



SOMMAIRE

INTRODUCTION

PARTIE I : GENERALITES DU PROJET ET METHODES

CHAPITRE I. CONTEXTES PRELIMINAIRES ET CADRAGE DE L'ETUDE

CHAPITRE II. METHODE D'AIDE A LA DECISION

PARTIE II : CONCEPTION TECHNIQUE

CHAPITRE III. ETUDE DES PARAMETRES DE CONCEPTION

CHAPITRE IV. GEOMETRIE ET PROFIL EN TRAVERS DE L'AUTOROUTE

CHAPITRE V. CONCEPTION ET ETUDE DU REMBLAI

CHAPITRE VI. CONCEPTION DES STRUCTURES DE CHAUSSEE

CHAPITRE VII. OUVRAGES D'ASSAINISSEMENTS

PARTIE III : ANALYSE MULTICRITERE DU CHOIX DE LA CHAUSSEE

CHAPITRE VIII. CRITERES D'EVALUATIONS

CHAPITRE IX. ANALYSE MULTICRITERE POUR LA DECISION

CONCLUSION

ANNEXES





LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Carte de localisation du projet routier	4
Figure 2 : Carte de relief de la zone d'étude	5
Figure 3 : Répartition de la population d'Analamanga.....	7
Figure 4 : Histogramme du pourcentage des infrastructures sanitaires	8
Figure 5 : Arbre des objectifs.....	15
Figure 6 : Phases de la réalisation d'un projet routier	16
Figure 7 : Carte représentant les sections de routes pour le comptage de trafic.....	27
Figure 8 : Gisements meubles d'Ambohidava.....	40
Figure 9: Gisements meubles d'Ambohinome	40
Figure 10 : Gisements meubles d'Ambohitsoa et d'Avarabohitra.....	40
Figure 11 : Carrières prospectées.....	50
Figure 12 : Carte de délimitation des sous-bassins versants.....	58
Figure 13 : Variation moyenne annuelle de la pluviométrie.....	60
Figure 14 : Variation des rayons de courbure pour le tracé en plan	73
Figure 15 : Variation de la déclivité sur l'axe du projet	73
Figure 16 : Profil en travers type	74
Figure 17 : Rupture par glissement rotationnelle.....	77
Figure 18 : Méthode de Fellenius	79
Figure 19 : Modèle géométrique du remblai.....	80
Figure 20 : Banquette latérale au pied de remblai	84
Figure 21 : Rupture par poinçonnement	85
Figure 22 : Abaque de Salençon et Mandel pour le facteur de portance N_c	86
Figure 23 : Modèle de surcharge provoqué par le remblai	90
Figure 24 : Modèle de couche de fondation du tronçon 1	91
Figure 25 : Evolution du tassement dans le temps avec la surcharge temporaire.....	101
Figure 26 : Couche drainante et géomembrane d'étanchéité.....	107
Figure 27 : Structure d'une chaussée	108
Figure 28 : Charge de référence.....	113
Figure 29 : Classification du trafic.....	114
Figure 30 : Valeur de CAM pour un trafic fort selon la structure	115
Figure 31 : Valeur du risque de calcul selon le trafic et le type de structure.....	116



Figure 32 : Déformation horizontale admissible $\varepsilon_{t,ad}$ de GB 3 pour la structure souple....	121
Figure 33 : Déformation horizontale admissible $\varepsilon_{t,ad}$ de GB3 pour la structure bitumineuse épaisse	122
Figure 34 : Déformation verticale admissible $\varepsilon_{z,ad}$ pour la structure souple	122
Figure 35 : Déformation verticale admissible $\varepsilon_{z,ad}$ pour la structure bitumineuse épaisse	123
Figure 36 : Contrainte admissible $\sigma_{t,ad}$ pour le BC 5.....	124
Figure 37 : Contrainte admissible $\sigma_{t,ad}$ pour le BC 2.....	125
Figure 38 : Choix des épaisseurs pour la structure souple.....	125
Figure 39 : Choix des épaisseurs pour la structure bitumineuse épaisse	126
Figure 40 : Choix des épaisseurs pour la structure en béton de ciment	126
Figure 41 : Calcul des sollicitations pour la structure souple	127
Figure 42 : Calcul des sollicitations pour la structure bitumineuse épaisse	127
Figure 43 : Calcul des sollicitations pour la structure en béton de ciment	128
Figure 44 : Convention des signes sur ALIZE-LCPC	128
Figure 45 : Coupe transversale de la structure souple	130
Figure 46 : Coupe transversale de la structure bitumineuse épaisse.....	131
Figure 47 : Coupe transversale de la structure en béton de ciment	131
Figure 48 : Topologie du modèle de simulation des crues	133
Figure 49 : Ecoulement en charge dans un dalot d'équilibre.....	135
Figure 50 : Organigramme des étapes de dimensionnement hydraulique de dalot d'équilibre	137
Figure 51 : Distances de calcul de fossé de pied de talus	140
Figure 52 : Petit bassin versant formé par la chaussée et le remblai	142
Figure 53 : Système Bc	149
Figure 54 : Système Bt.....	149
Figure 55 : Modélisation des charges sur le dalot [kN/m]	152
Figure 56 : Expression des moments de flexion en encastrement parfait.....	154
Figure 57 : Modèle de charge trapézoïdale.....	157
Figure 58 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU et à l'ELS [kN.m].....	160
Figure 59 : Evolution des coûts globaux.....	178
Figure 60 : Graphe de surclassement pour le jeu N°1	186
Figure 61 : Graphe de surclassement pour le jeu n°2	187
Figure 62 : Graphe de surclassement pour le jeu n°3	187



LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Production agricole de la Région d'Analamanga	10
Tableau 2 : Effectif des principaux cheptels.....	11
Tableau 3 : Production annuelle de l'élevage	11
Tableau 4 : Effectif des unités de transformation dans la Région d'Analamanga.....	12
Tableau 5 : Nombre d'infrastructures hôtelières	13
Tableau 6 : Demandes en matière de besoins collectifs	14
Tableau 7 : Recensement de techniques de pondération	20
Tableau 8 : Echelle de notation pour la méthode WSM	23
Tableau 9 : Présentation des postes de comptage et des sections d'étude des trafics existants	27
Tableau 10 : Résultats du comptage par type de véhicule-2010 (VL et catégorie de PL).....	28
Tableau 11 : Nombre d'essieux élémentaires-2010.....	28
Tableau 12 : Trafic Moyen Journalier pour tout véhicule et poids lourds-2010	28
Tableau 13 : Trafic Moyen Journalier pour l'année de mise en service-2018.....	29
Tableau 14 : Débit horaire (deux sens) correspondant à une route bidirectionnelle de largeur 7 m	30
Tableau 15 : Résultats du pourcentage à évacuer sur l'autoroute.....	31
Tableau 16 : Débit horaire de la nouvelle construction routière en heure de pointe	33
Tableau 17 : Valeurs à partir des seuils calculés des capacités par type de route	35
Tableau 18 : Analyse de la situation estimée pour chaque choix d'infrastructure routière	36
Tableau 19 : Description générale des gisements meubles.....	39
Tableau 20 : Caractéristiques des sols de gisements meubles	41
Tableau 21 : Poids des spécifications et solutions de départ	42
Tableau 22 : Performances des variantes d'emprunt pour corps de remblai	43
Tableau 23 : Performances des variantes de gîte pour tête de remblai	43
Tableau 24 : Performances des variantes de gîte pour couche de fondation	44
Tableau 25 : Performances à même échelle des variantes d'emprunt pour corps de remblai	45
Tableau 26 : Performances à même échelle des variantes de gîte pour tête de remblai	45
Tableau 27 : Performances à même échelle des variantes de gîte pour couche de fondation	45
Tableau 28 : Résultat du Goal Programming des emprunts pour le corps de remblai.....	46
Tableau 29 : Résultat du Goal Programming des gîtes pour la tête de remblai.....	46



Tableau 30 : Résultat du Goal Programming des gites pour couche de fondation	46
Tableau 31 : Fuseau granulométrique du GNCT 0/31 ⁵	48
Tableau 32 : Fuseau granulométrique du GB 0/14	49
Tableau 33 : Propriétés des carrières	50
Tableau 34 : Volume total de matériaux rocheux nécessaires	51
Tableau 35 : Pondération des critères sur le choix de carrière	51
Tableau 36 : Performances des variantes de carrières	52
Tableau 37 : Performances à même échelle des variantes de carrières	52
Tableau 38 : Résultats de l'analyse GOAL PROGRAMMING des gisements rocheux	52
Tableau 39 : Coupe des terrains sur l'axe du projet.....	54
Tableau 40 : Résultats des essais au laboratoire des échantillons de sols	55
Tableau 41 : Paramètres caractéristiques des sous-bassins versants	59
Tableau 42 : Hauteur de pluie maximale journalière de 2015 à 1995	61
Tableau 43 : Hauteur de pluie journalière maximale en fonction du temps de retour T	64
Tableau 44 : Classification de l'échantillon.....	65
Tableau 45 : Valeur des nombres théoriques dans chaque classe.....	65
Tableau 46 : Caractéristiques des intervalles de confiance	67
Tableau 47 : Valeurs des coefficients de ruissellement	68
Tableau 48 : Résultats de calcul de débit des bassins versants.....	70
Tableau 49 : Valeurs limites des caractéristiques géométriques du tracé et du profil en long	72
Tableau 50 : Dévers pour une route de catégorie R80 ou T80	75
Tableau 51 : Caractéristiques de calcul pour les couches molles du Tronçon 2.....	77
Tableau 52 : Variation du coefficient de sécurité à la stabilité des pentes de talus.....	81
Tableau 53 : Extrait de calcul du coefficient minimal pour un rayon défini	82
Tableau 54 : Coefficient de sécurité minimal pour une pente plus douce	84
Tableau 55 : Caractéristiques géométriques des banquettes latérales de stabilité	84
Tableau 56 : Combinaison des couches pour le calcul de stabilité au poinçonnement	87
Tableau 57 : Lecture sur l'abaque des valeurs de Nc	87
Tableau 58 : Résultat de calcul à la stabilité au poinçonnement à court terme	88
Tableau 59 : Contraintes dues aux surcharges à 1,00 m de hauteur de remblai	90
Tableau 60 : Contraintes à mi- couche dues au poids propre des sols compressibles	92
Tableau 61 : Evaluation des tassements provoqués par la surcharge H=1,00 m	93
Tableau 62 : Valeurs corrélatives entre le facteur temps et le degré de consolidation	94



Tableau 63 : Temps de consolidation pour le premier chargement de 1,00 m	95
Tableau 64 : Temps de consolidation et tassements pour le premier chargement.....	97
Tableau 65 : Vérification de la stabilité au poinçonnement avant le deuxième chargement.....	98
Tableau 66 : Temps de consolidation et tassements pour le deuxième chargement.....	99
Tableau 67 : Vérification de la stabilité au poinçonnement avant le troisième chargement	99
Tableau 68 : Temps de consolidation et tassements pour le troisième chargement	100
Tableau 69 : Surcharge temporaire à la dernière étape de chargement pour H= 3,50 m.....	104
Tableau 70 : Récapitulation du mouvement de terre	106
Tableau 71 : Combinaison pour structure souple	109
Tableau 72 : Combinaison pour structure bitumineuse épaisse.....	109
Tableau 73 : Combinaison pour structure en béton de ciment.....	110
Tableau 74 : Classe de portance CEBTP	110
Tableau 75 : Classe de trafic CEBTP	111
Tableau 76 : Structure souple par la méthode CEBTP	112
Tableau 77 : Structure bitumineuse épaisse par la méthode CEBTP.....	112
Tableau 78 : Valeur de k en fonction du type de résultats de comptage	115
Tableau 79 : Classe de trafic cumulé TCi	117
Tableau 80 : Classe de l'arase de terrassement.....	118
Tableau 81 : Classe de la plate-forme.....	119
Tableau 82 : Conditions de surclassement de portance des plates-formes	119
Tableau 83 : Analyse multicritère WSM de la décision du choix de la couche de surface ...	120
Tableau 84 : Composition de la couche de surface.....	120
Tableau 85 : Récapitulation des valeurs admissibles et des valeurs maximales.....	129
Tableau 86 : Epaisseur des différentes couches par la méthode ALIZE-LCPC [cm]	129
Tableau 87 : Emplacement et fonctionnement des dalots du projet	134
Tableau 88 : Débit à évacuer pour chaque dalot [m^3/s]	136
Tableau 89 : Résultats de calcul pour le dimensionnement des dalots d'équilibre	139
Tableau 90 : Dimensions des dalots du projet.	139
Tableau 91 : Subdivision des sections de calculs	141
Tableau 92 : Moments fléchissants aux nœuds par les charges permanentes au-dessus du tablier [kN.m].....	155
Tableau 93 : Moments fléchissants aux nœuds du portique cadre du dalot simple [kN.m] ..	156
Tableau 94 : Moments fléchissants en mi- travée des barres.....	158



Tableau 95 : Moments de fléchissants en mi- travée à l'ELU et à l'ELS [kN.m]	158
Tableau 96 : Efforts tranchants aux nœuds des barres.....	159
Tableau 97 : Efforts tranchants à l'ELS et à l'ELU [kN]	159
Tableau 98 : Armatures du radier du dalot	165
Tableau 99 : Armatures longitudinales et transversales du dalot	168
Tableau 100 : Valeurs des coefficients et des frais.....	171
Tableau 101 : DQE pour la variante de chaussée souple.....	172
Tableau 102 : DQE pour la variante de chaussée bitumineuse.....	173
Tableau 103 : DQE pour la variante de chaussée en béton de ciment.....	174
Tableau 104 : Scénarios type d'entretien et de renforcement.....	176
Tableau 105 : Montant des coûts globaux évalués tous les 5 ans.....	177
Tableau 106 : Système présentant le moins d'impacts potentiels.....	179
Tableau 107 : Evaluation des critères sur les impacts et dommages sur l'écosystème	180
Tableau 108 : Jeux de pondérations sur les critères.....	181
Tableau 109 : Performance des variantes sur les critères	182
Tableau 110 : Performances de variantes modifiées pour ELECTRE I	183
Tableau 111 : Concordance spécifique des hypothèses de surclassement sur le critère C1 ..	184
Tableau 112 : Concordance globale sur les hypothèses de surclassement	184
Tableau 113 : Discordance des hypothèses de surclassement	185
Tableau 114 : Vérification des seuils pour le jeu de pondération n°1	186



LISTE DES ABREVIATIONS

ESPA : Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
MAP : Madagascar Action Plan
RN : Route Nationale
PUD : Plan d'Urbanisme Directeur
MTP : Ministère des Travaux Publics
MEPPATE : Ministère d'Etat en charge des Projets Présidentiels, de l'Aménagement de Territoire et de l'Equipement
MAEP : Ministère de l'Agriculture, de l'Elevage et de la Pêche
PK : Point Kilométrique
TPC : Terre-Plein Central
INSTAT : Institut National de la Statistique
CREAM : Centre de Recherches, d'Etudes et d'Appui à l'analyse économique à Madagascar
CSB : Centre de Santé de Base
CHD: Centre Hospitalier de District
CHU: Centre Hospitalier Universitaire
WSM : Weigh Sum Method
ELECTRE : ELicitation Et Choix Traduisant la REalité
TMJ : Trafic Moyen Journalier
MJA : Moyenne journalière annuelle des Poids Lourds
UVP : Unité de Véhicule Particulier
SETRA : Service d'Etudes des Routes et Autoroutes
NF : Norme Française
OPM : Optimal Proctor Modifié
MO : Matière Organique
CBR : California Bearing Ration
MS : Matériau Sélectionné
GTR : Guide Terrassement Routier
LA : Los Angeles
MDE : Micro Deval en présence d'Eau
ES : Equivalent Sable
CA : Coefficient d'Aplatissement



GCNT : Grave Concassé Non Traitée

GB : Grave Bitume

BC : Béton de Ciment

BB : Béton Bitumineux

SBV : Sous-Bassin Versant

BAU : Bande d'Arrêt d'Urgence

BDG : Bandes Dérasée de Gauche

ARP : Aménagement des Routes Principales

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

CEBTP : Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics

PTC : Poids Total en Charge

TC : Trafic Cumulé

NE : Nombre d'Essieu

CAM : Coefficient d'Agressivité Moyenne

BBSG : Béton Bitumineux Semi-Grenu

BBTM : Béton Bitumineux Très Mince

BBC : Béton Bitumineux Clouté

BBDr : Béton Bitumineux Drainant

BBME : Béton Bitumineux à Module Elevé

AR : Arase

PF : Plate-forme

NPHE : Niveau des Plus Hautes Eaux

OH : Ouvrage Hydraulique

SC : Section de Calcul

ELU : Etat Limite Ultime

ELS : Etat Limite de Service

HA : Haute Adhérence

DQE : Détail Quantitatif et Estimatif

PU : Prix Unitaire

SS : Structure Souple

SBE : Structure Bitumineuse Epaisse

SBC : Structure en Béton de Ciment

ACV : Analyse de Cycle de Vie



INTRODUCTION

La qualité et le nombre d'infrastructures routières sont des paramètres traduisant le niveau de développement d'un pays. L'efficacité du service des réseaux routiers se mesure par le gain de temps, par la réduction du nombre d'accidents et de décès, et par la satisfaction des besoins des usagers. Le Gouvernement Malgache dispose de deux principaux Ministères responsables de l'administration routière. Toutes les prises de décisions autour des projets routiers s'effectuent au sein du Gouvernement. L'essor économique devrait culminer dans la Capitale. La majorité des grandes routes nationales, sources de flux économiques, convergent vers la grande ville d'Antananarivo. Malheureusement, la circulation de véhicules pose des problèmes de fluidité, en l'occurrence, sur l'axe du Centre-ville vers la sortie de la route national n°4 et vers l'aéroport international d'Ivato.

