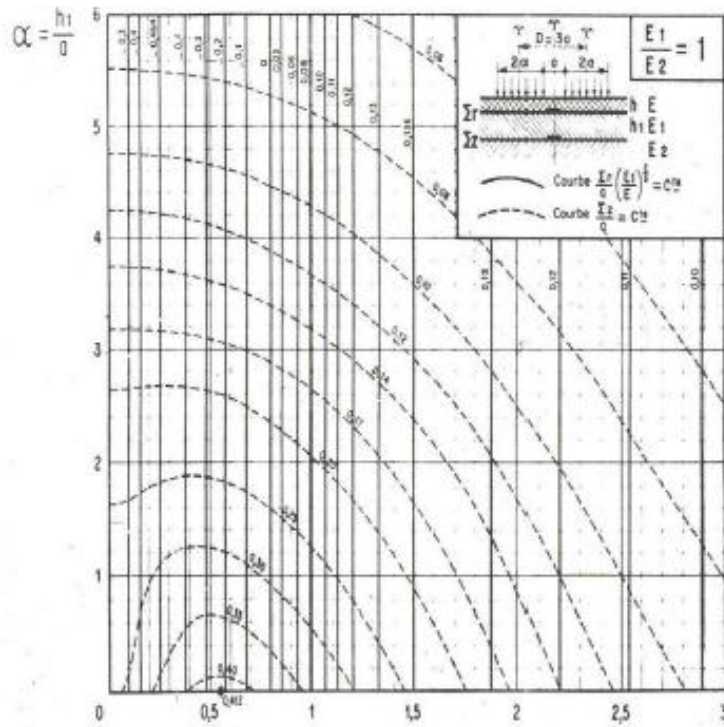


FIG. II a - CONTRAINTES DANS UN SYSTEME TRICOUCHE
Cas de deux roues jumelées
Contraintes dans l'axe du jumelage

$$\beta = \frac{h}{a} \sqrt{\frac{E}{6 E_1}}$$

Contrainte dans un système tri-couche : $\frac{E_1}{E_2} = 3$

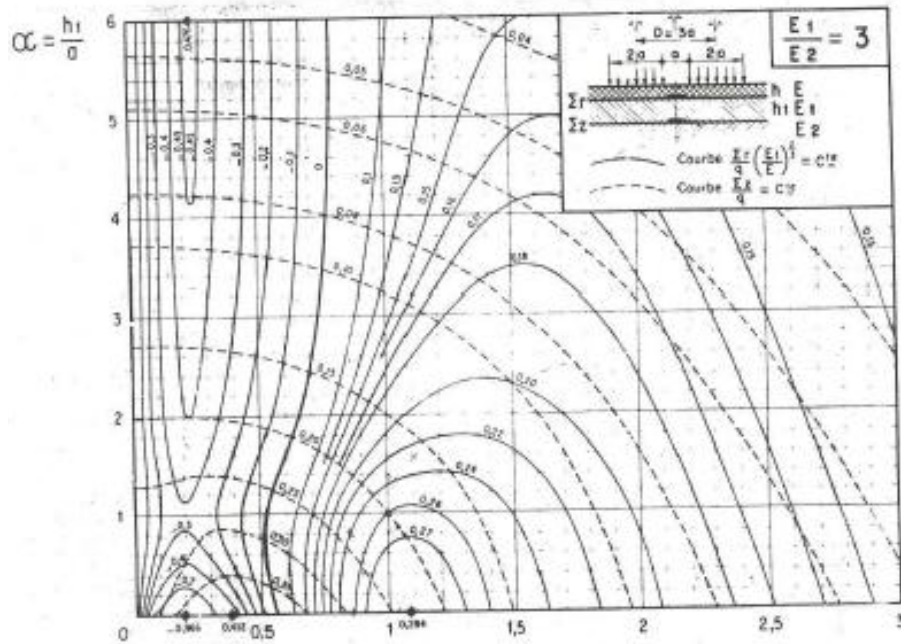


FIG. II b - CONTRAINTES DANS UN SYSTEME TRICOUCHE
Cas de deux roues jumelées
Contraintes dans l'axe du jumelage

$$\beta = \frac{h}{a} \sqrt{\frac{E}{6 E_1}}$$

ANNEXES

Contrainte dans un système tri-couche :