La solution de désengorgement de l'administration routière est l'aménagement d'une autoroute reliant Ivato vers Andohatapenaka, avec un nombre de voie suffisant pour résoudre le déséquilibre du trafic. Beaucoup de paramètres techniques conditionnent l'élaboration d'une telle infrastructure. Toutefois, les décideurs du Gouvernement ne sont pas forcément des techniciens en la matière. Le concepteur devra réunir les contraintes techniques et les exigences des décideurs en matière d'important investissement financier et de divers critères. Par conséquent, le thème de cet ouvrage sera : « **Conception de l'autoroute reliant Ivato et Andohatapenaka en intégrant l'aide multicritère à la décision** ». L'importante décision à prendre concerne l'investissement dans le type chaussée. Pour d'aboutir à la conception de ces variantes de chaussée, d'autres ouvrages importants doivent être étudiées. Le traitement du sujet se divisera en trois parties :

- Généralités du projet et méthodes ;
- Conception technique ;
- Analyse multicritère du choix de la chaussée.

PARTIE I : GENERALITES DU PROJET ET METHODES



CHAPITRE I. CONTEXTES PRELIMINAIRES ET CADRAGE DE L'ETUDE

I.1 Contexte du projet

Depuis la Troisième République de Madagascar, le projet de construction d'une autoroute reliant l'Aéroport d'Ivato et Ampasika a vu le jour. Son impulsion fut cadrée dans le contexte du projet Madagascar Action Plan (MAP) 2007-2011. Des constats réels montrent que les embouteillages se concentrent notamment dans les points d'accès de la Capitale à la Route Nationale n°7 (RN7); à la Route Nationale n°1 (RN1), à la Route Nationale n°4 (RN4), à la Route Nationale n°2 (RN2), et à la Route Nationale n°3 (RN3).

De ce constat, le Gouvernement a élaboré un Plan d'Urbanisme Directeur (PUD) 2004-2023. Trois plans de route circulaire dans les zones suburbaines et les points de dynamisme de la capitale sont proposés : la Grande Rocade, la Rocade reliant les Communes et le Petit Boulevard.

Depuis 2006, des infrastructures routières ont été réalisées : à l'exemple du Boulevard de l'Europe, et du Boulevard Marais Masay, ainsi que le Boulevard de Tokyo (By Pass) reliant la RN 7 et la RN 2, la bretelle reliant By Pass et Ankadimbahoka.

La crise politique de 2009 a mis en suspension la majorité des projets du PUD. Les sources de financement ont été gelées pendant la période de transition et les travaux de réhabilitation des routes de la ville sont en baisse. Le projet Ampasika – Ivato Aéroport reste en gestation d'étude ainsi que de nombreux plans de nouvelles constructions. Seuls les projets d'investissement Partenariat Public Privé (3P) ont vu le jour pendant cette période de crise.

En 2015, la relance du projet s'amorce avec les projets présidentiels, tout en restant dans le cadre du PUD. Afin de rehausser l'image de marque ternie d'Antananarivo, désigné Capitale de Madagascar, il s'avère intéressant de revoir les projets favorables à cette optique, notamment le projet reliant l'Aéroport International d'Ivato et Ampasika.

Le projet du Ministère des Travaux Publics (MTP) est repris par le Ministère d'Etat en charge des Projets Présidentiels, de l'Aménagement de Territoire et de l'Equipement (MEPPATE), avec quelques modifications du tracé. Le tracé qui reste intact est celui reliant Ivato et l'intersection de la Route Digue-Route Nationale n°58 (RN58) à la route menant à Ambohitrimanjaka (Point Art Malagasy).



L'étude de la nouvelle infrastructure se portera sur le tronçon du PK 0+000 au PK 12+650 du projet Ivato Aéroport-Andohatapenaka

I.2 Domaine d'étude du projet

I.2.1 Description du projet

Le projet Ivato - Andohatapenaka consiste à la construction d'une autoroute de 2 fois 2 voies sur la plaine de l'Ikopa, obligatoirement la construction d'un remblai de terrassement, sur un tracé de 12,65 km. Cette autoroute va comporter 2 chaussées séparées par un Terre-Plein Central (TPC) rendant très improbable les impacts frontaux. Elle va présenter deux (2) carrefours giratoires et un carrefour dénivelé (PK 4+850), deux (2) ponts de 50 m sur la rivière Mambakely.

L'autoroute partira de l'Aéroport International d'Ivato, coupera l'actuel accès à l'Aéroport par la RN 52, longera la plaine d'Ivato et les rives du Lac Andranotapahina, coupera la RN 4, contournera l'Ouest de l'Imerinafovoany et d'Ambohibao, longera la plaine de l'Ikopa et bordera la rivière jusqu'à l'intersection sur la RN 58.

I.2.2 Localisation du projet et milieu physique

I.2.2.1 Localisation

Le projet touche les deux Districts d'Ambohidratrimo et d'Antananarivo Renivohitra dans la partie Nord-Ouest et Nord de la Capitale, Région Analamanga. La nouvelle autoroute constitue essentiellement le relais de plusieurs Communes : la Commune d'Ivato Aéroport, la Commune d'Ambohidratrimo, la Commune d'Antehiroka, la Commune d'Amboromposty, celle d'Ambohitrimanjaka et le VI^{ème} arrondissement de la Commune Urbaine d'Antananarivo.

Figure 1

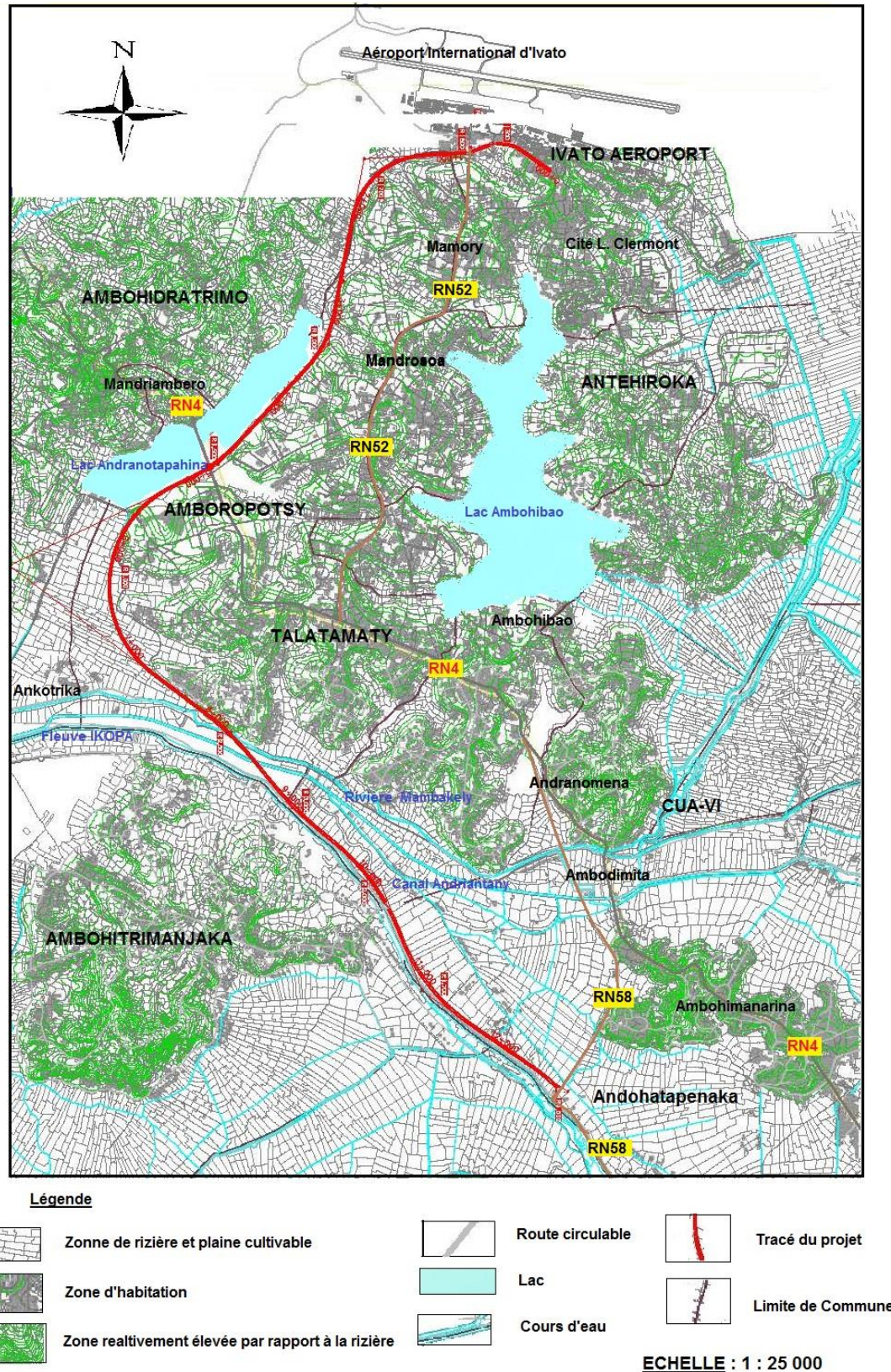


Figure 1 : Carte de localisation du projet routier

Source : MTP (2008)

I.2.2.2 Milieu physique

a. Relief

Antananarivo, couvrant une superficie de 19 081 km², présente un relief dissocié à altitude variant de 600 m à 1700 m. La Région Analamanga, dans laquelle il se situe, fait partie des « Hautes Terres », en référence à l'ensemble de l'île. Son relief se distingue en 3 ensembles (*Ministère de l'Agriculture, de l'Elevage et de la Pêche ou MAEP, 2013*). Le projet de construction s'implante dans les zones basses de la vallée de l'Ikopa, plus précisément dans le long de la limite des Communes d'Ambohitrimanjaka, d'Antehiroka, de Talatamaty, d'Ambohidratrimo, d'Ivato Firaiana et d'Ivato Aéroport. L'altitude le long du tracé varie de 1 257 m à 1 245 m. **Figure 2.**

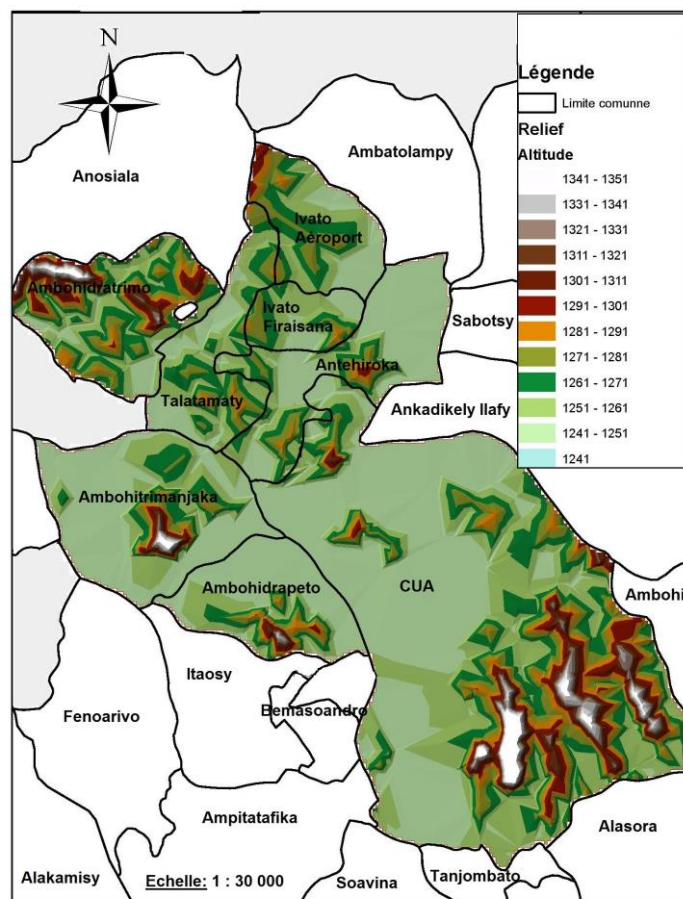


Figure 2 : Carte de relief de la zone d'étude

Source : L'auteur/ArcGis (2016)



b. Géologie et pédologie

La géologie et la pédologie reflètent, en général, la cohérence de l'étude géotechnique ultérieure. Afin d'anticiper la future étude géotechnique, il est avantageux de se restreindre à la géologie de la Région uniquement.

Le sous-sol de la zone d'influence indirecte (*MAEP, 2013*), située sur l'axe central de Madagascar, est généralement constitué de granite et migmatite (Nord) ; infra-granite (Moyen Ouest) ; néogène lacustre et granite du Nord Est ; volcanisme à néogène à quaternaire de l'Itasy ; séries schisto-quartzo-calcaire du Sud.

Sur ce sous-sol, des formations sédimentaires sont des sols ferralitiques bruns humifères (Ambohitompoina Soavinandriana) et des sols bruns sur basalte récents (Andranomafana); des sables (massifs quartziques sédimentaires) ; des sols ferralitiques squelettiques sur socle (massifs granitiques de l'Ankaratra).

c. Climat et pluviométrie

Malgré les phénomènes de changements de facteurs climatiques, la zone d'étude fait partie du régime climatique tropical d'altitude, supérieure à 900 m. Elle est caractérisée par une température moyenne annuelle inférieure à 18,9°C. L'année comporte deux saisons bien distinctes : une saison pluvieuse et moyennement chaude de Novembre à Mars et une autre fraîche et relativement sèche durant le reste de l'année. Les précipitations maximales se manifestent en Décembre de l'ordre de 304,1 mm avec des températures maximum et minimum respectivement de 25,8°C et 16,3 °C. Les perturbations tropicales sont rarement redoutables dans la Région, par rapport aux zones côtières mais les fortes pluies diluviennes provoquent souvent l'inondation des zones basses.

d. Hydrologie

Une grande partie des principaux fleuves de Madagascar traverse la Région Analamanga, notamment l'Ikopa et ses Affluents (Sisaony, Mamba et Andromba). Le Lac Andranotapahina constitue un déversoir d'équilibre des eaux. On répertorie les bassins versants (BV) suivant les stations d'observations (*MAEP, 2013*).

I.2.3 Milieu social et humain

I.2.3.1 *Population*

D'après l'Institut National de la Statistique (INSTAT) en 2013, la Région Analamanga constitue 3 % de la superficie de Madagascar, elle abrite 15 % de la population nationale. La population est fortement concentrée dans le District d'Antananarivo Renivohitra (39 % de la population de la Région). **Figure 3.** Cette pression démographique dans la Capitale résulte du phénomène d'urbanisation qui attire la population des autres Districts. Les Districts d'Ankazobe, Andramasina, Anjozorobe, et Soavinandriana rassemblent le moins de population (au plus 6 %). Les deux Districts (Antananarivo Renivohitra et Ambohidratrimo) regroupent 46,8 0% de la population de la Région entière. Actuellement (en 2015), pour un taux d'accroissement naturel de 21,9 % (à Antananarivo Renivohitra), la Région habrite dans les 1 600 000 habitants avec une densité global de 93 habitants au km².