$$\frac{E_1}{E_2} = 9$$

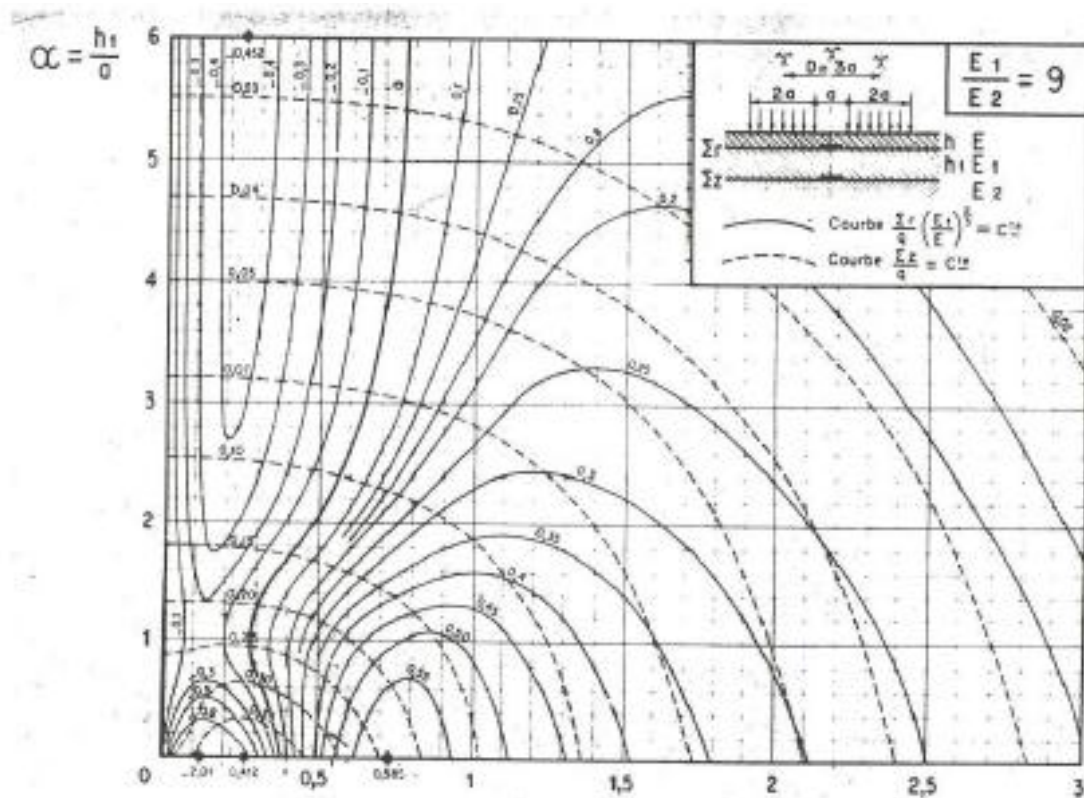


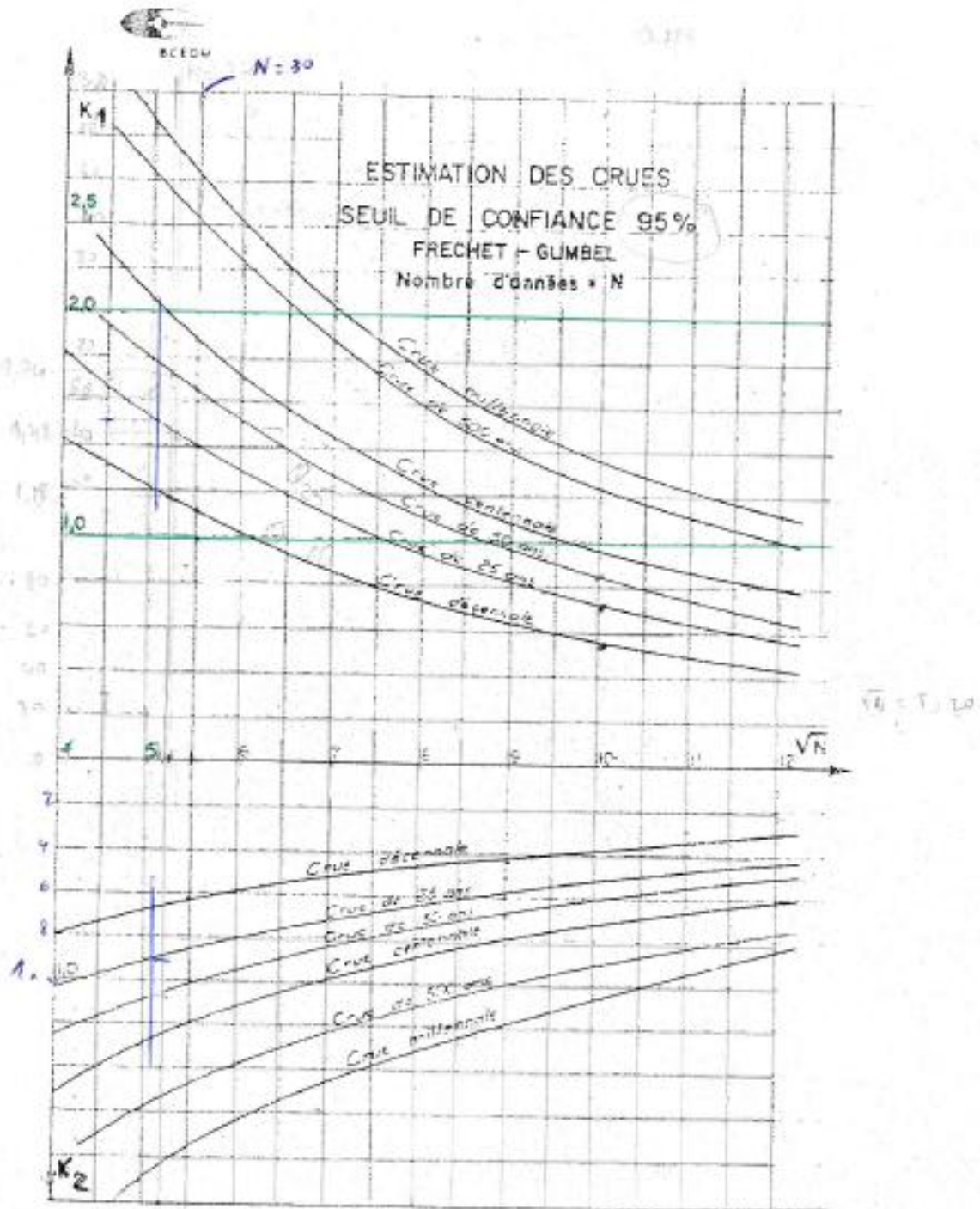
FIG. II c - CONTRAINTES DANS UN SYSTEME TRICOUCHE
Cas de deux roues jumelées
Contraintes dans l'axe du jumelage