Vues cette démographie et cette densité globale, les habitants des Districts anticiperont un besoin d'expansion des voies de communication pour un équilibre du flux de biens et de personnes.

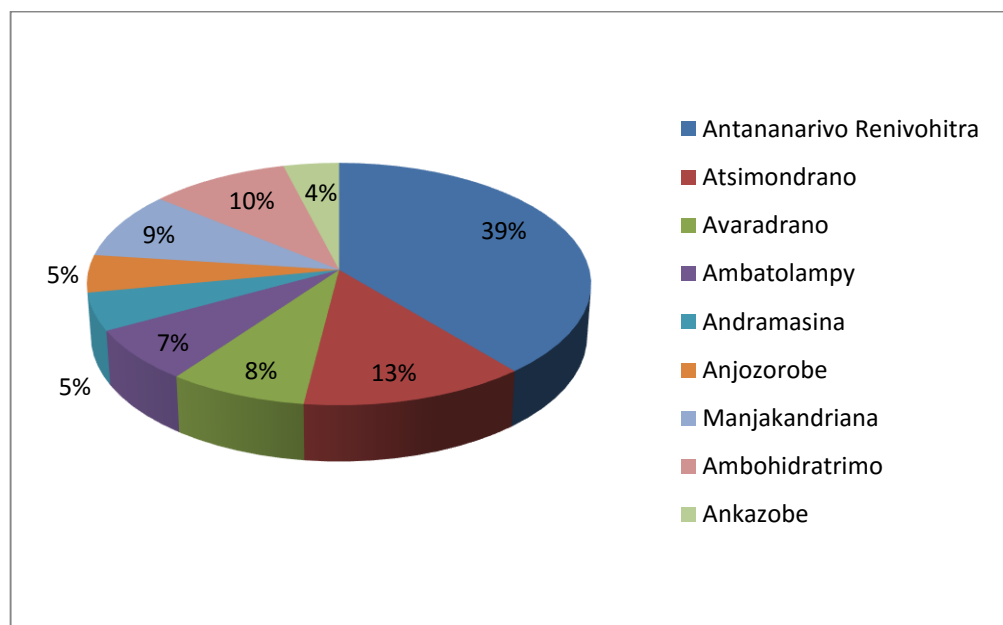


Figure 3 : Répartition de la population d'Analamanga

Source : INSTAT (2013)

I.2.3.2 Santé

Dans le domaine de la santé, la morbidité significative est caractérisée par les syndromes palustres ; les diarrhées et les parasitoses intestinales, lesquels constituent les principales causes de mortalité affectant la population. Les déchets industriels, en contact avec l'eau et la pollution de l'air de la Capitale, engendrent des infections respiratoires aiguës (IRA), favorisant la tuberculose. Les Maladies Sexuellement Transmissibles (MST) ne sont pas négligeables.

La Région d'Analamanga dispose plus de formations sanitaires que les autres régions. Particulièrement pour la Capitale, on y trouve tous les niveaux de Centre médicaux, environ 77% des formations sanitaires privées. Le taux de mortalité augmente dans le milieu rural, à l'opposé du milieu urbain, surtout les zones éloignées et difficiles d'accès à Antananarivo. Le déplacement pour les hôpitaux qualifiés pour ces zones est assez conséquent.

On enregistre à l'Imerina central le pourcentage des infrastructures sanitaires publiques et privées. Les Centres de Santé de Base 2 (CSB2) regroupent 70% pour les infrastructures de santé Publics et 93% pour les Privés et les Hôpitaux en minorité. **Figure 4.**

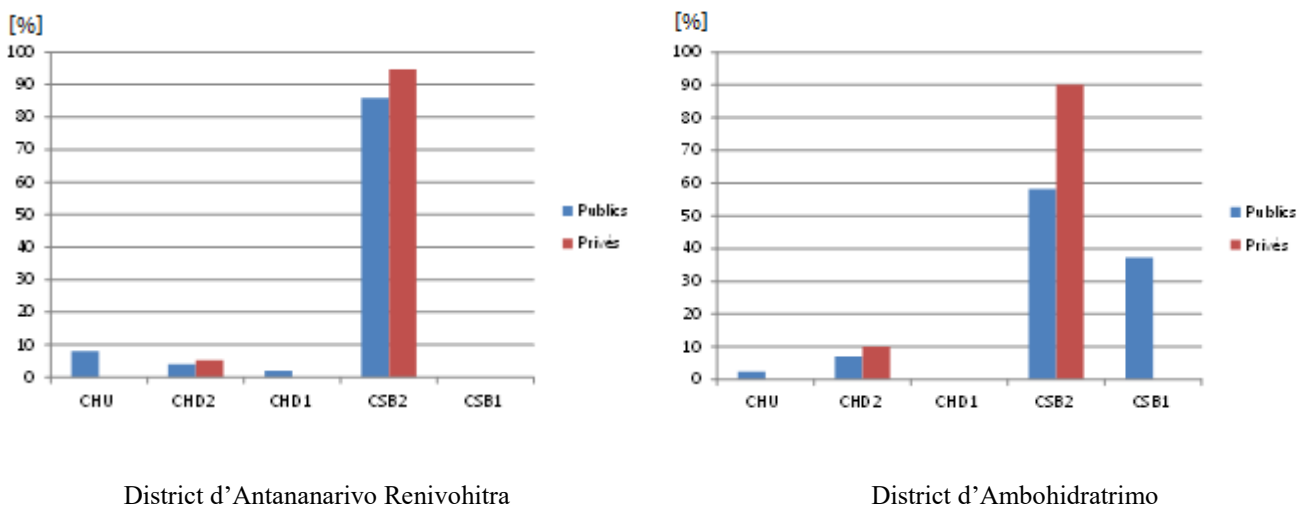


Figure 4 : Histogramme du pourcentage des infrastructures sanitaires

Source : INSTAT (2013)



I.2.3.3 Infrastructures routières :

a. Inventaire des routes

Bénéficiant de la présence de la Capitale dans son ressort territorial, Analamanga dispose d'un réseau routier relativement dense. Ce réseau comprend en totalité 3 765,2 km de route, dont 16,8% bitumée, 73% en terre, 0,7% empierrée. (*MTP, 2013*)

Tous les chefs-lieux des Districts, à l'exception d'Andramasina, sont reliés à la Capitale par des routes bitumées. La majeure partie des Communes Rurales sont reliées à leurs chefs-lieux de Districts par des routes en terre, dont la plupart se trouvent dans un piteux état, en raison du manque d'entretien permanent.

b. Gares routières

On enregistre 5 gares routières situées dans la Capitale et une à Atsimondrano (Antanimenakely). A part les sites qui servent de terminus pour les bus, ces gares constituent les pôles de flux entre Analamanga et les autres Régions. Deux d'entre elles sont gérées par des entreprises privées. Parmi les sites les plus concernés par le flux de véhicules du projet, il y a :

- La gare d'Anosizato-« Fasan'ny Karana » à destination pour la RN 7 (Sud), RN 1 (Ouest) avec un flux de 911 voitures (*Enquêtes Alfa développement en 2007*);
- La gare d'Ambodivona avec les axes :
 - Nationale-Nord-Est et Nord et Nord-Ouest : RN 4, RN 6 ;
 - Nationale-Est : RN 2 - Privée (VATSI) ;
 - Régionale-RN 3 (Anjozorobe)

Les constructions de nouveaux sites de stationnement sont en cours et se termineront au début de l'année 2017. Le projet du MEPPATE vise à déplacer les gares d'Anosizato et d'Ambodivona. Ainsi, le stationnement pour les axes RN 7 et RN 2 seront à Ambohimananambola-By Pass ; celui pour les axes RN 1, RN 4 et RN 6 seront à Andohatapenaka à proximité de l'embouchure du projet sur la digue RN 58.



I.2.4 Potentialités économiques de la zone d'influence

I.2.4.1 *Agriculture*

La majorité de la population rurale de la Région s'oriente vers le secteur agricole. Ce secteur est caractérisé par la prépondérance de la riziculture qui reste la principale activité de la quasi-totalité des ménages, rencontré sur les plaines de l'Ikopa. Les cultures vivrières occupent 95% des superficies cultivées. Le développement du secteur agricole de la capitale est en effervescence depuis l'appui de nouvelles techniques agro-économiques, mais les cultivateurs se font continuellement rattraper par le changement climatique avec ses aléas. Entre autres, une adaptation convenable s'impose surtout avec les acquisitions de terrains dans la Capitale, face aux divers projets de construction d'infrastructures de bâtiment et d'infrastructures urbaines. (MAEP, 2013).

Le **tableau 1** présente les informations sur l'agriculture de la Région.

Tableau 1 : Production agricole de la Région d'Analamanga

Type de culture	Production [t]	Superficie cultivée [ha]	Rendement [t/ha]
Vary aloha	71 491,23	16 901	4,23
Vary vakiambiaty	346 504,86	77 050	4,50
Vary an-tanety	4 371,15	2 534	1,73
Manioc	241 882,08	20 496	11,80
Haricot sec	8 239,00	6 262	1,32
Maïs	9 680,72	4 102	2,36
Pomme de terre	4 644,66	389	11,94
Patate douce	60 102,61	8 404	7,15
Tomate	6 106,98	456	13,39
Voanjobory	766,32	248	3,09
Arachide	406,63	157	2,59
Petit pois	746,48	301	2,48

Source : MAEP (2013)

I.2.4.2 Elevage et la pêche

L'élevage et la pêche constituent un levier pour le développement de l'économie rurale de la Région. Elles peuvent être catégorisées en deux :

- ✓ Les filières porteuses qui cadrent des activités tournées vers le marché et constituant une importante source de revenu pour les acteurs : l'aviculture intensive dans la Capitale, l'apiculture, la production laitière d'Avaradrano et d'Atsimondrano ;
- ✓ Les filières qui cadrent des activités secondaires pour les ménages, leur constituant une épargne consommée en cas de manque de trésorerie comme l'aviculture familiale, élevage porcin.

Les données statistiques de l'élevage sont données par les **tableaux 2 et 3** comme source : *INSTAT/CREAM (2013)* :

Tableau 2 : Effectif des principaux cheptels

Espèces	Nombre total dans la Région [têtes]
Ovin/Caprin	15 370
Porcin	166 320
Bovin	405 930
Volailles	2 542 378

Tableau 3 : Production annuelle de l'élevage

Produits		Quantités
Viande [kg]	Ovin/Caprin	196 170
	Porcin	3 485 580
	Bovin	8 415 000
Lait [litre]		70 374 528
Œufs [unité]		185 861 790
Foie gras [kg]		710
Miel [litre]		23 200

I.2.4.3 Industrie et artisanat

Analamanga abrite plus de la moitié des industries et la grande partie des entreprises franches à Madagascar. Les activités du secteur secondaire dans la Région sont surtout constituées de la confection textile, de la menuiserie-scierie, de la lapidairerie-bijouterie, de la décortiquerie et des travaux métallurgiques ; la transformation agroalimentaire n'en représente qu'une infime partie. **Tableau 4.** Notamment dans la Capitale, une importante activité artisanale se situe sur l'intersection Route Digue- Ambohitrimanjaka. Ce site de l'Art Malagasy constitue un grand pôle de vente pour les artisans et leurs productions sont rarement en baisse.

Tableau 4 : Effectif des unités de transformation dans la Région d'Analamanga

Activités	Nombre
Confection textile	330
Menuiserie-scierie	325
Lapidairerie-bijouterie	305
Transformation des bois	164
Transformation agroalimentaire	11

Source : CREAM (2013)

I.2.4.4 Transport et commerce

Avec le réseau routier axé sur la Capitale, le domaine du transport est en fluctuation et en effervescence. Beaucoup d'échanges de marchandises existent entre les Districts et les Régions environnantes. De nouveaux axes de ligne de bus se forment dans le besoin des flux commerciaux urbains et suburbains. L'enquête CREAM en 2013 a dénombré, pour la zone d'influence directe, 930 collecteurs de produits agricoles concentrés à Antananarivo Renivohitra et 144 à Ambohidratrimo.

Dans la Région, 76,12 % des Communes ont des places de marché et 57,46% ont un lieu aménagé à cet effet. Les grands marchés hebdomadaires sont les lieux de transactions directs ou indirects entre producteurs et consommateurs. Pour se rendre au marché, il faudrait parcourir entre 1 et 5 km dans 33,6% des Communes, entre 6 et 10 km pour 1,49 %, 11 km et



plus pour 5,97%. Pour certains cas, la majorité du trajet se fait à pied soit à vélo ou tractant des chariots vue la difficulté d'accès des véhicules pour le transport.

I.2.4.5 Tourisme et hôtellerie

Analamanga regorge de potentialités touristiques, liées à sa géographie et à son histoire. Elle compte plus de 70 sites touristiques, dont le plus proche site historique de notre projet est le Rova d'Ambohidratrimo. Selon la Direction Régionale du Tourisme Analamanga, en 2012, le nombre de touristes qui visitent la Région a diminué de 56 521 (2008) à 33 770 (2011), à cause de la crise politique et économique de 2009.

Depuis 2011, le nombre d'infrastructures hôtelières de luxes s'élève à 78. Parmi cela, 62 se trouvent dans la ville d'Antananarivo. Le **tableau 5** montre l'effectif dans les deux Districts de la zone d'influence directe.

Tableau 5 : Nombre d'infrastructures hôtelières

Districts	Agence de voyage	Hôtel-Restaurant	Hôtel	Restaurant	Chambre d'hôtel	Chambre d'hôtel restaurant
Antananarivo	98	96	45	137	200	1930
Renivohitra						
Ambohidratrimo	6	20	4	8	12	264

Source : INSTAT (2013)

I.3 Identification et analyse des besoins

L'infrastructure routière sert à satisfaire des besoins qui peuvent être de nature très différente. L'impulsion à l'élaboration du projet intervient généralement quand un ou plusieurs de ces besoins sont insatisfaits.

Les besoins ont été identifiés et définis par rapport à la nécessité ou non de la nouvelle autoroute. Le **tableau 6** montre les valeurs de la demande des besoins. Les enquêtes et les relevés de ces offres amènent que le futur sans le projet en accentuera la demande. La logique veut que le projet mérite d'être concrétisé pour que ces besoins ne persistent plus.

Tableau 6 : Demandes en matière de besoins collectifs

Besoins	Valeur qualitative	Valeur quantitative
<i>La qualité de circulation</i>	Ecoulement du trafic	Deux fois moins de temps pour arriver à destination en heure de pointe
<i>La dépense en carburant</i>	Diminution de la consommation de carburant par emprunt de voie rapide sans embouteillages	Baisse au moins de 30% de la consommation en carburant
<i>La sécurité et le confort</i>	Géométrie et structure normalisée et suivant les indications pour les autoroutes	Vitesse maximale =80km/h ; Déclivité maximale= 6% ; Rmin en angle saillant= 3 000m ; Rmin en angle rentrant= 2 200m
<i>L'extension des réseaux de voiries urbaines</i>	Désengorgement des points d'accès et répartition du trafic	—
<i>Le développement durable</i>	Effets positifs des impacts sur le développement socio-économique	Augmentation des PME et de nouveaux pôles de croissance économique
<i>La stratégie de gestion des infrastructures routières</i>	Bon équilibre entre les coûts de constructions et les coûts des entretiens et éviter les surcoûts sur les besoins de renforcements	Diminution du risque de renforcement précoce de la structure
<i>La performance de la structure de la chaussée</i>	Pérennité de la structure de la chaussée pour un temps défini choisi	Optimisation du coût sur une période d'évaluation définie

I.4 Formulation des objectifs

Sur la base des besoins établis par le biais du bilan réalisé précédemment, l'arbre des objectifs liés à l'infrastructure routière projetée et l'étude dans ce mémoire sont établis dans la **figure 5**. Le cadre logique de l'étude de conception du projet routier se résume dans **l'ANNEXE A**.