$$\beta = \frac{h}{a} \sqrt[3]{\frac{E}{6E_1}}$$

ANNEXES

Annexe 9 Abaque et table utilisés en hydrologie

Abaque d'estimation de crue de FRECHET – GUMBEL, seuil de confiance 95 %



ANNEXES

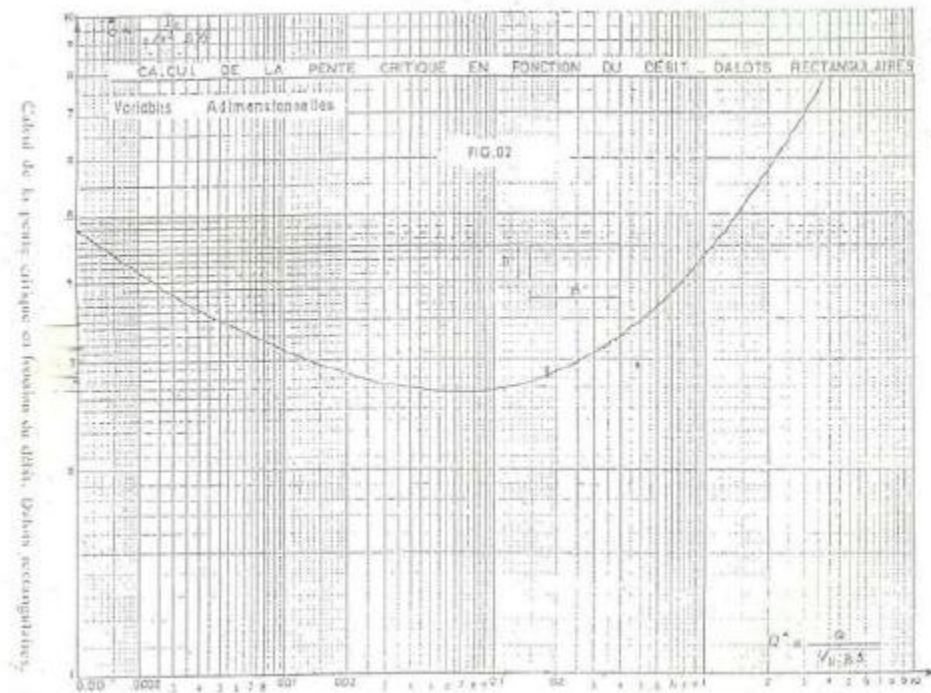
Table de distribution χ^2 de PEARSON

| $\lambda \backslash P$ | 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 | $P \backslash \lambda$ | |
|------------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|-----------|-----------|-----------|------------------------|----|
| 1 | 0,000045 | 0,000090 | 0,000135 | 0,000180 | 0,000270 | 0,000360 | 0,000540 | 0,000720 | 0,001080 | 0,001440 | 0,002160 | 0,002880 | 0,004320 | 0,005760 | 0,008640 | 0,012960 | 0,019440 | 0,029160 | 0,043740 | 0,067080 | 0,100800 | 0,151200 | 1 |
| 2 | 0,000150 | 0,000300 | 0,000450 | 0,000600 | 0,000900 | 0,001200 | 0,001800 | 0,002400 | 0,003600 | 0,004800 | 0,007200 | 0,009600 | 0,014400 | 0,019200 | 0,028800 | 0,043200 | 0,064800 | 0,097200 | 0,145800 | 0,219600 | 0,331200 | 0,504000 | 2 |
| 3 | 0,000540 | 0,001080 | 0,001620 | 0,002160 | 0,003240 | 0,004320 | 0,006480 | 0,008640 | 0,012960 | 0,017280 | 0,025920 | 0,034560 | 0,051840 | 0,069120 | 0,103680 | 0,138240 | 0,207360 | 0,311040 | 0,466560 | 0,709800 | 1,064700 | 1,597200 | 3 |
| 4 | 0,001350 | 0,002700 | 0,004050 | 0,005400 | 0,008100 | 0,010800 | 0,016200 | 0,021600 | 0,032400 | 0,043200 | 0,064800 | 0,086400 | 0,129600 | 0,172800 | 0,259200 | 0,345600 | 0,518400 | 0,792000 | 1,188000 | 1,782000 | 2,700000 | 4,050000 | 4 |
| 5 | 0,002340 | 0,004680 | 0,007020 | 0,009360 | 0,013980 | 0,018640 | 0,027960 | 0,037280 | 0,055920 | 0,074560 | 0,111840 | 0,149120 | 0,223680 | 0,298240 | 0,447360 | 0,596400 | 0,874800 | 1,312200 | 1,967700 | 2,952000 | 4,428000 | 6,702000 | 5 |
| 6 | 0,003450 | 0,006900 | 0,010350 | 0,013800 | 0,020700 | 0,027600 | 0,041400 | 0,054720 | 0,082080 | 0,108480 | 0,162720 | 0,216960 | 0,325440 | 0,433920 | 0,651840 | 0,869760 | 1,299600 | 1,949400 | 2,924100 | 4,386000 | 6,579000 | 9,867000 | 6 |
| 7 | 0,004560 | 0,009120 | 0,013680 | 0,018240 | 0,027360 | 0,036480 | 0,054720 | 0,073440 | 0,110160 | 0,146880 | 0,219840 | 0,292800 | 0,439200 | 0,585600 | 0,878400 | 1,171200 | 1,756800 | 2,635200 | 3,952800 | 5,829000 | 8,706000 | 13,050000 | 7 |
| 8 | 0,005670 | 0,011340 | 0,017010 | 0,022680 | 0,034020 | 0,045360 | 0,068160 | 0,090960 | 0,136440 | 0,181920 | 0,272880 | 0,363840 | 0,545760 | 0,731680 | 1,097760 | 1,463840 | 2,196000 | 3,292800 | 4,939200 | 7,308000 | 10,962000 | 16,443000 | 8 |
| 9 | 0,006780 | 0,013560 | 0,020340 | 0,027120 | 0,040680 | 0,053840 | 0,080760 | 0,107680 | 0,161520 | 0,215360 | 0,323040 | 0,430720 | 0,643680 | 0,856640 | 1,285440 | 1,714240 | 2,563200 | 3,846000 | 5,629200 | 8,443800 | 12,666000 | 18,999000 | 9 |
| 10 | 0,007890 | 0,015780 | 0,023670 | 0,031560 | 0,047520 | 0,062400 | 0,092640 | 0,122880 | 0,184320 | 0,245760 | 0,368640 | 0,491520 | 0,722400 | 0,953280 | 1,429920 | 1,906560 | 2,812800 | 4,218000 | 6,267000 | 9,300000 | 13,830000 | 20,580000 | 10 |
| 11 | 0,008990 | 0,017970 | 0,026970 | 0,035940 | 0,053940 | 0,071880 | 0,106320 | 0,140760 | 0,212160 | 0,283600 | 0,425440 | 0,567280 | 0,841440 | 1,125600 | 1,696320 | 2,267040 | 3,350400 | 4,965600 | 7,350000 | 10,920000 | 16,380000 | 24,540000 | 11 |
| 12 | 0,010090 | 0,020180 | 0,030270 | 0,040360 | 0,059760 | 0,079160 | 0,118560 | 0,157960 | 0,231840 | 0,305760 | 0,458880 | 0,611920 | 0,902880 | 1,193840 | 1,789440 | 2,385040 | 3,579200 | 5,236800 | 7,704000 | 11,556000 | 17,334000 | 25,980000 | 12 |
| 13 | 0,011190 | 0,022380 | 0,033570 | 0,044760 | 0,065520 | 0,086280 | 0,130680 | 0,175080 | 0,253920 | 0,332800 | 0,500160 | 0,667520 | 1,000320 | 1,333680 | 1,989120 | 2,643520 | 3,964800 | 5,745600 | 8,400000 | 12,588000 | 18,876000 | 28,140000 | 13 |
| 14 | 0,012290 | 0,024580 | 0,036870 | 0,049060 | 0,071280 | 0,093520 | 0,141920 | 0,190320 | 0,274560 | 0,358800 | 0,533760 | 0,708720 | 1,065440 | 1,422160 | 2,126880 | 2,831280 | 4,248000 | 6,168000 | 8,916000 | 13,332000 | 19,740000 | 29,280000 | 14 |