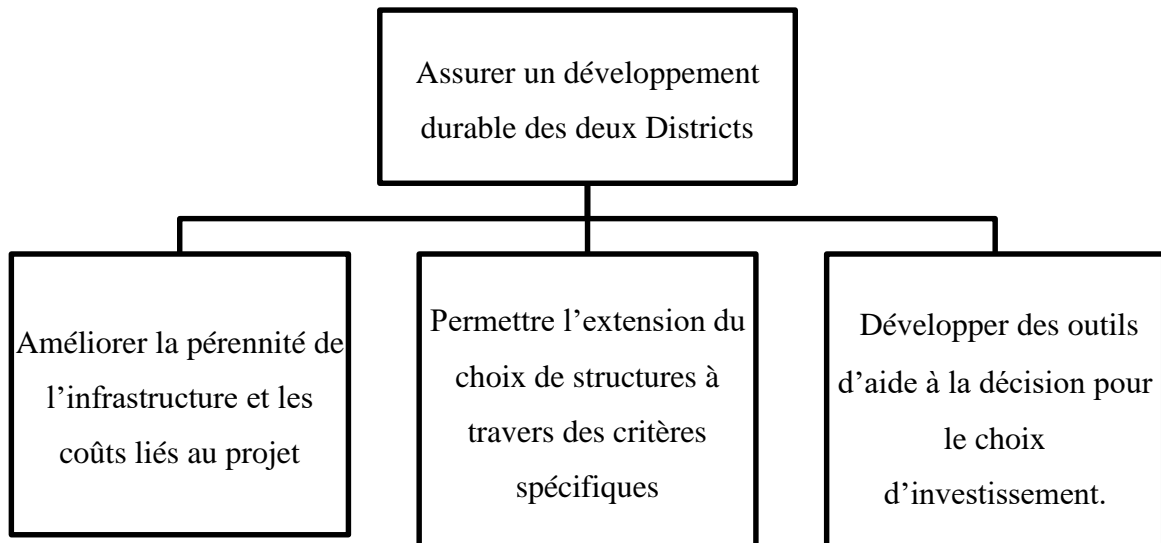


Figure 5 : Arbre des objectifs

I.5 Situation de l'étude dans la réalisation d'un projet routier

Le cycle de vie d'un projet routier passe par trois **stades** : la préparation, la mise en œuvre et le bilan du projet. **Figure 6.** La préparation du projet vise à déterminer et à concevoir la réponse la mieux appropriée aux besoins d'origine. Ce sont ces besoins qui justifient l'amorçage, donc l'existence du projet. Quant à la mise en œuvre du projet, elle vise à concrétiser la solution retenue. Le troisième stade, le bilan du projet, met formellement fin à toutes les activités du projet et permet d'évaluer l'adéquation de cette solution avec les besoins d'origine.

La réalisation d'un projet routier s'effectue en cinq **phases** :

- *Étude d'opportunité ;*
- *CONCEPTION ;*
- *Préparation des plans et devis et libération des emprises ;*
- *Construction ;*
- *Évaluation.*



Figure 6 : Phases de la réalisation d'un projet routier

L'étude du projeteur, dans ce mémoire, sera concentrée sur la phase de « **CONCEPTION** ». Cette phase consiste à dimensionner les divers ouvrages (remblai et ouvrages d'assainissement) pour la bonne condition de tenue de la chaussée dimensionnée.

Après la vérification de l'ampleur de la problématique autour du projet, un contrôle permet l'approbation des conclusions de la phase « Etude d'opportunité » avec ***une solution de tracé*** qui répond adéquatement aux besoins énoncés, et qui permet de tenir compte des contraintes techniques du site, des études d'impacts environnementaux, tout en assurant une bonne insertion du projet potentiel dans le milieu humain et naturel.

A la base de cette solution de tracé retenue, des possibilités de scénarios et de variantes sont conçus et analysés, pour finalement décider de choisir une variante de structure qui répondra le mieux aux besoins de l'administration routière dans une période d'évaluation définie.



I.6 Différents intervenants

I.6.1 Le groupe décideur

Le groupe décideur est le groupe politique qui finance la réalisation de l'infrastructure et qui en sera le futur propriétaire. Il comprend le **décideur** proprement dit (autorité responsable de l'administration routière), les représentants administratifs concernés (Communes, Districts), les représentants des groupes d'intérêts (les investisseurs).

Le groupe décideur effectue la pondération des critères lors de l'utilisation d'une méthode d'aide multicritère à la décision pour l'analyse des variantes.

I.6.2 Le groupe d'étude

Le groupe d'étude est le groupe technique. Il comprend le projeteur ou l'homme d'étude, l'ingénieur civil entouré de son équipe qui l'aide dans des domaines spécialisés concernés comme la géotechnique, la topographie, la géologie, le traitement statistique et la finance. L'aboutissement est la génération des variantes. Ce groupe élabore le projet et prépare des éléments d'aide à la décision pour le groupe décideur en notant les critères. L'analyse des scénarios ne concerne que ce groupe.



CHAPITRE II. METHODE D'AIDE A LA DECISION

Une décision est avant tout un choix que l'on doit réaliser devant différentes possibilités (scénarios et variantes) qui sont offertes. Si le choix se base sur un seul critère d'appréciation ou sur un ensemble de différentes informations convergentes, il n'y a pas à proprement parler de décision mais il s'agit plutôt d'une simple détermination. (Joerin F, 1995)

Le but principal des méthodes d'aide à la décision par analyse multicritère est d'aider à une meilleure organisation et synthèse des informations aboutissant à une meilleure variante. Dans ce sens, les personnes concernées (décideur ou projeteur) se sentent à l'aise avec leur prise de décision en connaissance de cause.

II.1 Problématique de référence

Les problèmes réels peuvent être formulés à l'aide des méthodes d'analyse multicritère, selon trois formulations de bases : problématique de choix, notée P_α , la problématique de tri ou d'affectation notée P_β et la problématique de rangement noté P_γ . (Roy B, 1985).

- P_α : choix d'un sous-ensemble aussi restreint que possible en vue d'un choix final d'une seule variante (meilleure, à défaut satisfaisante). C'est procéder à une sélection optimisée ;
- P_β : tri par affectation de chaque action à une catégorie prédéfinie. C'est séparer les « bonnes variantes des moins bonnes » ;
- P_γ : rangement obtenu en regroupant (les « plus satisfaisantes ») les variantes en classes d'équivalence. Ces classements sont ordonnées de la moins bonnes à la « meilleure ».

II.2 Terminologie

II.2.1 Variantes

Les variantes sont les éléments à analyser à l'aide d'une méthode multicritère. L'ensemble des variantes V comprend n variantes $V = \{v_1 ; \dots ; v_n\}$ ou aussi $V = \{a ; b ; c ; \dots\}$ et pour désigner deux variantes particulières de cet ensemble, les termes de variante a et de variante b seront utilisés.

II.2.2 Critère

Un critère est défini comme étant une expression qualitative ou quantitative permettant de juger la conséquence (performance) d'une variante vis à vis d'un objectif ou d'une contrainte qui sont relatifs au projet considéré. Il peut s'apparenter à des *spécifications* en Génie Civil pour un ensemble précis et défini. L'ensemble des critères C comprend m critères $C = \{c_1 ; \dots ; c_m\}$. La performance, ou évaluation, de la variante a pour un critère c_j donné est définie par le terme $g_j(a)$ ou $g_j(v_i)$. Pour les critères non mesurables, on utilisera plus le terme d'« *indicateur* ».

Le choix des critères doit être cohérent et il doit permettre de cerner la problématique. Cette cohérence est vérifiée si les trois conditions suivantes sont respectées :

- **L'exhaustivité**

Ils doivent être suffisants et précis pour discerner entre elles les variantes. Quand les conséquences de deux variantes sont identiques pour l'ensemble des critères en présence, il doit exister une relation d'indifférence entre ces deux variantes.

- **La cohérence**

Si une variante a est égale à une variante b pour tous les critères sauf un où elle lui est supérieure, ceci signifie que la variante a est globalement supérieure à la variante b .

- **La non-redondance ou l'indépendance**

Il ne faut pas qu'il y ait des critères qui se dupliquent. Leur nombre doit être tel que la suppression d'un des critères ne permet plus de satisfaire les deux conditions précédentes.

II.2.3 Relation entre les variantes

En procédant à une comparaison entre deux variantes a et b sur un critère c_j , il existe les situations relatives qui sont déterminées à partir de la différence entre les performances des variantes :

$$g_j(a) - g_j(b) = \delta_j(a, b) \quad (II.2.1)$$

Tout d'abord, la variante a surclasse la variante b signifie qu'il y a suffisamment de critères vérifiant l'hypothèse de **surclassement** : aSb , et dans le cas contraire, le **surclassement** : bSa est admis. Si a et b sont **incomparables** ou aRb : les deux hypothèses de surclassement aSb et bSa ne sont pas vérifiées. Ceux sont des relations intransitives puisque aSb et bSc ne veut pas forcément dire aSc .

Par définition, pour un critère c_j la relation entre deux variantes:

- a est équivalent ou indifférent de b , noté **aIb** si $g_j(a) = g_j(b) \Leftrightarrow (aSb \text{ et } bSa)$; *relation réflexive* ;
- a est préférable fort à b , noté **aPb** si $g_j(a) > g_j(b) \Leftrightarrow (aSb \text{ et non } bSa)$: *il existe des raisons claires et positives qui justifient une préférence significative* ;
- a est préférable faible à b , noté **aQb** si $g_j(a) \geq g_j(b) \Leftrightarrow (aSb \text{ et approche } aSb)$: *les raisons pour aPb sont insuffisantes*.

II.3 Poids des critères

Un poids P_j qualifie l'importance relative d'un critère c_j donné vis à vis des autres critères accordé par le décideur. Il s'agit d'un paramètre inter-critère. Il existe différentes méthodes de pondération non exemptes d'une certaine subjectivité, due entre autres aux conditionnements initiaux posés. **Tableau 7** (Maystre; Pictet; Simos, 1994)

Tableau 7 : Recensement de techniques de pondération

Technique de pondération	Description sommaire des méthodes
La notation des critères	Les décideurs notent l'importance qu'ils attribuent à chaque critère sur une échelle de 0 à 10.
Les rapports d'importance des critères	Les décideurs répondent à des questions sur les rapports d'importance des critères entre eux.
La distribution des poids aux critères	Les décideurs disposent de 100 points qu'il distribue aux critères selon leur importance.
La pondération directe des critères et poids (min, max) de chaque critère.	Les décideurs distribuent des poids aux critères et se mettent d'accord à priori, sur le minimum et le maximum du poids de chaque critère.



II.4 Agrégation des critères

« Agréger » signifie, par définition, réunir en un tout ou assembler.

Les méthodes d'analyses multicritères peuvent se distinguer également par la forme d'agrégation des critères: l'agrégation complète, partielle et locale-itérative.

- ***l'agrégation complète*** : résolution en revenant à l'optimisation sur un seul critère ; dans ce contexte, le choix de la problématique n'a pas d'importance car il relève généralement des trois problématiques (α , β , γ) ;
- ***l'agrégation partielle*** : c'est accepter l'intransitivité et l'incomparabilité. La méthode est déroulée en deux temps : effectuer d'abord des comparaisons, en général deux à deux, de variantes pour voir si l'une surclasse l'autre ; ou encore comparaisons de classement d'actions, pour voir lequel est le plus en accord avec la donnée et dans une seconde phase, essayer d'opérer une synthèse par l'exploitation des surclassements ;
- ***L'agrégation locale et itérative*** consiste à partir d'une solution de départ aussi bonne que possible à explorer l'environnement de cette première solution, pour voir dans quelle mesure on pourrait aboutir à un meilleur résultat (agrégation locale) ; une nouvelle exploration succède à la découverte de chaque nouvelle action (procédure itérative). La méthode d'agrégation locale et itérative n'est compatible qu'avec $P\alpha$.

II.5 Processus d'aide à la décision

Le processus peut être décrit suivant ces étapes chronologiques :

- Etape 1 : Formulation du problème et des objectifs ;
- Etape 2 : Construction des critères et pondérations ;
- Etape 3 : Inventorier les variantes à évaluer ;
- Etape 4 : Détermination des seuils des critères ;
- Etape 5 : Tableau d'évaluation des performances ;
- Etape 6 : Analyser à l'aide de l'outil ;
- Etape 7 : Recommander la solution ;
- Etape 8 : Prendre la décision.

II.6 Choix de la méthode multicritère

Le choix de la méthode d'aide à la décision prend en considération :

- ✓ Le nombre de décideurs ;
- ✓ Les préférences naturelles ou subjectives du décideur ;
- ✓ Une méthode qui va dans le sens de la vision de la problématique du décideur ou du projeteur analyste ;
- ✓ L'information disponible qui sera traitée adéquatement par la méthode ;
- ✓ Les hypothèses sur lesquelles repose la méthode ;
- ✓ Le mode d'agrégation de la méthode ;
- ✓ Le système de support à la décision qui accompagne la méthode.

Le décideur ne doit pas avoir l'impression qu'un déclaré «expert» a pris la décision à sa place. L'outil doit fournir les informations nécessaires au décideur pour se forger sa propre opinion. L'outil doit proposer des chaînes logiques «si...: alors...» plutôt que favoriser une variante par rapport à l'autre.

II.6.1 Méthode adoptant l'agrégation complète

Il existe différentes méthodes pour l'agrégation partielle mais dans le cadre du projet, il ne sera présenté que la **méthode WSM (Weight Sum Method) ou Somme de notes**. Les décideurs sont généralement les concepteurs pour la sélection d'une méthode ou d'un procédé et les informations disponibles sont assez restreintes. Cette méthode est la plus communément utilisée, facile à élaborer mais reste assez subjective par le manque d'informations ou de constats seulement empiriques.

II.6.1.1 Evaluation des performances avec WSM

Cette méthode est simple, connue de tous et nécessite la connaissance quantitative et qualitative des effets directs et rationnels. Cela permet d'apprécier complètement la variante sur le critère. L'échelle de notation des variantes à chaque critère s'effectue comme l'indique le **tableau 8**.

Tableau 8 : Echelle de notation pour la méthode WSM

Evaluation	Excellent	Très bon	Bon	Moyen	Passable	Pas bon	Médiocre
Notation	6	5	4	3	2	1	0

II.6.1.2 Choix de la meilleure variante

La meilleure variante est celle avec une meilleure somme de moyenne pondérée. Ainsi, pour les variantes notées « a », la meilleure sera pour m critères:

$$\max \sum_{j=1}^m P_j \times g_j(a) \quad (\text{II.6.1})$$

II.6.2 Méthode adoptant l'agrégation partielle

Les aspects du domaine du projet routier peuvent présenter quelques caractères qualitatifs et incommensurables. L'approche d'évaluation se fait par des critères dont les notations peuvent ne rien avoir en commun. Cela est tenu compte surtout pour le cas de la décision de la variante principale de structure. C'est une première raison du choix de l'agrégation partielle. La diversité de notations des critères amènent à **une comparaison deux à deux des variantes par chaque critère.**

Le choix s'oriente sur la famille des méthodes **ELECTRE** (**EL**icitat**ION** **ET** **CHOIX** **Traduisant** la **RE**alité). La méthode **ELECTRE I** sera utilisée. Elle relève de la problématique de choix. Son principal avantage réside dans sa simplicité d'utilisation.

II.6.3 Méthode adoptant l'agrégation locale et itérative

L'agrégation locale se base sur une solution de départ avec la valeur des spécifications (critères) bien définies, pour voir dans quelle mesure on pourrait aboutir à un meilleur résultat (agrégation locale) avec des approches successives à la découverte de chaque nouvelle action (procédure itérative). La problématique ne concerne qu'un choix. La méthode du **GOAL PROGRAMMING simplifié** correspond aisément à ce processus surtout dans la situation où le projecteur et le décideur se base sur les valeurs des spécifications.

II.6.3.1 Evaluation des performances avec le GOAL PROGRAMMING

Pour des performances escomptées selon la spécification (critère), la solution de départ correspond à la valeur \bar{g}_j pour le critère c_j . Cette notation est propre au critère choisi puisque la valeur correspond à une spécification. Autrement dit pour une variante « a », la performance est définie $g_j(a)$, et le tableau de performances s'élabore.

Avant d'utiliser ce tableau, pour uniformiser à une même échelle, les performances seront présentées sous forme de valeur décimale $F_j(a, \bar{g})$.

Pour un critère à valeur majorée, pour c_j la valeur est au mieux inférieure à \bar{g}_j :

$$F_j(a, \bar{g}) = \frac{g_j(a) - \bar{g}_j}{\bar{g}_j} \quad (II.6.2)$$

Pour un critère à valeur minorée, pour c_j la valeur est au mieux supérieure à \bar{g}_j :

$$F_j(a, \bar{g}) = \frac{\bar{g}_j - g_j(a)}{\bar{g}_j} \quad (II.6.3)$$

Pour une spécification c_j , $g_j(a) - \bar{g}_j$ et $\bar{g}_j - g_j(a)$ s'expriment en valeur algébrique.

Pour un critère à valeur fixe, pour c_j la valeur est au mieux la moins éloignée de \bar{g}_j :

$$F_j(a, \bar{g}) = \frac{|g_j(a) - \bar{g}_j|}{\bar{g}_j} \quad (II.6.4)$$

II.6.3.2 Choix de la meilleure variante

La meilleure variante « a » pour cette méthode est la plus petite valeur de la somme algébrique des $F_j(a, \bar{g})$ affectées de leur poids P_j . Logiquement, les règles algébriques s'appliquent comme pour deux valeurs positives d et f , si $d < f$ donc $-d > -f$.

$$\min \left\{ \sum_{j=1}^m P_j \times F_j(a, \bar{g}) \right\} \quad (II.6.5)$$



CONCLUSION PARTIELLE

Les généralités d'un projet d'infrastructure routière sont importantes par la connaissance de l'environnement socio-économique, par l'analyse des besoins selon ce contexte et par la présentation des objectifs de l'étude. Dans la délimitation de l'ampleur de l'étude de conception, des problématiques de choix, de tri ou de rangement de variantes se présente. Les méthodes multicritères sont présentées comme outil d'analyse adéquate pour mieux appréhender ce processus de prise de décision. En entrant dans la conception proprement dite, des études techniques préliminaires des paramètres sont faites en amont des divers dimensionnements. Un problème bien posé aboutit à une meilleure résolution.

PARTIE II : CONCEPTION TECHNIQUE



CHAPITRE III. ETUDE DES PARAMETRES DE CONCEPTION

Ce chapitre comprend les paramètres (contraintes) de bases de la conception. Cela concerne l'étude du trafic, l'étude géotechnique et l'étude hydrologique.

III.1 Etude et analyse du trafic

III.1.1 Comptage du trafic

La technique de comptage utilisée pour le relevé des données est le comptage automatique. Le matériel de comptage est un compteur électronique à tuyaux pneumatiques. Ce compteur comporte une horloge interne et une mémoire permettant d'enregistrer les données.

III.1.1.1 Principe du comptage

Le compteur identifie le véhicule par trois paramètres : la distance entre les essieux, le nombre d'essieux du véhicule et le nombre de groupe d'essieux. L'intervalle de temps de passage « t_1 » d'un essieu entre le premier tube et le deuxième permet de déterminer la vitesse V_1 du véhicule. L'intervalle « t_2 » entre le premier et le deuxième essieu permet, à partir de la vitesse V_1 , de déterminer la distance entre le premier et le deuxième essieu ($V_1 \times t_2$).

Le comptage de trafic se fait en trois phases :

- ✓ Enregistrement des trafics : Deux tuyaux pneumatiques en caoutchouc sont tendus au travers de la chaussée, cloués sur le bord et reliés au compteur électrique à mémoire. Quand un essieu passe sur les tuyaux, les variations de pressions transmises se transforment en signaux électriques lesquels vont être filtrés, datés et comptabilisés.
- ✓ Recueil des données : Les données enregistrées dans le compteur vont être recueillies par ordinateur via connexion RS232 par un logiciel.
- ✓ Exploitation et traitement des données : Les données recueillies sont traitées par un logiciel permettant d'obtenir des tableaux et des graphiques.

a. Points de comptage pour le projet

Le comptage a été réalisé par le MTP et les points de comptage se situent en trois postes spécifiques dans les trois sections de route que relie le projet, citant la RN 52, la RN 58, la RN4. **Figure 7 et Tableau 9.**

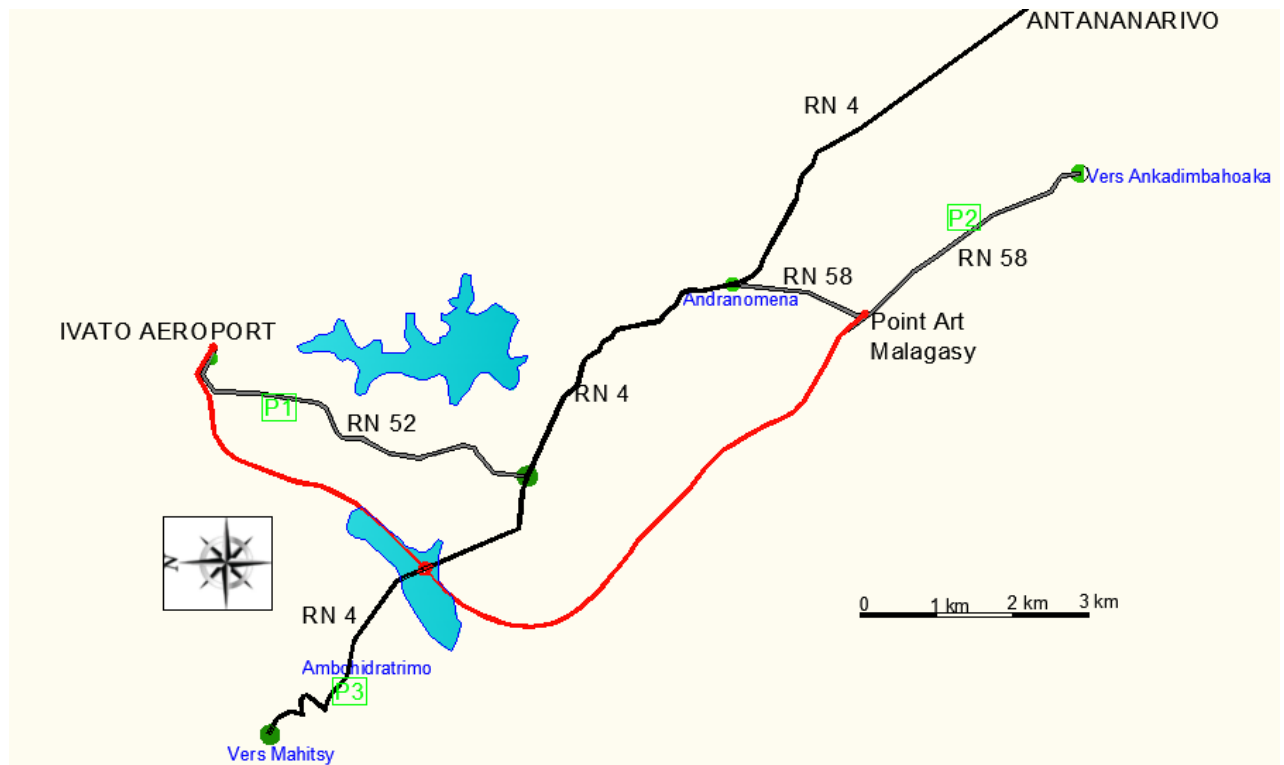


Figure 7 : Carte représentant les sections de routes pour le comptage de trafic

Source : L'auteur (2016)

Tableau 9 : Présentation des postes de comptage et des sections d'étude des trafics existants

N° Poste	Section	Emplacement	Route considérée
P1	Car RN4 (PK 0+000) - Ivato Aéroport (PK 6+000)	Mamory (PK 3+400)	RN 52
P2	Ankadimbahoaka (PK 0+000) - Andranomena (PK 15+000)	Car Ambohitrimanajka (PK 10+900)	RN 58
P3	Talatamaty (PK 13+000) - Mahitsy (PK 31+900)	Ambohidratrimo (PK 16+500)	RN 4

b. Résultats

Les résultats qui nécessitent l'attention du projeteur sont le comptage par catégorie des véhicules et deuxièmement le trafic moyen journalier de tout véhicule avec le trafic de poids lourd. Il faut bien noter que ces investigations ont été effectuées *en 2010*, dans la période du mois d'Août, période des vacances où la fluidité de la circulation devient pénible. Notons également que dans le comptage, la définition du poids lourd est un véhicule dont le Poids Total Autorisé est supérieur à 35 kN. (VL : Voiture Légère et PL : Poids lourds).

Tableau 10, Tableau 11 et Tableau 12.

Tableau 10 : Résultats du comptage par type de véhicule-2010 (VL et catégorie de PL)

Poste	Type	<i>POIDS LOURDS</i>										
	<i>VL</i>	C 2	C 3	R 22	R 23	R 32	R 33	ART 21	ART 22	ART 23	ART 32	ART 33
P1	10 004	484	8	0	0	0	0	13	60	19	2	0
P2	15 974	1 140	31	8	2	0	0	14	206	50	3	2
P3	1 407	150	26	5	2	0	0	9	52	15	2	2

Tableau 11 : Nombre d'essieux élémentaires-2010

Poste	<i>Simple</i>	<i>Tandem</i>	<i>Tridem</i>
P1	1 175	72	19
P2	2 089	247	52
P3	529	19	10

Tableau 12 : Trafic Moyen Journalier pour tout véhicule et poids lourds-2010

Poste	<i>Deux sens</i>		<i>Un sens (le plus circulé)</i>		<i>Pourcentage PL [%]</i>
	TMJ	MJA [PL]	TMJ	MJA [PL]	
P1	10 590	586	5 339	321	6
P2	17 430	1 456	8 962	807	9
P3		263	837	134	16

Les enquêtes et les études menées par le Ministère du Transport et de la Météorologie en 2014 ont permis d'affirmer qu'en moyenne le taux d'accroissement du trafic, dans la Région d'Analamanga regroupant les deux Districts concernés (Ambohidratrimo et Antananarivo Renivohitra), est de **5%**.

Pour la projection future de ces résultats à l'année de mise en service de l'autoroute, l'année 2018, le trafic se calcule d'après la formule (*Cours de Route I, ESPA, 2013*):

$$T_n = T_0 \times (1 + \tau)^n \quad (\text{III.1.1})$$

- **T_n** : Trafic à l'année n (*année 2018*)
- **T₀** : Trafic à l'année de base (*année 2010*)
- **τ** : Taux d'accroissement du trafic. (5%)
- **n** : Nombre d'années écoulées entre l'année de base et l'année n (*8 années*)

Pour la section passant par la RN 52, le trafic moyen journalier devient par la formule III.1.1:

$$T_{2018} = 5339 \times (1+0,05)^8 \text{ et } T_{2018} = 321 \times (1+0,05)^8$$

$$TMJ_{2018} = \text{et } MJA_{2108} = 475 \text{ PL/sens}$$

Les résultats des autres postes sont récapitulés dans le **tableau 13**.

Tableau 13 : Trafic Moyen Journalier pour l'année de mise en service-2018

Poste	TMJ ₂₀₁₈ (pour un sens) [véhicules]	MJA ₂₀₁₈ [PL/sens]
P1	7 888	475
P2	13 241	1 193
P3	1 237	198

- TMJ : Trafic Moyen Journalier de véhicule
- MJA : Moyenne Journalière Annuelle des Poids Lourds

III.1.2 Estimation du trafic pour la nouvelle construction

III.1.2.1 Répartition des trafics des trois sections sur la nouvelle autoroute

La notion de capacité pratique d'une route correspond à un débit horaire moyen en saturation de véhicule ayant une chance raisonnable de s'écouler. Les routes RN 4, RN 58, RN 52 ont une capacité horaire moyenne seuil mesuré en Unité de Véhicule Particulier/h dans les 2 sens. (UVP : Unité de Véhicule Particulier). (*Cours de Géométrie et Trafic Routier, ESPA, 2014*)



Il est noté que :

- Un véhicule léger représente 1 UVP
- Un poids lourds représente 2 UVP

L'analyse des conditions de circulation moyenne de circulation (niveau de gêne) pour une route à deux voies se réfère aux seuils d'encombrement dans le **tableau 14**. (SETRA, Mai 1992)

Tableau 14 : Débit horaire (deux sens) correspondant à une route bidirectionnelle de largeur 7 m

Encombrement	Conditions de visibilité				
	1	0,8	0,4	0,6	0,2
Début de gêne notable [UVP/h]	750	670	590	540	490
Début de la circulation dense [UVP/h]	1 130	1 030	950	890	870
Début des risques de congestion [UVP/h]	2 000	1 950	1 920	1 900	1 880

Source : SETRA (Mai 1992)

Pour la condition la plus défavorable, 490 UVP/h, afin de satisfaire les meilleures conditions de circulation dans les trois sections, un pourcentage de répartition du trafic à considérer est envisagé.

- ✓ Pour la section RN 52 :
- Trafic en heure de pointe : **739 dans les deux sens avec 9% de PL** (données de la MTP).
- Trafic de Poids lourds en heure de pointe : $739 \times 0,09 = 45 \text{ PL/h}$
- Trafic de Véhicule Léger : $739 - 45 = 694 \text{ VL/h}$
- Débit de la route RN 52 en UVP/h : $1 \text{ UVP} \times 694 \text{ VL/h} + 2 \text{ UVP} \times 45 \text{ PL/h} = 784 \text{ UVP/h}$

Pour un seuil de 490 UVP/h, le pourcentage de véhicule à évacuer est :

$$\frac{(784 \text{ UVP/h} - 490 \text{ UVP/h})}{784 \text{ UVP/h}} \times 100 = 37,5\% \approx 40\%$$

Soit **40 % du trafic** de nouvelle autoroute découle de celui de la RN 52.

Pour chaque route nationale les pourcentages à évacuer sont dans le **tableau 15**.

Tableau 15 : Résultats du pourcentage à évacuer sur l'autoroute

Route	Trafic en heure de pointe (2 sens)	Pourcentage de poids lourds (%)	Trafic de PL (PL/h)	Trafic de VL (VL/h)	Débit de trafic (UVP/h)	Pourcentage à évacuer sur l'autoroute (%)
RN 52	739	6	45	694	784	40
RN 58	1 319	9	119	1 200	1 438	70
RN 4	125	16	20	105	145	0*

*D'après les calculs, le seuil n'est pas dépassé pour la section RN4. Néanmoins, il est préférable de lui assigner un pourcentage de **9%** vue que les résultats du trafic entre Talatamaty et Andranomena n'ont pas été obtenus.

III.1.2.2 Volume du trafic de Poids Lourds dans un sens pour la nouvelle autoroute en 2018

Le trafic est composé de 40 % de celui de la RN52, 70 % de celui de la RN 58 et 9% de celui de la RN4. Soit pour l'année de mise en service 2018 :

$$TMJ : 7888 \times 0,40 + 13241 \times 0,70 + 1237 \times 0,09 = 12\,535,2 \text{ Véhicules /sens}$$

$$MJA : 475 \times 0,40 + 1193 \times 0,70 + 198 \times 0,09 = 1\,042,92 \text{ PL/sens}$$

$$\text{Soit } TMJ = 12\,535 \text{ Véhicules / sens et } MJA = 1\,043 \text{ PL / sens}$$

III.1.3 Justification du choix de l'infrastructure en fonction de la demande en trafic

III.1.3.1 Evaluation du débit horaire et de la capacité de l'autoroute

a. Débit horaire

Le créneau horaire le plus défavorable est de 17h 00 à 17h 59 dans l'axe Nord et Nord-Ouest de la Région d'Analamanga (dans l'axe Andranomena-Ambohibao-Ivato-Ambohidratrimo).