| 15 | 0,013390 | 0,026770 | 0,040170 | 0,052360 | 0,073920 | 0,095280 | 0,141600 | 0,190000 | 0,276480 | 0,364960 | 0,540960 | 0,728480 | 1,099040 | 1,486560 | 2,227200 | 2,941760 | 4,396800 | 6,456000 | 9,360000 | 13,896000 | 20,880000 | 31,080000 | 15 |
| 16 | 0,014490 | 0,028960 | 0,043560 | 0,058140 | 0,081960 | 0,105920 | 0,156320 | 0,206720 | 0,298200 | 0,389680 | 0,565680 | 0,753200 | 1,133760 | 1,521280 | 2,222400 | 2,936960 | 4,401600 | 6,460800 | 9,424000 | 13,968000 | 20,976000 | 31,272000 | 16 |
| 17 | 0,015590 | 0,031150 | 0,046620 | 0,062200 | 0,087120 | 0,112080 | 0,164480 | 0,216880 | 0,312360 | 0,407840 | 0,587840 | 0,785360 | 1,185920 | 1,583440 | 2,244000 | 2,968560 | 4,437600 | 6,496800 | 9,504000 | 14,064000 | 21,168000 | 31,464000 | 17 |
| 18 | 0,016690 | 0,033340 | 0,050010 | 0,066680 | 0,092880 | 0,119040 | 0,174440 | 0,228840 | 0,337320 | 0,436800 | 0,625760 | 0,833280 | 1,243840 | 1,641360 | 2,261600 | 2,996160 | 4,466400 | 6,525600 | 9,576000 | 14,256000 | 21,360000 | 31,656000 | 18 |
| 19 | 0,017790 | 0,035530 | 0,053610 | 0,071280 | 0,098880 | 0,126960 | 0,185360 | 0,243760 | 0,357240 | 0,460720 | 0,660640 | 0,879160 | 1,300720 | 1,708240 | 2,307200 | 3,051760 | 4,496000 | 6,576000 | 9,648000 | 14,448000 | 21,552000 | 31,848000 | 19 |
| 20 | 0,018890 | 0,037720 | 0,056740 | 0,075960 | 0,104640 | 0,133760 | 0,194160 | 0,254560 | 0,373040 | 0,482520 | 0,692480 | 0,921920 | 1,353440 | 1,770960 | 2,350400 | 3,104960 | 4,536000 | 6,624000 | 9,744000 | 14,640000 | 21,744000 | 32,040000 | 20 |
| 21 | 0,019990 | 0,039910 | 0,059870 | 0,080940 | 0,110720 | 0,140960 | 0,203360 | 0,265760 | 0,389240 | 0,503720 | 0,723680 | 0,963120 | 1,404640 | 1,832160 | 2,401600 | 3,166160 | 4,584000 | 6,672000 | 9,840000 | 14,832000 | 21,936000 | 32,232000 | 21 |
| 22 | 0,021090 | 0,042100 | 0,063170 | 0,085240 | 0,116160 | 0,147280 | 0,211680 | 0,276080 | 0,404560 | 0,524040 | 0,753920 | 1,003360 | 1,454880 | 1,892400 | 2,471840 | 3,240800 | 4,656000 | 6,760000 | 9,936000 | 15,024000 | 22,128000 | 32,424000 | 22 |
| 23 | 0,022190 | 0,044290 | 0,066360 | 0,089420 | 0,121440 | 0,153560 | 0,219960 | 0,285360 | 0,419840 | 0,540320 | 0,780240 | 1,040680 | 1,502200 | 1,949720 | 2,539160 | 3,319760 | 4,744000 | 6,856000 | 10,128000 | 15,216000 | 22,320000 | 32,616000 | 23 |
| 24 | 0,023290 | 0,046480 | 0,069470 | 0,093540 | 0,126720 | 0,159920 | 0,228320 | 0,295720 | 0,435200 | 0,555680 | 0,805600 | 1,076040 | 1,547560 | 2,005080 | 2,604520 | 3,395160 | 4,848000 | 6,952000 | 10,320000 | 15,408000 | 22,512000 | 32,808000 | 24 |
| 25 | 0,024390 | 0,048670 | 0,072560 | 0,097640 | 0,132960 | 0,166240 | 0,236640 | 0,306040 | 0,450520 | 0,571000 | 0,830960 | 1,101400 | 1,572920 | 2,030440 | 2,639880 | 3,445520 | 4,896000 | 7,056000 | 10,512000 | 15,600000 | 22,704000 | 33,000000 | 25 |
| 26 | 0,025490 | 0,050860 | 0,075650 | 0,101720 | 0,137040 | 0,170320 | 0,242720 | 0,313120 | 0,462600 | 0,583080 | 0,853040 | 1,123480 | 1,595000 | 2,052520 | 2,661960 | 3,478160 | 4,944000 | 7,152000 | 10,704000 | 15,792000 | 22,896000 | 33,192000 | 26 |
| 27 | 0,026590 | 0,053050 | 0,078740 | 0,104800 | 0,142160 | 0,175440 | 0,248840 | 0,319240 | 0,473720 | 0,594200 | 0,864160 | 1,134600 | 1,606120 | 2,065040 | 2,674480 | 3,497600 | 4,992000 | 7,248000 | 10,896000 | 15,984000 | 23,088000 | 33,384000 | 27 |
| 28 | 0,027690 | 0,055240 | 0,080830 | 0,106880 | 0,145280 | 0,178560 | 0,252960 | 0,323360 | 0,481840 | 0,602320 | 0,872280 | 1,142720 | 1,618240 | 2,074160 | 2,683600 | 3,517120 | 5,040000 | 7,344000 | 11,088000 | 16,176000 | 23,280000 | 33,576000 | 28 |
| 29 | 0,028790 | 0,057430 | 0,082920 | 0,109960 | 0,148320 | 0,181600 | 0,256960 | 0,327360 | 0,489840 | 0,610320 | 0,880280 | 1,150720 | 1,638760 | 2,094080 | 2,693040 | 3,536640 | 5,088000 | 7,440000 | 11,280000 | 16,368000 | 23,472000 | 33,768000 | 29 |
| 30 | 0,029890 | 0,059620 | 0,085010 | 0,113040 | 0,151360 | 0,184640 | 0,260000 | 0,330400 | 0,494320 | 0,614800 | 0,884760 | 1,155160 | 1,659280 | 2,113920 | 2,702400 | 3,556160 | 5,136000 | 7,536000 | 11,472000 | 16,560000 | 23,664000 | 33,960000 | 30 |

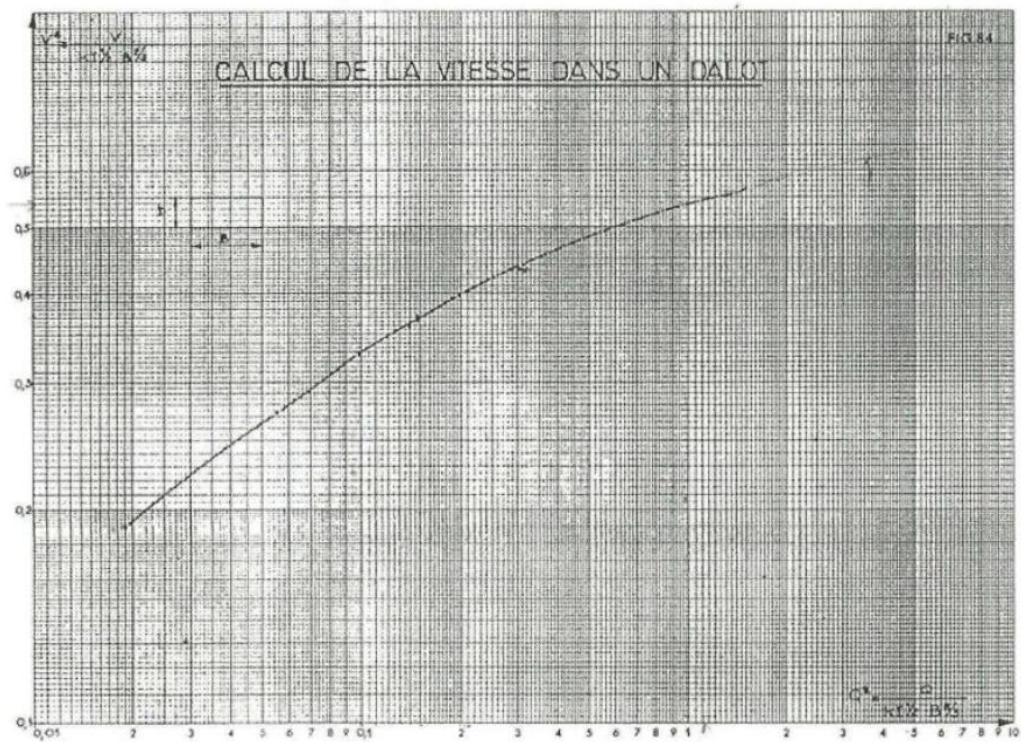
ANNEXES

Annexe 10 Calcul de la pente et vitesse critique dans un dalot

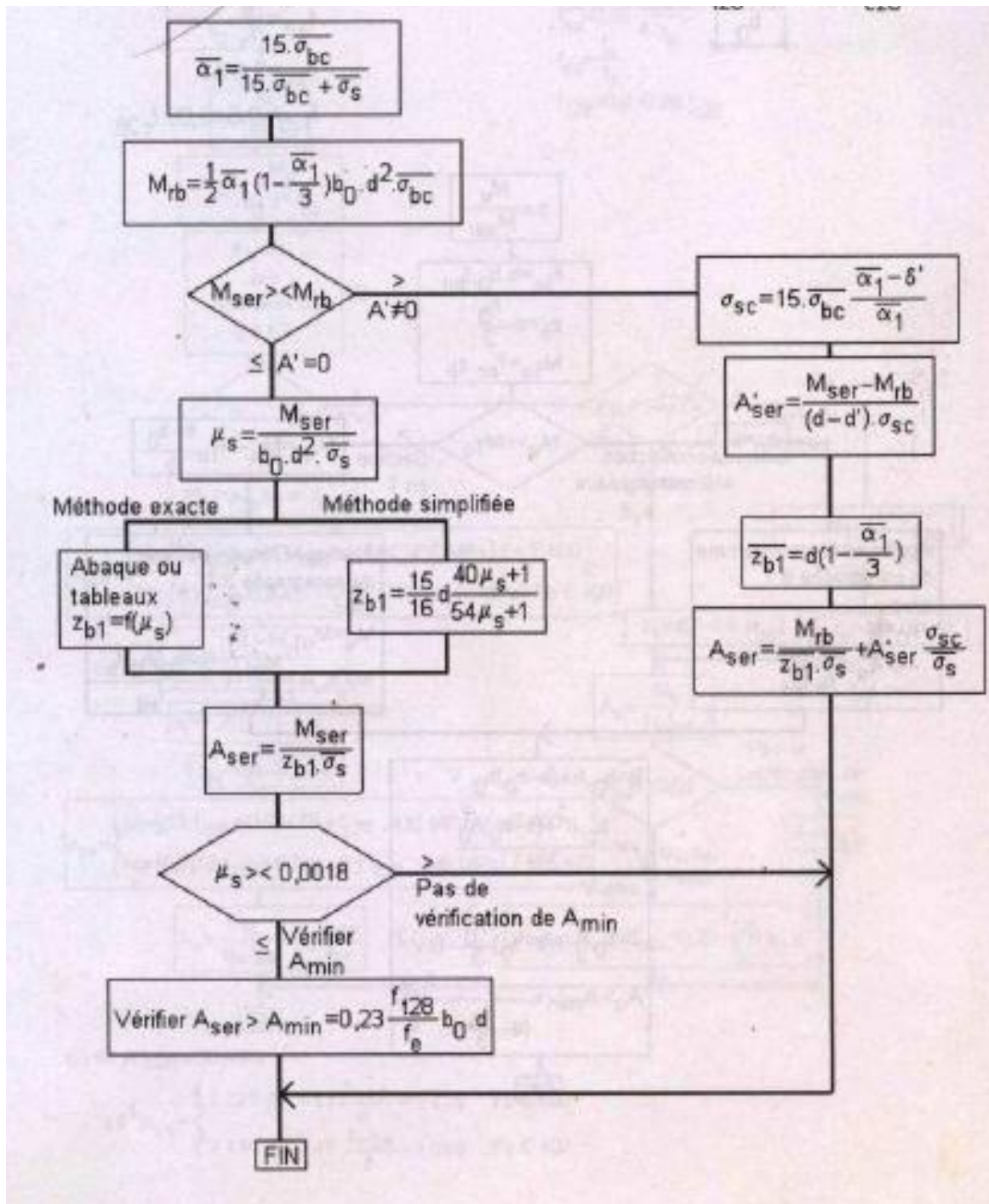
Calcul de la pente critique dans un dalot



Abaque de calcul de la vitesse critique dans un dalot

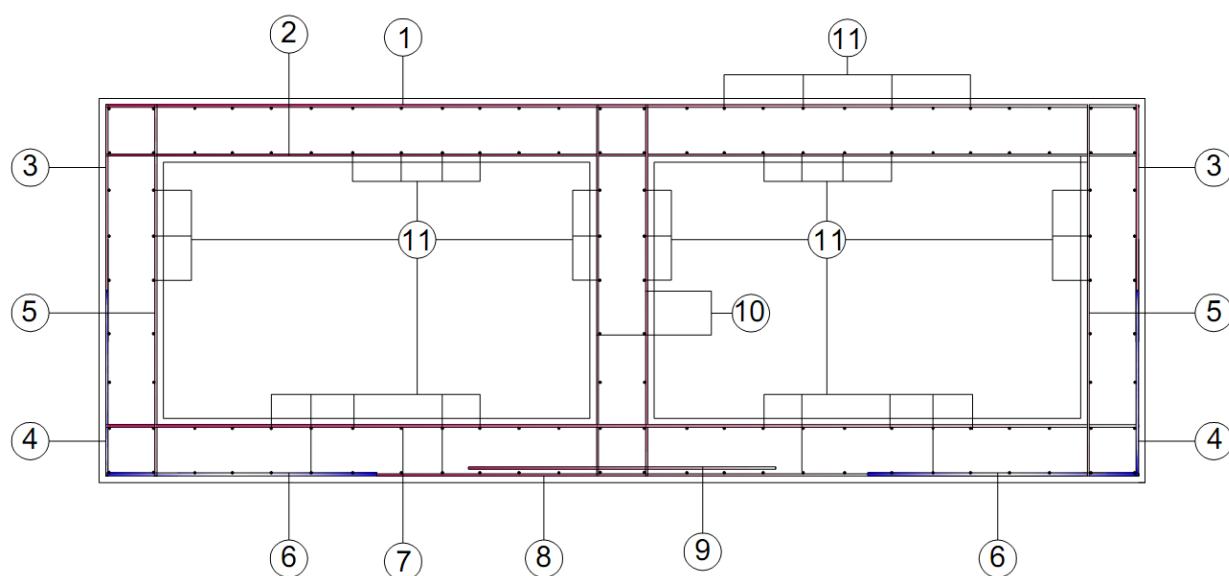


Annexe 11 Organigramme de dimensionnement des sections rectangulaires à l'ELS selon les règles du BAEL 91/99