La répartition horaire du trafic est connue à partir des campagnes de comptage de trafic. Elle indique que le trafic moyen à l'heure de pointe la plus chargée était égal à **6,5% du trafic moyen journalier**. Par conséquent, le débit horaire de véhicule pour l'année de mise en service, 2018, de la nouvelle construction est de :

$$\text{Débit horaire (véhicule/h)} = 0,065 \times TMJ (\text{véhicule/sens}) \quad (\text{III.1.2})$$

$$\text{Débit horaire de PL (PL/h)} = 0,065 \times MJA (\text{PL/sens}) \quad (\text{III.1.3})$$

$$\text{Débit horaire de VL (VL/h)} = \text{Débit horaire de Véhicule} - \text{Débit horaire de PL} \quad (\text{III.1.4})$$

Et le débit horaire en UVP/h se calcule de la façon suivante:

$$\text{Débit horaire (UVP/h)} = 1 \times \text{Débit horaire de VL} + 2 \times \text{Débit horaire de PL} \quad (\text{III.1.5})$$

Pour l'année de mise en service 2018, le calcul sera:

- $\text{Débit horaire de véhicule} = 0,065 \times 12355 = 815 \text{ Véhicules/h}$, par la formule III.1.2 ;
- $\text{Débit horaire de PL} = 0,065 \times 1043 (\text{PL/h}) = 68 \text{ PL/h}$, par la formule III.1.3 ;
- $\text{Débit horaire de VL} = 815 - 68 (\text{VL/h}) = 747 \text{ VL/h}$, par la formule III.1.4 ;
- $\text{Débit horaire (UVP/h)} = 1 \times 747 \text{ VL/h} + 2 \times 68 \text{ PL/h}$, par la formule III.1.5

$$\text{Débit horaire en 2018} = 883 \text{ UVP/h}$$

En projetant ce débit horaire suivant la formule de projection du trafic :

$$T_{i+1} = T_i \times (1 + \tau) \quad (\text{III.1.6})$$

- T_{i+1} : Trafic à l'année $i+1$;
- T_i : Trafic à l'année i ;
- τ : Taux d'accroissement du trafic. (5%)

Exemple : Pour 2019, le débit horaire = $883 \text{ UVP/h} \times (1+0,05) = 945 \text{ UVP/h}$, par la formule III.1.6

Le **tableau 16** récapitule le résultat du débit horaire au cours des années évaluées.



Tableau 16 : Débit horaire de la nouvelle construction routière en heure de pointe

Année	Années écoulées depuis la mise en service	Débit horaire de la nouvelle infrastructure routière dans un sens [UVP/h]
2 018	0	883
2 019	1	945
2 020	2	1 011
2 021	3	1 082
2 022	4	1 157
2 023	5	1 238
2 024	6	1 325
2 025	7	1 418
2 026	8	1 517
2 027	9	1 623
2 028	10	1 737
2 029	11	1 859
2 030	12	1 989
2 031	13	2 128
2 032	14	2 277
2 033	15	2 436
2 034	16	2 607
2 035	17	2 789
2 036	18	2 984
2 037	19	3 193
2 038	20	3 417
2 039	21	3 656
2 040	22	3 912
2 041	23	4 186
2 036	18	2 984
2 042	24	4 479
2 043	25	4 792
2 044	26	5 128
2 045	27	5 487
2 046	28	5 871
2 047	29	6 282
2 048	30	6 722

b. Calcul des capacités horaires pour les types d'infrastructure

Deux choix s'imposent dans la recherche de solution à l'accroissement du trafic, à partir de la moins coûteuse:

- **Choix 1** : une route à 2 voies dont la largeur d'une voie est de 3,5 m et d'un accotement de 1m (largeur roulable de 9 m).
- **Choix 2** : une autoroute à 2x2 voies dont la largeur d'une voie est de 3,5 m et de 1 m d'accotement (largeur roulable de 16 m).

Pour les capacités théoriques de plusieurs classes fonctionnelles de routes, en fonction de principaux paramètres géométriques, la méthode décrite dans le « *Highway Capacity Manual* » (1997), est la mieux adaptée.

La capacité d'une route (S_f) est considérée être de 2 000 UVP/heure/voie par sens. Cette capacité idéale est réduite en fonction de contraintes géométriques, telles que, le profil en long, la répartition du trafic par sens, selon la relation suivante :

$$S_f = 2\,000 \times N \times \frac{v}{c} \times f_d \times f_w \times f_A \quad (\text{III. 1.7})$$

- S_f : Capacité horaire réduite par mètre de largeur de chaussée ;
- N : Nombre de voies
- $\frac{v}{c}$: Rapport volume- capacité pour un niveau de service défini;
- f_d : Facteur de réduction de la capacité pour déséquilibre directionnel ;
- f_w : Facteur de réduction en fonction de la largeur de la chaussée ;
- f_A : Facteur de réduction par rapport à l'environnement

Pour le calcul, les différents facteurs utilisés sont :

- Rapport volume – capacité : $\frac{v}{c} = 0,90$, pour un niveau de service permettant une marge en vue d'atteindre la capacité maximale pratique (terrain plat);
- Facteur de réduction relatif au déséquilibre directionnel (f_d) prend la valeur suivante : $f_d = 0,94$. (Pour répartition des trafics par sens en %, 60/40).

- Facteur de réduction en fonction de la largeur de la chaussée, ce facteur est déterminé selon le choix :
 - Pour une route à 2 voies dont la largeur d'une voie est de 3,5 m: $f_w = 0,84$
 - Pour une autoroute à 2x2 voies dont la largeur d'une voie est de 3,5 : $f_w = 0,90$
- Pour le facteur d'environnement f_A une valeur égale à **0,98** a été retenue, pour un environnement rural/ interurbain.

Pour une route à 2 voies en appliquant la *formule II.1.7*,

$$S_f = 2\,000 \times 2 \times 0,90 \times 0,94 \times 0,84 \times 0,98$$

$$S_f = 2\,785 \text{ uvp/h/sens}$$

Les capacités horaires selon le type de choix sont présentées dans le **tableau 17** suivant :

Tableau 17 : Valeurs à partir des seuils calculés des capacités par type de route

	Route à 2 voies	Autoroute à 2x2 voies
N	2	4
$\frac{v}{c}$	0,90	
f_d	0,94	
f_w	0,84	0,90
f_A	0,98	
S_f	2 785 uvp/h/sens	6 301 uvp/h/sens

III.1.3.2 Constat et conclusion de l'étude de la capacité horaire

La comparaison des valeurs synthétisées avec la capacité horaire admissible permet d'établir les conclusions dans le **tableau 18**.

Tableau 18 : Analyse de la situation estimée pour chaque choix d'infrastructure routière

Type de la nouvelle infrastructure routière	Situation estimée
Choix 1 : une route à 2 voies dont la largeur d'une voie est de 3,5 m et d'un accotement de 1m	La capacité admissible est atteinte en 2035 au bout de 17 ans de service
Choix 2 : une autoroute à 2x2 voies dont la largeur d'une voie est de 3,5 m et de 1 m	La capacité admissible est atteinte en 2048 au bout de 30 ans de service

Ce constat assure l'affirmation que le choix d'une autoroute de 2x2 voies est plus favorable, vu que le projet vise à désengorger les points d'accès à la Capitale. Le choix d'une route bidirectionnelle à 2 voies ne fera qu'empirer le problème de congestion, plus tard à l'horizon 2035.

III.2 Etude géotechnique

III.2.1 Généralités

Le choix de tracé et de structure routière s'effectue en fonction, en partie, des contraintes techniques que représentent les sols de fondations et la provenance des matériaux. Ces contraintes influent considérablement dans la conception technique ainsi que dans la portée économique du projet, c'est pourquoi elles sont nécessaires pour garantir la « faisabilité » de l'ouvrage.

La reconnaissance géotechnique a pour but spécifique de :

- ✓ déterminer la nature et l'état des sols et des roches pour prévoir leur condition d'utilisation et permettre l'établissement du mouvement des terres;
- ✓ évaluer les problèmes géotechniques qui subsistent sur le tracé étudié potentiellement retenu;
- ✓ conseiller le maître d'œuvre pour la rédaction des marchés.



III.2.2 Etude des gisements meubles

Les matériaux routiers dans les différents éléments de la construction sont diversifiés. L'indispensable de l'étude est de déterminer la provenance de ces matériaux, de concorder les analyses géotechniques aux spécifications sus-prescrites et d'en optimiser l'usage.

III.2.2.1 Spécifications pour les matériaux meubles

a. Matériau Sélectionné meuble pour un remblai de terrassement

Le Matériau Sélectionné meuble (MS) pour remblai de terrassement devra posséder les qualités suivantes :

- Dimension du plus gros élément : $\phi_{\max} \leq 50 \text{ mm}$;
- Tamisat à $80 \mu\text{m}$: $12 \leq \% F \leq 35$;
- Pourcentage de matière organique : $\% \text{MO} = 0$;
- Limite de liquidité :
 - Pour corps de remblai : $w_L \leq 60$;
 - Pour tête de remblai : $w_L \leq 55$;
- Indice de plasticité :
 - Pour corps de remblai : $I_p \leq 25$;
 - Pour tête de remblai : $I_p \leq 20$;
- Gonflement relatif :
 - Pour corps de remblai : $\% G \leq 2$;
 - Pour tête de remblai : $\% G \leq 1$;
- Poids volumique maximale en OPM (Optimal Proctor Modifié) :
 - Pour corps de remblai : $\gamma_{d \text{ OPM}} \geq 16,5 \text{ kN/m}^3$;
 - Pour tête de remblai : $\gamma_{d \text{ OPM}} \geq 18 \text{ kN/m}^3$;
- CBR (California Bearing Ratio) à 95% de l'OPM et 4 jours d'immersion :
 - Pour corps de remblai : $\text{CBR} \geq 5$;
 - Pour tête de remblai : $\text{CBR} \geq 15$.



b. Matériau Sélectionné meuble pour une couche de forme

Le Matériau Sélectionné meuble utilisé en couche de forme doit :

- Etre moins sensible à l'eau ;
- Avoir une bonne résistance sous circulation des engins de chantier ;
- Avoir de dimensions des plus gros éléments ;
- Respecter les seuils spécifiques suivants :
 - Dimension du plus gros élément : $\phi_{\max} \leq 50 \text{ mm}$;
 - Indice de plasticité : $I_p \leq 20$;
 - Gonflement relatif : $\%G \leq 1$;
 - CBR à 95% de l'OPM et 4 jours d'immersion : $\text{CBR} \geq 15$.

c. Matériau Sélectionné meuble pour une couche de fondation

En couche de fondation, le Matériau Sélectionné admet les spécifications suivantes :

- Dimension du plus gros élément : $\phi_{\max} \leq 50 \text{ mm}$;
- Tamisat 10 mm après compactage 58-100 ;
- Tamisat 5 mm après compactage : 40-78 ;
- Tamisat 2mm après compactage : 28-65 ;
- Tamisat à 80 μm : $\% F < 35$;
- Pourcentage de matière organique : $\% \text{MO} = 0$;
- CBR à 95% de l'OPM et 4 jours d'immersion : $\text{CBR} \geq 30$;
- Poids volumique maximal en OPM : $\gamma_{\text{d OPM}} \geq 18 \text{ kN/m}^3$;
- Gonflement relatif : $\%G < 0,5$.

III.2.2.2 Reconnaissance géotechnique des gisements meubles

Les recherches se distinguent par l'étude In situ et l'étude au laboratoire.

- *Etude In situ*

Les travaux sur terrain sont effectués par une équipe de laboratoire géotechnique spécialisé dans les travaux de Génie Civil. Ces travaux concernent les reconnaissances géotechniques suivantes :



- ✓ Localisation du gisement;
- ✓ Exécution des sondages par puits jusqu'au fond de la couche exploitable ;
- ✓ Délimitation des zones exploitables ;
- ✓ Prélèvement des échantillons remaniés ou échantillons rocheux fins pour des essais en laboratoire ;
- ✓ Evaluer la puissance des zones exploitables.

- Etude au laboratoire

Pour les échantillons meubles, les essais de laboratoire effectués sont :

- ✓ Essais d'identification : granularité, argilosité, classification;
- ✓ Essais de compacité : essai Proctor modifié, essai CBR.

a. Synthèse de la reconnaissance

La reconnaissance a abouti au recensement de six (06) gisements meubles aux alentours du projet. Le **tableau 19** récapitule ces sites. **Figure 8, 9 et 10.**

Tableau 19 : Description générale des gisements meubles

Gisement	Localisation		Distance par rapport à un point fixe connu [km]	Puissance ou volume exploitable [m³]
	Fokontany	Commune		
G01	Ambohidava	Ambatolampy Tsimahafotsy	3,5 d'Ambatolampy Tsimahafotsy	87 120
G02	Ambohidava	Ambatolampy Tsimahafotsy	5,5 d'Ambatolampy Tsimahafotsy	27 840
G03	Ambohinome	Anjomakely	5,0 d'Ambatolampy Tsimahafotsy	112 000
G04	Ambohitsoa	Imerimandroso	6,0 d'Ambatolampy Tsimahafotsy	237 120
G05	Avaratr'Ambohinome	Anjomakely	5,0 d'Ambatolampy Tsimahafotsy	40 320
G06	Avarabohitra	Alakamisy	5,5 du PK 18, RN4	48 000



Figure 8 : Gisements meubles d'Ambohidava



Figure 9: Gisements meubles d'Ambohinome



Figure 10 : Gisements meubles d'Ambohitsoa et d'Avarabohitra



b. Résultats des essais de laboratoire pour les gisements meubles

Les caractéristiques des gisements meubles prospectés sont résumées dans le **tableau 20** ci-après avec :

Tableau 20 : Caractéristiques des sols de gisements meubles

	Sondage (m)	Nature visuelle	Identification					Compacité			%G [%]	Utilisation
			%F [%]	w_L [%]	I_p [%]	GTR	LPC	γ_{dmax} [kN/m ³]	w_{OPT} [%]	CBR		
G01	0,20/2,60	Limon argilo sableux jaune	60	37,5	15,1	A2	Ap	18,2	15,0	10	0,75	Remblai
G02	0,03/0,40	Quartzite	23	39,0	12,9	B6	GL	21,0	7,1	27	0,11	CF
	0,40/2,70	Limon argilo sableux rouge	72	62,7	21,5	A2	Lt	17,6	18,0	11	1,58	Remblai
G03	0,10/2,60	Limon argilo sableux rouge	49	34,0	13,6	A2	SA	19,0	12,2	17	1,53	Remblai
G04	0,20/2,70	Limon argilo sableux jaune rougeâtre	56	35,5	11,7	A1	Ap	17,8	14,2	18	0,52	Remblai
G05	0,20/2,10	Limon sablo argilo jaunâtre	44	46,1	19,2	A2	SA	18,4	14,8	18	0,44	Remblai
G06	0,20/4,00	Limon quartzitique à quartzite	3	24,9	9,1	D3	Gb	21,0	6,3	41	0,00	CF

- %F : pourcentage de fines
- w_L : Limite de liquidité
- I_p : indice de plasticité
- GTR : Classification du Guide de Terrassement Routier
- w_{OPT} : teneur en eau optimum en essai Proctor
- LPC : Classification de Laboratoire des Ponts et Chaussées
- γ_{dmax} : poids volumique sèche maximale
- %G : pourcentage de gonflement linéaire
- CF : Couche de fondation

III.2.2.3 Analyse multicritère de l'exploitation des gisements meubles

L'objet de cette analyse est d'utiliser un outil multicritère d'aide à la décision qui justifiera aisément le choix d'un gisement meuble pour le corps de remblai, pour la tête de remblai et pour la couche de fondation en MS.

a. Pondération des critères

Vu le mouvement des terres pour la mise en œuvre d'un corps de remblai, les critères qui priment le plus sont la distance, la puissance et la qualité par son CBR et son poids volumique sec à l'OPM. Pour la tête de remblai, la qualité importe plus par rapport à la distance de transport et la puissance.

Pour la couche de fondation, le CBR, par la nature du sol, ainsi que le poids volumique sec à l'OPM ont plus de poids que la distance et la puissance. La mise en œuvre exige une très bonne qualité du matériau.

La méthode à adopter pour l'analyse est le GOAL PROGRAMMING en se basant sur les spécifications de départ de chaque matériau. (*Voir paragraphe II.6.3*)

Le **tableau 21** suivant résume ses spécifications avec les différents poids assignés.