ANNEXES

Annexe 12 Plan de ferrailage du dalot



| POSITION | ARMATURE | | FORME |
|----------|------------|----------|----------|
| 1 | 7HA12 | L=4,08 m | ∠ 3,84 ∖ |
| 2 | 5HA12 | L=4,08 m | ∠ 3,84 ∖ |
| 3 | 5HA10 | L=0,93 m | 0,81 ∖ |
| 4 | 2HA14+4HA8 | L=0,95 m | 0,81 ∖ |
| 5 | 5HA10 | L=1,64 m | ∠ 1,44 ∖ |
| 6 | 2HA14+4HA8 | L=1,65 m | 1,51 ∖ |
| 7 | 8HA10 | L=4,08 m | ∠ 3,84 ∖ |
| 8 | 5HA10 | L=2,28 m | 2,28 |
| 9 | 5HA10 | L=1,44 m | 1,24 |
| 10 | 5HA12 | L=1,64 m | ∠ 1,74 ∖ |
| 11 | 7HA8 | L=7,94 m | 7,74 |

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 | | | | | | | | |
|--------------------|---------|----------|-------------|----------|-----------|----------------|--------------|------------|
| Rendement | 16 m³/j | | | | | K=1,394 | | |
| 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 | |
| Manœuvre | 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 m³/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 dechantier | 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 | | | | | | | | | |
|--------------------|-----|----------|-------------|----------|-----------|----------------|--------------|------------|--|
| Rendement | | 2 m³/j | | | | | K=1,394 | | |
| Désignation | U | Quantité | Coût direct | | | Déboursés sec | | | |
| | | | 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 | m³ | 0,4 | m³ | 0,8 | 15 000,00 | 12 000,00 | | | |
| Ciment | kg | 150 | kg | 300 | 600,00 | 180 000,00 | | | |
| Gravier | m³ | 0,8 | m³ | 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 | | | | | | | | | |
|--------------------|-----|----------|-------------|----------|-----------|----------------|--------------|------------|--|
| Rendement | | 2 m³/j | | | | | K=1,394 | | |
| Désignation | U | Quantité | Coût direct | | | Déboursés sec | | | |
| | | | 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 | m³ | 0,4 | m³ | 0,8 | 15 000,00 | 12 000,00 | | | |
| Ciment | kg | 350 | kg | 700 | 600,00 | 420 000,00 | | | |
| Gravier | m³ | 0,8 | m³ | 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 | | | | | | | | |
|--------------------|------|----------|-------------|----------|-----------|----------------|--------------|------------|
| Rendement | 20m³ | | | | | K=1,394 | | |
| Désignation | U | Quantité | Coût direct | | | Déboursés sec | | |
| | | | 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 | m³ | 1 | m³ | 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 | | | | | | | | | |
|--------------------|-----|----------|-------------|----------|-----------|----------------|--------------|------------|--|
| Rendement | | 30 m²/j | | K=1,394 | | | | | |
| Désignation | U | Quantité | Coût direct | | | Déboursés sec | | | |
| | | | 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 | m² | 0,8 | m² | 24 | 4 000,00 | 96000,00 | | | |
| Pointe | kg | 0,15 | kg | 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 | | | | | | | | | |
|--------------------|-----|----------|-------------|----------|-----------|----------------|--------------|------------|--|
| Rendement | | 20 m²/j | | K=1,394 | | | | | |
| Désignation | U | Quantité | Coût direct | | | Déboursés sec | | | |
| | | | 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 | m² | 0,02 | m² | 0,4 | 15 000,00 | 6 000,00 | | | |
| Ciment | kg | 0,15 | kg | 120 | 600,00 | 72 000,00 | | | |
| Part matériaux | | | | | | 78 000,00 | | | |
| | | | | | | TOTAL DEBOURSE | | 167 500,00 | |
| | | | | | | PU=KD/R | | 11 674,75 | |

ANNEXES

➤ Armatures

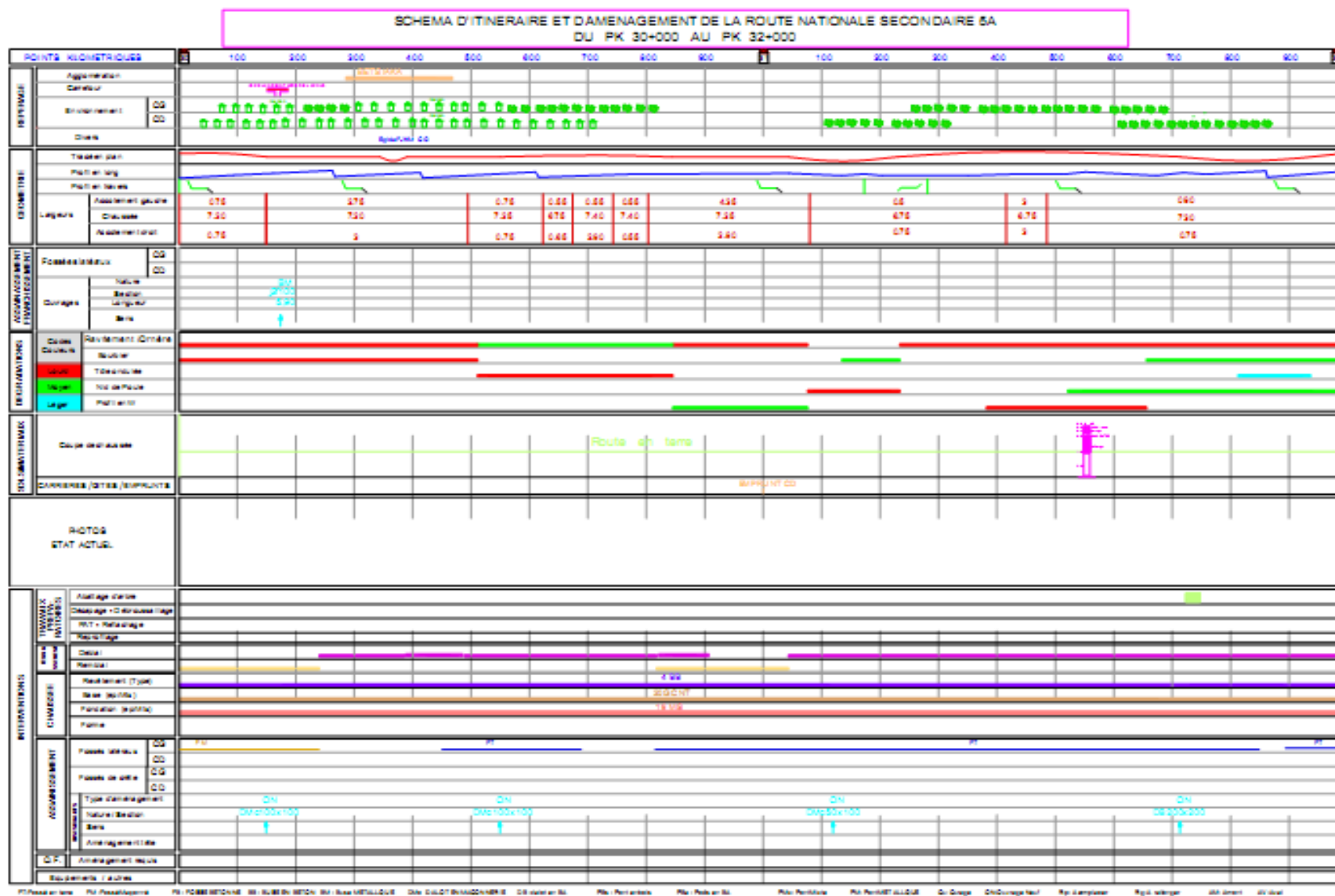
| Armatures | | | | | | | | |
|--------------------|----------|----------|-------------|----------|-----------|----------------|--------------|------------|
| Rendement | 100 kg/j | | | | | K=1,394 | | |
| Désignation | U | Quantité | Coût direct | | | Déboursés sec | | |
| | | | U | Quantité | PU | 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

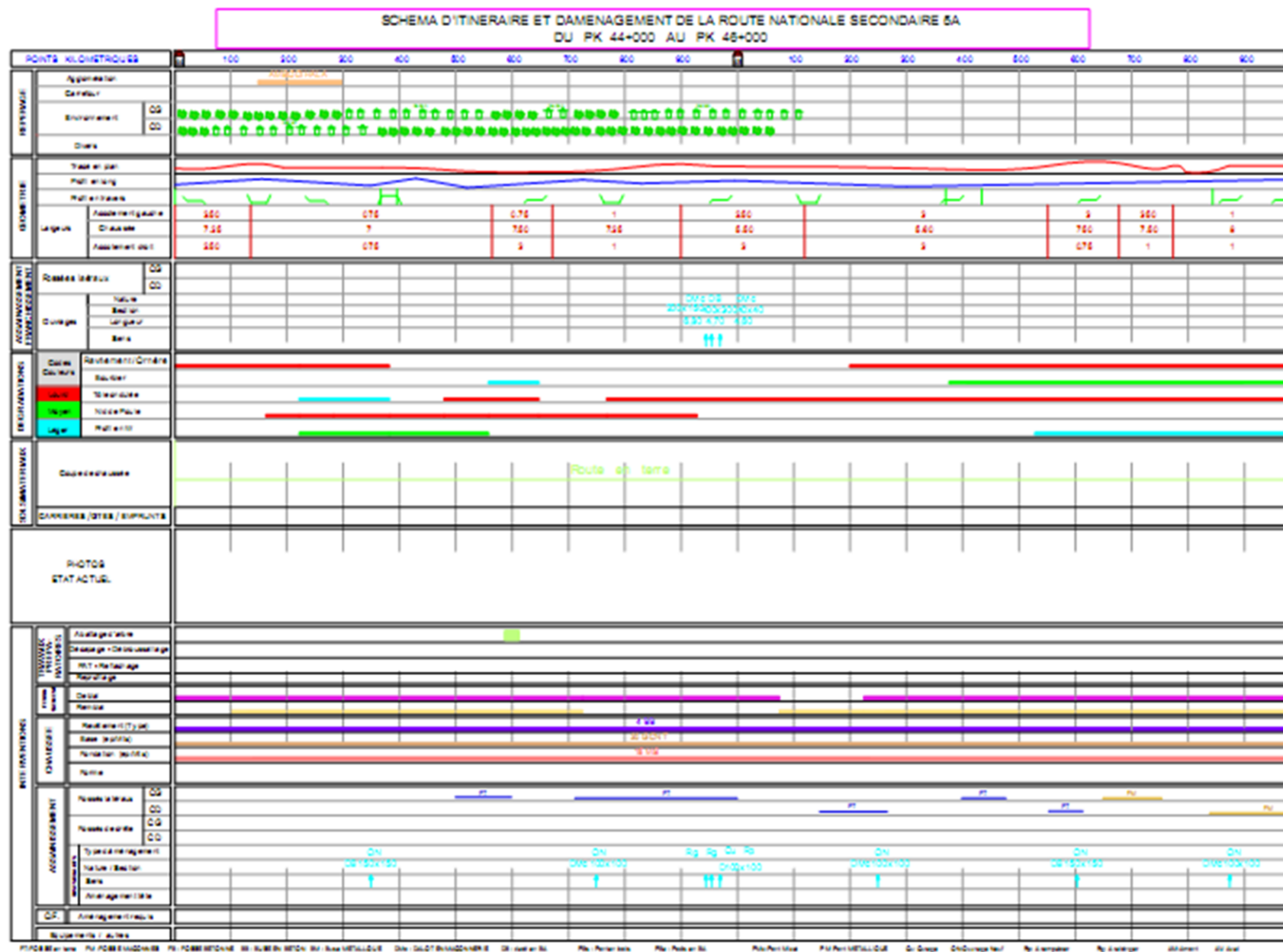
Annexe 14 Schémas d'itinéraire et d'aménagement