Tableau 21 : Poids des spécifications et solutions de départ

Spécifications	Unités	Valeurs	Poids	Valeurs	Poids	Valeurs	Poids
		Pour corps de remblai		Pour tête de remblai		Pour couche de fondation	
% F	%	<35	0,02	<35	0,02	<35	0,03
w_L	%	<60	0,03	<55	0,03	-	-
I_p	%	<25	0,03	<20	0,03	<12	0,03
$\gamma_{dmax\ OPM}$	kN/m ³	>16,5	0,25	>18	0,25	>18	0,25
CBR	-	>5	0,30	>15	0,35	>30	0,35
%G	%	<2	0,02	<1	0,02	<0,5	0,03
Distance	km	4	0,20	4,5	0,15	6	0,15
Puissance	m ³	425 000	0,15	190 000	0,15	90 000	0,16
Somme des poids			1,00		1,00		1,00



b. Tableaux des performances

Les **tableaux 22, 23 et 24** sont les tableaux de performances établis selon les résultats des essais en laboratoire et les recommandations d'utilisation sus-prescrites:

Tableau 22 : Performances des variantes d'emprunt pour corps de remblai

	Pour le corps de remblai							
Spécifications	% F [%]	w_L [%]	I_P [%]	$\gamma_{dmax\ OPM}$ [kN/m ³]	CBR	%G [%]	Distance [km]	Puissance [m ³]
Poids	0,02	0,03	0,03	0,25	0,30	0,02	0,20	0,15
Solution de départ	maj.	maj.	maj.	min.	min.	maj.	fixe.	fixe.
	35	60	25	16,5	5	2	4	425 000
Variantes	Performances							
G01	60	37,5	15,1	18,2	10	0,75	3,5	87 120
G02	72	62,7	21,5	17,6	11	1,58	5,5	27 840
G03	49	34	13,6	19	17	1,53	5,5	112 000

Tableau 23 : Performances des variantes de gîte pour tête de remblai

	Pour la tête de remblai							
Spécifications	% F [%]	w_L [%]	I_P [%]	$\gamma_{dmax\ OPM}$ [kN/m ³]	CBR	%G [%]	Distance [km]	Puissance [m ³]
Poids	0,02	0,03	0,03	0,25	0,35	0,02	0,15	0,15
Solution de départ	maj.	maj.	maj.	min.	min.	maj.	fixe.	fixe.
	35	55	20	18	15	1	4,5	190 000
Variantes	Performances							
G04	56	35,5	11,7	17,8	18	0,52	6	237 120
G05	44	46,1	19,2	18,4	18	0,44	5	10 320

Tableau 24 : Performances des variantes de gite pour couche de fondation

	Pour une couche de fondation en MS						
Spécifications	% F [%]	I_p [%]	$\gamma_{dmax\ OPM}$ [kN/m ³]	CBR	%G [%]	Distance [km]	Puissance [m ³]
Poids	0,03	0,03	0,25	0,35	0,03	0,15	0,16
Solution de départ	maj.	maj.	min.	min.	maj.	fixe.	fixe.
	35	12	18	30	0,5	6	90 000
Variantes	Performances						
G02	23	12,9	21	27	0,11	5,5	27 840
G06	3	9,1	21	41	0	12,5	48 000

En appliquant la méthode du GOAL PROGRAMMING:

- pour une spécification à valeur majorée (maj.) :

$$F_j(a, \bar{g}) = \frac{g_j(a) - \bar{g}_j}{\bar{g}_j} \quad (II.6.2)$$

- pour une spécification à valeur minorée (min.) :

$$F_j(a, \bar{g}) = \frac{\bar{g}_j - g_j(a)}{\bar{g}_j} \quad (II.6.3)$$

- pour une spécification à valeur fixe (fixe.) :

$$F_j(a, \bar{g}) = \frac{|g_j(a) - \bar{g}_j|}{\bar{g}_j} \quad (II.6.4)$$

Avec \bar{g}_j : la spécification et solution de départ.

Dans les **Tableau 25**, **Tableau 26** et **Tableau 27**, les unités respectives des spécifications ne sont plus considérées. Les trois tableaux de performances deviennent des proportions de même échelle (unité de fraction).

Tableau 25 : Performances à même échelle des variantes d'emprunt pour corps de remblai

	Pour le corps de remblai							
Spécifications	% F [-]	w_L [-]	I_P [-]	$\gamma_{dmax\ OPM}$ [-]	CBR [-]	%G [-]	Distance [-]	Puissance [-]
Poids	0,02	0,03	0,03	0,25	0,30	0,02	0,20	0,15
Variantes	Performances à même échelle							
G01	0,71	-0,38	-0,40	-0,10	-1,00	0,63	0,13	0,80
G02	1,06	0,05	-0,14	-0,07	-1,20	0,21	0,38	0,93
G03	0,40	-0,43	-0,46	-0,15	-2,40	0,24	0,38	0,74

Tableau 26 : Performances à même échelle des variantes de gite pour tête de remblai

	Pour la tête de remblai							
Spécifications	% F [-]	w_L [-]	I_P [-]	$\gamma_{dmax\ OPM}$ [-]	CBR [-]	%G [-]	Distance [-]	Puissance [-]
Poids	0,02	0,03	0,03	0,25	0,35	0,02	0,15	0,15
Variantes	Performances à même échelle							
G04	0,60	-0,35	-0,42	0,01	-0,20	0,48	0,33	0,25
G05	0,26	-0,16	-0,04	-0,02	-0,20	0,56	0,11	0,79

Tableau 27 : Performances à même échelle des variantes de gite pour couche de fondation

	Pour une couche de fondation en MS						
Spécifications	% F [-]	I_P [-]	$\gamma_{dmax\ OPM}$ [-]	CBR [-]	%G [-]	Distance [-]	Puissance [-]
Poids	0,03	0,03	0,25	0,35	0,03	0,15	0,16
Variantes	Performances						
G02	-0,34	0,08	-0,17	0,10	0,78	0,08	0,69
G06	-0,91	-0,24	-0,17	-0,37	1,00	1,08	0,47

c. Choix de la meilleure variante

La meilleure variante de gisement pour chaque utilisation est la plus petite valeur de la somme algébrique des $F_j(a, \bar{g})$ affectés de leur poids P_j . **Tableau 28, 29 et 30.**

Tableau 28 : Résultat du Goal Programming des emprunts pour le corps de remblai

	Pour le corps de remblai		
Variante d'emprunt	G01	G02	G03
$\sum_{j=1}^m P_j \times F_j(a, \bar{g})$	- 0,18	-0,14	-0,59

Tableau 29 : Résultat du Goal Programming des gites pour la tête de remblai

	Pour la tête de remblai	
Variante d'emprunt	G04	G05
$\sum_{j=1}^m P_j \times F_j(a, \bar{g})$	0,02	0,07

Tableau 30 : Résultat du Goal Programming des gites pour couche de fondation

	Pour une couche de fondation en MS	
Variante de gite	G02	G06
$\sum_{j=1}^m P_j \times F_j(a, \bar{g})$	0,13	0,06

Les résultats de l'analyse par le GOAL PROGRAMMING, en appliquant la formule II.6.5, pour la valeur la plus proche de 0, démontre que :

- ✓ Pour matériau du corps de remblai, le choix est l'emprunt d'Ambohime G03;
- ✓ Pour matériau de la tête de remblai, le choix est le gite d'Ambohitsoa G04 ;
- ✓ Pour matériau d'une couche de fondation, le choix est le gite d'Avarabohitra G06.

Il faut remarquer que la puissance des gisements ne suffit pas initialement. De même, des contrôles continus pendant l'extraction des terres sont requis (tous les 500 m³ et tous les 1000 m³) et si l'épuisement du volume exploitable sont prévus, un nouveau planning pour de nouvelles reconnaissances de gisement de qualité sera à faire.



III.2.3 Etude des gisements rocheux

Les matériaux rocheux sont utilisés pour leur résistance plus importante vis-à-vis du comportement mécanique. Ils peuvent se combinent avec les liants pour former les produits constituant la structure de la chaussée.

III.2.3.1 Spécifications des matériaux rocheux

a. Matériau rocheux pour la couche d'assise et couche de forme

La couche de base encaisse la grande partie de la force verticale transmise par les roues et transmet l'autre partie vers la couche de fondation. Cette couche constitue la grande différence dans la composition de la structure de la chaussée. Dans notre optique, les granulats étudiés sont :

- Granulats pour grave concassée non traitée 0/315 (GCNT 0/31⁵) ;
- Granulats pour grave bitume 0/14 (GB 0/14) ;
- Granulats pour béton de ciment (BC).

➤ **Grave concassée non traitée 0/31⁵ (GNT type B)**

Elle est utilisée soit comme couche de base soit comme couche de fondation :

- CBR à 95% de l'OPM et 4 jours d'immersion : $CBR \geq 80$;
- Coefficient d'aplatissement : $CA < 25$;
- Los Angeles : $LA < 35$;
- Micro Deval en présence d'eau : $MDE < 25$;
- Equivalent sable : $ES > 40$.
- Fuseau granulométrique avec $\phi_{\max} < 40$ mm. **Tableau 31.**

Tableau 31 : Fuseau granulométrique du GNCT 0/31⁵

Granulométrie 0/31 ⁵	Fuseau proposé % passant
40mm	100
31,5 mm	85-99
20 mm	62-90
10 mm	40-70
6,3 mm	31-60
4 mm	25-52
2 mm	18-43
0,5 mm	10-27
0,2 mm	6-18
80 µm	4-10

Source : NF P98 129 (1994)

Le GCNT 0/31⁵ se met en œuvre sur une épaisseur de 15 à 35 cm.

➤ **Granulats pour grave bitume 0/14 (GB 0/14)**

Les graves bitumes, définis par la norme NF P 98-138, sont rangées en deux catégories selon leur granularité 0/14 ou 0/20. L'étude s'intéresse à la catégorie 0/14.

La courbe de granularité est indiquée comme point de départ de l'étude de formulation avec la possibilité qu'elle soit discontinue. Elle est reconstituée à partir des fractions 0/4, 4/10 et 10/20. **Tableau 32.**

Les caractères mécaniques suivent les coefficients :

- Los Angeles : LA < 30 ;
- Micro Deval en présence d'eau : MDE < 25 ;
- D'aplatissement : CA < 15.

Tableau 32 : Fuseau granulométrique du GB 0/14

Granulométrie 0/14	Fuseau proposé % passant
10 mm	-
6mm	45-50
2 mm	25-35
0,6 mm	14-25
80 μ m	6-9

Source : NF P 98-138 (1999)

➤ **Granulats pour le béton de ciment (BC)**

Pour les structures de chaussée rigide, le béton de ciment constitue la couche de base ou même la majorité de la couche d'assise entière. La norme NF P 98-170 définit les exigences que doivent satisfaire ce matériau sur la performance mécanique et la composition des granulats entrant dans leur composition. Les granulats sont approvisionnés en 3 fractions : sable 0/5, gravier 5/20, cailloux 20/40.

Les sables doivent satisfaire à des critères de propreté caractérisé par l'essai d'équivalent du sable : $ES > 40$.

Les graviers et les cailloux doivent répondre principalement à des exigences :

- de résistance aux chocs et à l'attrition avec $LA < 25$ et $MDE < 20$;
- de résistance au polissage avec un coefficient de polissage accéléré : $CPA > 0,45$.

b. Matériau rocheux pour couche de revêtement

Le produit bitumineux pour couche de roulement est issu des catégories 0/12⁵ (EDC 0/12⁵) ou 0/10 (BB 0/10) selon NF P 98-132. Le produit enrobé a des caractéristiques qui respectent leur rôle dans la structure et des spécifications sur sa granularité.

Pour les spécifications, les coefficients de comportement mécanique :

- ✓ $LA \leq 25$;

- ✓ $MDE \leq 20$;
- ✓ $CA \leq 15$.

III.2.3.2 Reconnaissance géotechnique des gisements rocheux

Les investigations géotechniques ont aboutis à l'observation de trois (03) carrières. **Tableau 33** et **Figure 11**.

- La carrière d'Andranonandriana C01 dans la Commune d'Alakamisy;
- La carrière d'Anjozorokely C02 dans la Commune d'Ivato Aéroport ;
- La carrière de la Société SMATP C03 dans la Commune d'Ivato Aéroport.

Les trois carrières prospectées ont les propriétés LA et MDE suivantes :

Tableau 33 : Propriétés des carrières

Carrière	Axe de cheminement	Distance par rapport au projet [km]	Puissance [m ³]	Nature Rocheuse	LA [%]	MDE [%]
C01	PK 18 RN 4	18,4	320 000	Granite migmatite	35	22
C02	Ivato RN 52	16,9	8 000	Granite	31	19
C03	Ivato RN 52	10,4	290 000	Granite	40	27



Figure 11 : Carrières prospectées

III.2.3.3 Analyse multicritère pour le choix de carrière à exploiter

La distance de départ pour le transport des granulats et gravillons est prise pour 9 km. Une seule carrière est utilisée pour la totalité du projet puisqu'on ne fait qu'une installation de centrale de concassage. De ce fait, les volumes nécessaires de matériau rocheux pour chaque usage spécifique à la chaussée sont rassemblés en un unique volume. **Tableau 34.**

Tableau 34 : Volume total de matériaux rocheux nécessaires

Usage des matériaux rocheux	Volume nécessaire [m ³]
Granulats pour GNCT	70 000
Granulats pour GB	26 000
Granulats pour BC	71 000
Gravillons pour revêtement	10 000
TOTAL	177 000

a. Pondération des critères

La pondération des critères se fait en primant plus le volume exploitable par rapport à la qualité, à mesure de 35% pour la puissance et 25% chacun pour la qualité en MDE et LA. Les données de CA n'ont pas pu être obtenues. Pour la solution de départ la majoration la plus exigeante des coefficients est prise comme référence. **Tableau 35.**

Tableau 35 : Pondération des critères sur le choix de carrière

Spécifications	LA	MDE	Distance	Puissance
Unités	%	%	km	m ³
Poids [%]	25	25	15	35
Solution de départ	25	20	9	177 000

b. Tableau des performances

Le tableau de performances est établi selon les résultats des essais MDE et LA ainsi que les propriétés sus-prescrites. **Tableau 36.**



Tableau 36 : Performances des variantes de carrières

Spécifications	LA [%]	MDE [%]	Distance [km]	Puissance [m ³]
Poids [%]	25	25	15	35
Solution de départ	25	20	9	177 000
Variantes	Performances			
C01	35	22	18,4	320 000
C02	31	19	16,9	8 000
C03	40	27	10,4	290 000

En appliquant la méthode du GOAL PROGRAMMING, le tableau de performances se modifie avec des proportions de même échelle. **Tableau 37.**

Tableau 37 : Performances à même échelle des variantes de carrières

Spécifications	LA [-]	MDE [-]	Distance [-]	Puissance [-]
Poids [%]	25	25	15	35
Variantes	Performances			
C01	0,40	0,10	1,04	-0,81
C02	0,24	-0,05	0,88	0,95
C03	0,60	0,35	0,16	-0,64

c. Choix de la meilleure variante

La meilleure variante de gisement pour chaque utilisation est la plus petite valeur de la somme algébrique des $F_j(a, \bar{g})$ affectés de leur poids P_j . **Tableau 38.**

Tableau 38 : Résultats de l'analyse GOAL PROGRAMMING des gisements rocheux

Variante de carrière	C01	C02	C03
$\sum_{j=1}^m P_j \times F_j(a, \bar{g})$	-0,11	51,33	3,74

La conclusion de cette analyse est que la **carrière C01 d'Andranonandriana est la plus qualifiée** pour être utilisée dans le projet.



III.2.4 Reconnaissance du site vis-à-vis des sols supports du tracé du projet

Lors d'une étude géotechnique sommaire on réalise quelques sondages en carottier avec prélèvements d'échantillons représentatifs des couches, des essais in situ et des **essais au laboratoire**. Les données sont recueillies auprès du Laboratoire Géotechnique responsable des investigations.

A partir des synthèses de résultats de ces travaux, on peut établir une première coupe de la zone traversée. Cela permet aussi de modéliser ou de décrire des zones géotechniques relativement homogènes. Cette subdivision est faite en fonction de la côte du terrain naturel, des contraintes de la ligne rouge du tracé, des zones à particularité directement visible par la nature et l'action de l'eau sur les sols de fondations, et les paramètres de consolidation, la cohésion non drainée et l'angle de frottement.