SCHEMA D'ITINERAIRE ET D'AMENAGEMENT DE LA ROUTE NATIONALE SECONDAIRE 5A
DU PK 36+000 AU PK 38+000

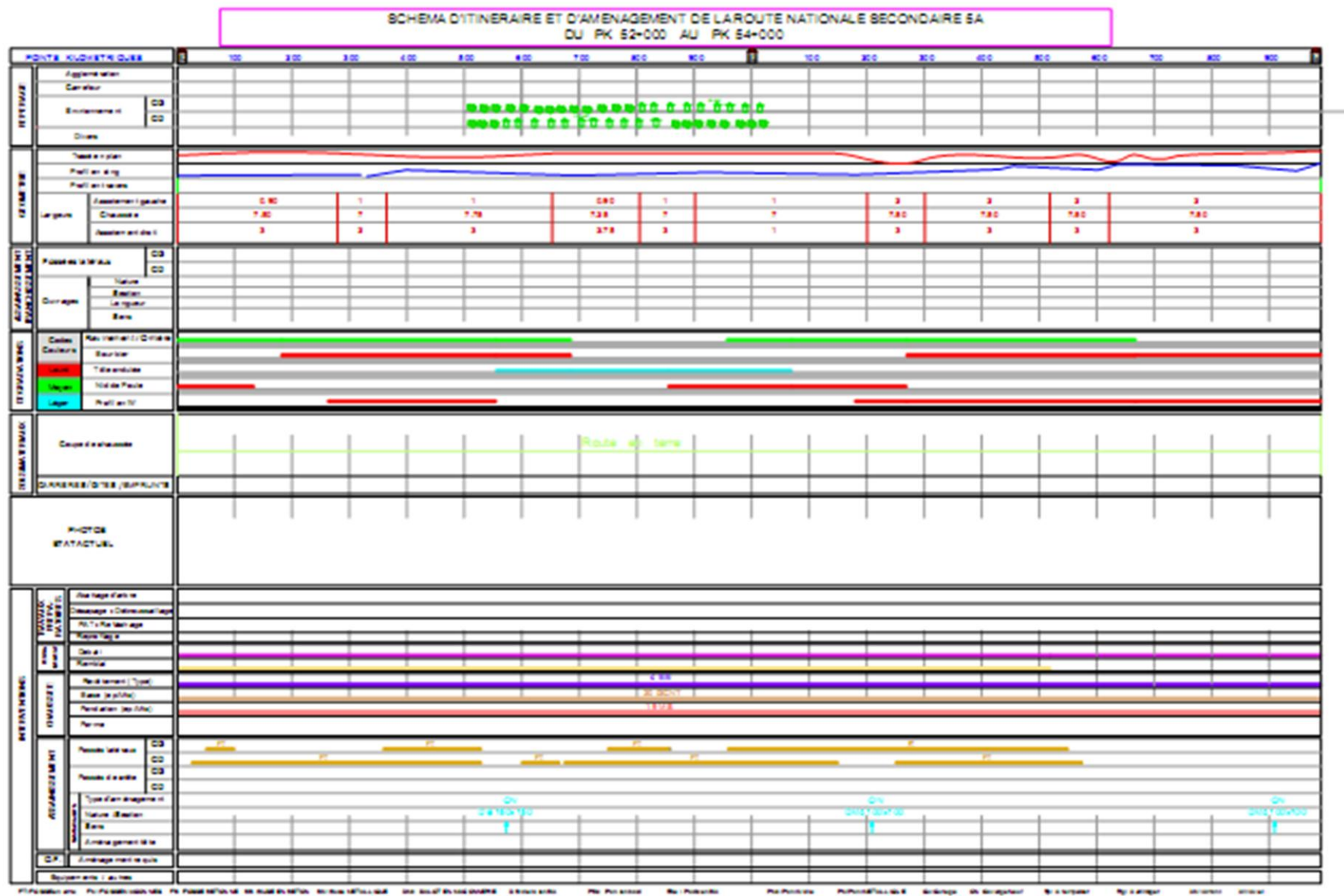
[illegible]

ANNEXES

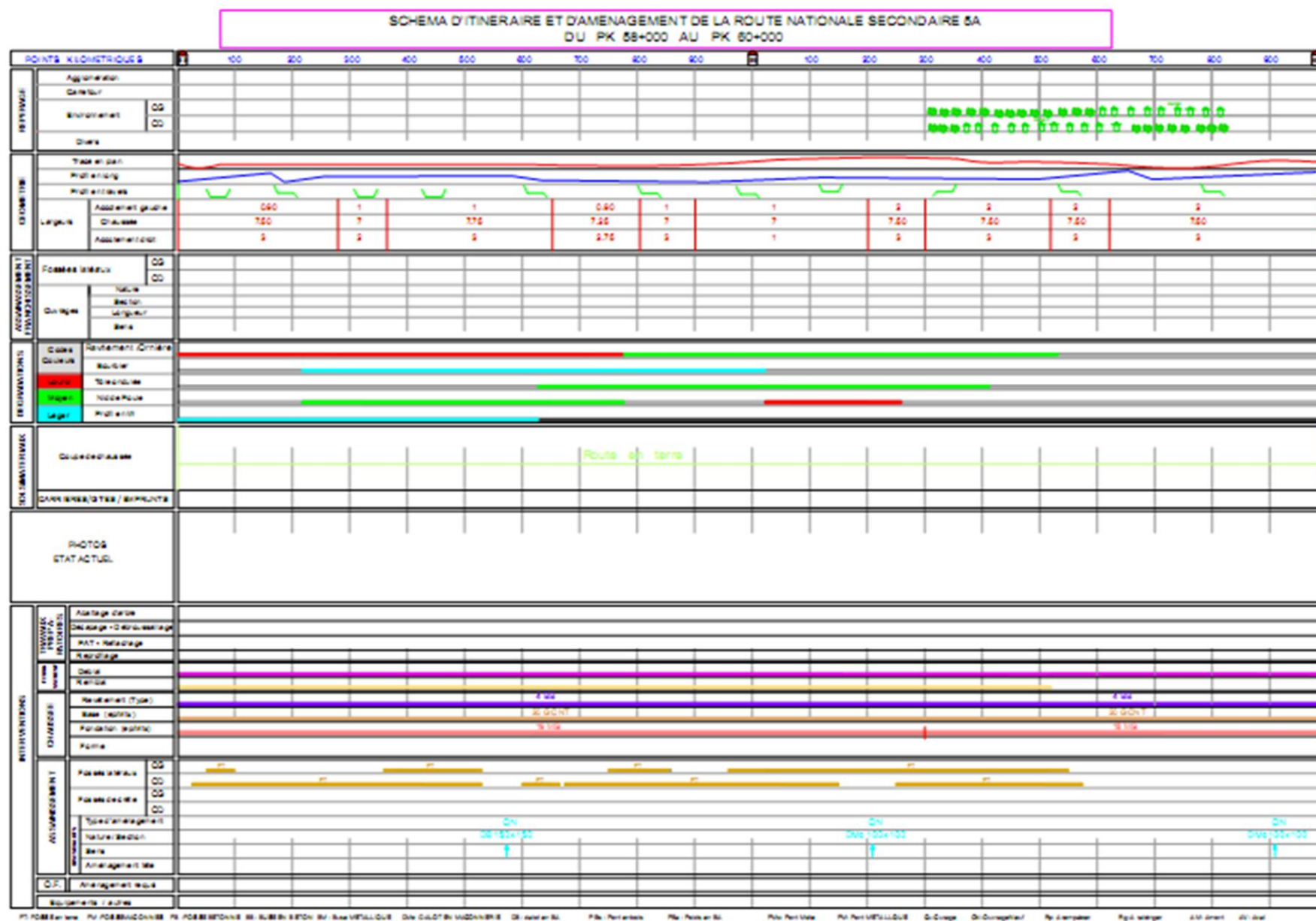


XXX

ANNEXES



ANNEXES



Nom : RAFANOMEZANTSOA
Prénoms : Herinandrasana Tahina
Adresse : Lot 207 AS Ambohipanja Ifafy
e-mail : tahrafanomezantsoa@gmail.com
Contact : +261 34 74 726 27



Titre du mémoire : « AMENAGEMENT DE LA ROUTE NATIONALE SECONDAIRE 5A
RELIENT AMBILOBE ET VOHEMAR DE BETSIKA 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