III.2.4.1 Lithologie des terrains rencontrés

Quatre zones homogènes ont été recensées selon les résultats des reconnaissances le long de l'axe du projet, avec l'effet de stagnation des eaux. **Tableau 39**. Ces tronçons sont :

- **Tronçon géotechnique 1 : PK 0+000 à PK 3+470**. Le tronçon longe la plaine d'Ivato suivant la direction Sud-Ouest en partant de l'Aéroport;
- **Tronçon géotechnique 2 : PK 3+470 à PK 5+700**. Ce tronçon relativement homogène traverse les zones marécageuses au bord du Lac Andranotapahina pour se terminer à la limite de la plaine d'Ankotrika qui limite la Commune d'Amboromposty et celle d'Ambohidratrimo.
- **Tronçon géotechnique 3 : PK 5+700 à PK 8+900**. Cette zone se situe dans la plaine d'Ankotrika, depuis la fin du bord du Lac Andranotapahina jusqu'à l'intersection du projet au Canal Andriantany.
- **Tronçon géotechnique 4 : PK 8+900 à PK 12+650**. Le tronçon longe la limite de la Commune d'Ambohitrimanjaka bordant le fleuve de l'Ikopa. Ce tronçon final traverse la plaine semi-marécageuse de l'Ikopa.

Tableau 39 : Coupe des terrains sur l'axe du projet

Tronçon homogène	Profondeur (m)	Coupe de sondage à la tarière
PK 0+000 à PK 3+470	0,00 / 0,20	Terre végétale
	0,20 / 1,50	Tourbe noirâtre
	1,50 / 3,00	Argile sableuse
	3,00 / 4,60	Sable moyen grisâtre
PK 3+470 à PK 5+700	0,00 / 1,30	Tourbe noirâtre
	1,30 / 2,80	Argile tourbeuse grise
	2,80 / 3,30	Sable fin à moyen légèrement argileux grisâtre
	3,30 / 5,10	Sable moyen grisâtre
	5,10 / 6,00	Sable moyen à grossier grisâtre
PK 5+700 à PK 8+900	0,00 / 0,30	Terre végétale
	0,30 / 1,50	Argile grisâtre à noirâtre
	1,50 / 2,80	Argile sableuse
	2,80 / 3,05	Sable moyen grisâtre
	3,05 / 6,00	Sable moyen à grossier grisâtre
PK 8+900 à PK 12+650	0,00 / 0,20	Terre végétale
	0,20 / 2,40	Tourbe noirâtre
	2,40 / 3,00	Argile grisâtre
	3,00 / 3,60	Sable moyen gris
	3,60 / 5,00	Sable moyen à grossier grisâtre

III.2.4.2 Synthèse des résultats des essais au laboratoire

Les essais au laboratoire ont été effectués auprès du Laboratoire géotechnique qui collabore dans la conception du projet. Pour les tronçons considérés, les résultats des essais en laboratoire des échantillons intacts prélevés sont récapitulés dans le **tableau 40**. Les résultats démontrent la présence de sols compressibles. La construction de la nécessite la mise en œuvre de remblai et l'étude des problèmes y afférant.



Tableau 40 : Résultats des essais au laboratoire des échantillons de sols

	Epaisseur [m]	Nature	Identification					Compressibilité					Cisaillement		
			% F	w_L	I_p	γ_h	LPC	e_0	σ'_c	C_c	C_g	C_v	C_u	φ_u	φ_{cu}
Tr 1	1,50	Tourbe noirâtre	88	97,2	51,6	14,7	Ot	1,944	28	1,863	0,243	$5,3 \times 10^{-4}$	6	1	18,0
	1,50	Argile sableuse	83	63,4	34,7	16,9	At	1,502	50	0,213	0,041	$10,2 \times 10^{-4}$	7	3	20,0
Tr 2	1,30	Tourbe noirâtre	86	63,1	34,3	13,9	At	2,136	27	1,993	0,230	$5,4 \times 10^{-4}$	5	0	15,5
	1,50	Argile tourbeuse grise	94	108,3	62,1	12,6	At	2,583	32	1,381	0,268	$8,5 \times 10^{-4}$	5	1	18,5
Tr 3	1,50	Argile grisâtre à noirâtre	80	71,6	28,4	15,0	Ot	1,052	31	0,316	0,018	$9,2 \times 10^{-4}$	5	3	19,5
	1,30	Argile sableuse	96	99,7	64,2	13,7	At	2,290	47	0,958	0,296	$9,9 \times 10^{-4}$	4	3	21,0
Tr 4	1,40	Tourbe noirâtre	99	170,0	92,5	11,4	Ot	1,888	26	0,477	0,259	$5,6 \times 10^{-4}$	6	1	17,5
	1,00	Argile grisâtre	82	58,6	29,4	16,8	At	1,271	45	0,430	0,306	$8,6 \times 10^{-4}$	4	3	19,0

- ✓ Tr : Tonçon
- ✓ %F : Pourcentage de fines [%]
- ✓ w_L : Limite de liquidité [%]
- ✓ I_p : Indice de plasticité [%]
- ✓ LPC : Laboratoire Pont et Chaussée

- ✓ γ_h : Poids volumique [kN/m³]
- ✓ e_0 : Indice des vides initial
- ✓ σ'_c : Pression de consolidation [kPa]
- ✓ C_c : Indice de compression

- ✓ C_g : Indice de gonflement
- ✓ C_v : Coefficient de consolidation [cm²/s]
- ✓ C_u : Cohésion non drainée [kPa]
- ✓ φ_u : Angle de frottement interne [°]
- ✓ φ_{cu} : Angle de frottement interne par l'essai consolidé non drainé [°]

III.3 Etude hydrologique

Les dégradations des chaussées sont dues non seulement aux sollicitations du trafic mais aussi aux agressions des eaux. L'étude hydrologique a pour but dans notre cas, de déterminer l'ampleur de l'action de l'eau. Son objectif fondamental est d'estimer les débits venant des bassins versants afin de dimensionner les ouvrages d'assainissement.

III.3.1 Bassin versant de l'Ikopa et du projet

III.3.1.1 Présentation des sous-bassins versants

Un bassin versant est délimité par les lignes de partages des eaux de ruissellement, transformant la pluie en débit. Selon le relief de la carte qui va suivre (**Figure 12**), les sous-bassins versants du projet sont obtenus en se basant sur la limite de crête des divers sous-bassins versants se déversant dans l'Ikopa. Avec ces données, il faut constater l'effet de barrage de la digue du RN 58 qui force à obtenir les délimitations sur le logiciel ArcGis.

Le Lac d'Andranotapahina constitue un bassin collecteur des eaux de ruissellement mais il fait partie intégrante d'un sous-bassin versant défini.

Un sous-bassin versant est caractérisé par :

- sa superficie S;
- son périmètre P;
- sa dénivelée Δh ;
- son coefficient de forme K ;
- sa pente moyenne I.

a. Coefficient de forme

Le coefficient de forme appelé aussi indice de compacité, correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie. Il est donné par la formule:

$$K = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (III.3.1)$$

b. Longueur de rectangle équivalent

Le bassin versant est assimilé à un rectangle de même périmètre et de même surface appelé rectangle équivalent. La longueur du rectangle équivalent est donnée par la formule :

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right] \quad (III.3.2)$$

c. Pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne du bassin versant se calcule par la méthode du rectangle équivalent.

$$I = \frac{\Delta h}{L} \times 100 \quad (III.3.3)$$

L'exemple du sous-bassin versant n°1 :

- Superficie : $S = 0,9 \text{ km}^2$;
- Périmètre : $P = 4,4 \text{ km}$;
- Dénivelée : $\Delta h = 42 \text{ m}$;
- Coefficient de forme (formule III.3.1): $K = 0,28 \frac{4,4}{\sqrt{0,9}} = 1,299$;
- Longueur du rectangle équivalent : $L = \frac{1,299\sqrt{0,9}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{1,299} \right)^2} \right] \quad (II.3.2)$
 $L = 1,657 \text{ km}$;
- Pente : $I = \frac{0,042 \text{ km}}{1,657 \text{ km}} \times 100 = 2,54 \%$, (formule III.3.3)

La délimitation des sous-bassins versants et le relief de la zone du projet sont explicités dans la carte suivante traitée sur ArcGis.

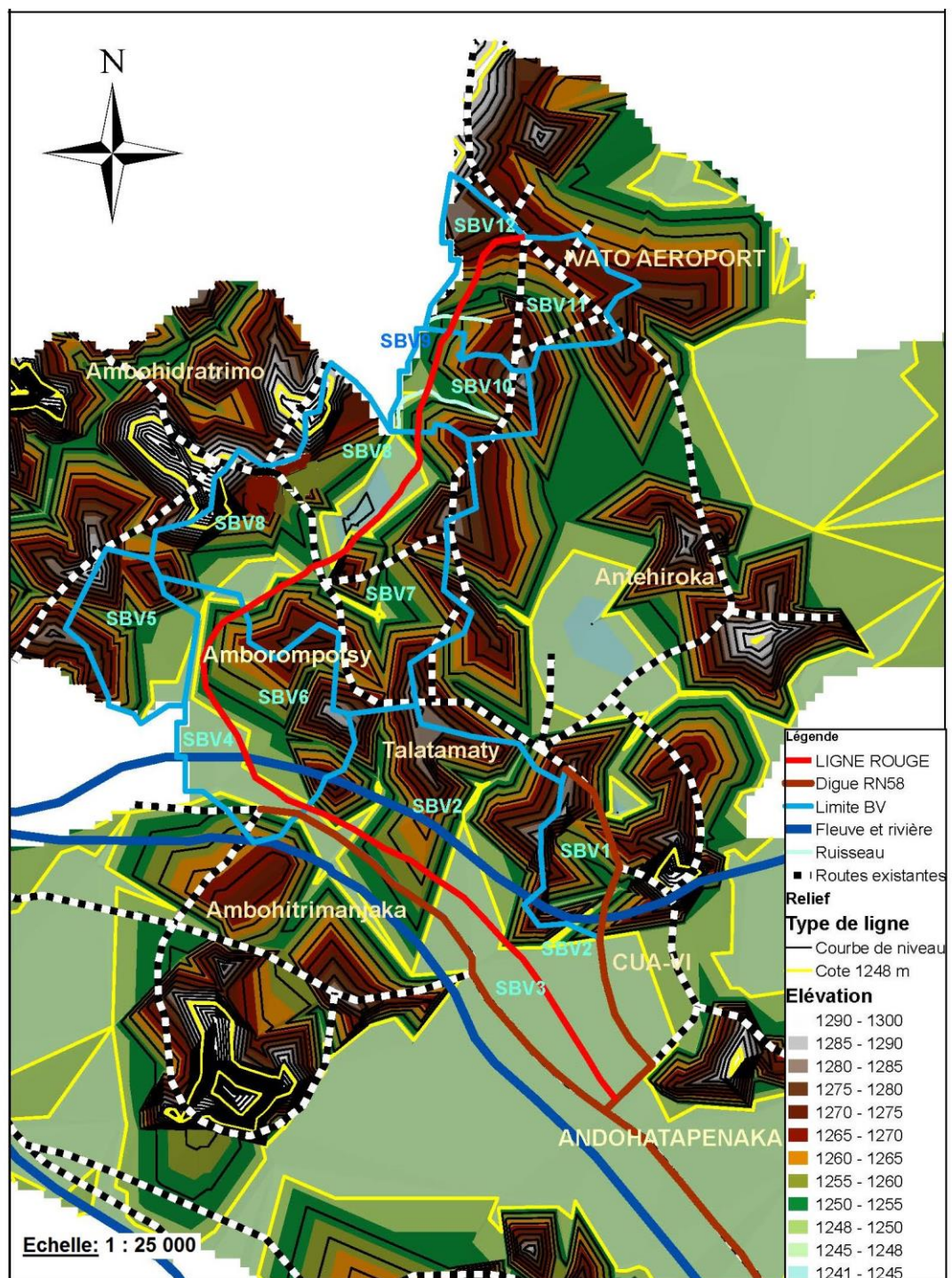


Figure 12 : Carte de délimitation des sous-bassins versants

Source : L'auteur/ArcGis (2016)

Les résultats des paramètres sont récapitulés dans le **tableau 41**.

Tableau 41 : Paramètres caractéristiques des sous-bassins versants

Désignation	S [km ²]	P [km]	Δh [m]	K [-]	L [km]	I [%]
SBV1	0,9	4,4	42	1,299	1,657	2,54
SBV2	4	12,3	38	1,722	5,411	0,70
SBV3	1,7	9,3	1	1,997	4,250	0,02
SBV4	1,2	7,8	2	1,994	3,563	0,06
SBV5	1,5	4,9	39	1,120	1,250	3,12
SBV6	1,9	6,1	39	1,239	2,177	1,79
SBV7	3	9,5	35	1,536	4,000	0,88
SBV8	3,2	9	65	1,409	3,615	1,80
SBV9	0,3	2,9	8	1,483	1,200	0,67
SBV10	0,9	4,2	36	1,240	1,500	2,40
SBV11	1,7	5,8	27	1,246	2,084	1,30
SBV12	0,7	4,4	37	1,591	1,881	1,97

III.3.2 La pluviométrie

La pluviométrie est le facteur primordial des crues sur un bassin versant. Elle devra porter non seulement sur la distribution moyenne dans le temps et dans l'espace, mais également sur la distribution statistique fréquentielle quand cela est nécessaire pour la détermination des crues correspondantes.

III.3.2.1 Présentation des données

a. Pluie mensuelle

Les données exploitables sont les hauteurs des pluies mensuelles de 1995 à 2015 dans la zone d'Ivato – Antananarivo. Ces données issues du service de la météorologie ont permis d'établir la courbe de variation moyenne des précipitations dans l'année. **Figure 13**.

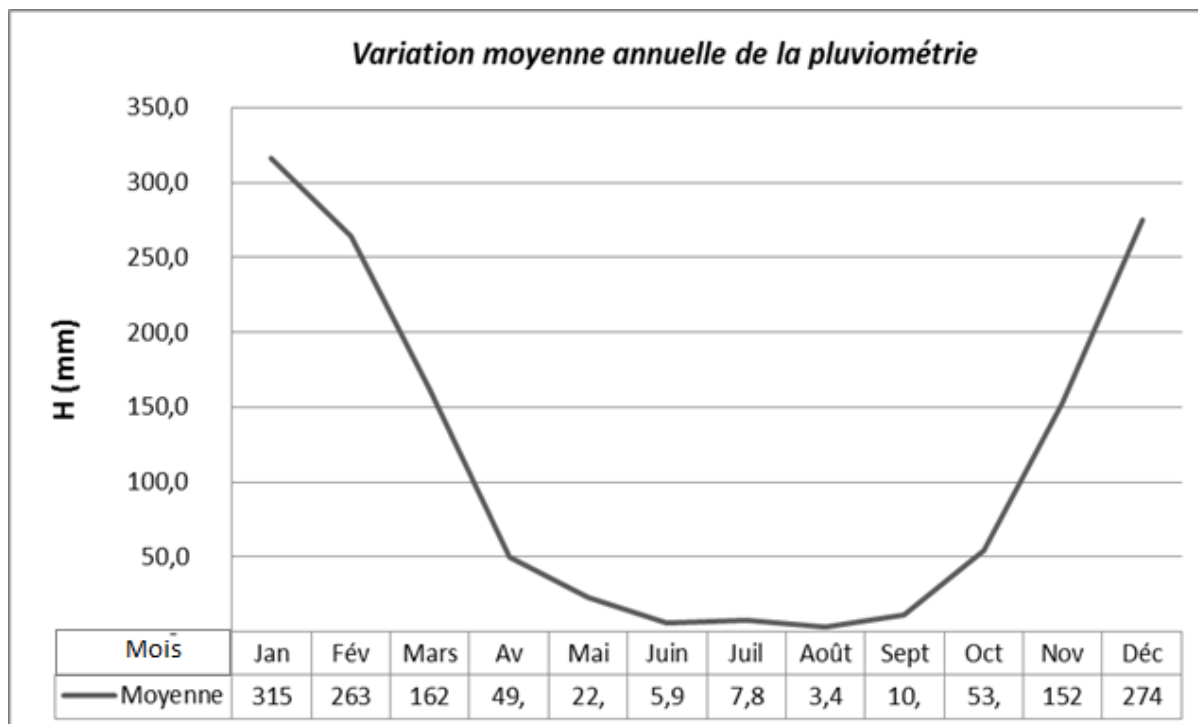


Figure 13 : Variation moyenne annuelle de la pluviométrie

Source : Service de la Météorologie (2015)

Cette figure montre que les précipitations mensuelles les plus abondantes ont lieu au mois de Janvier (315,9 mm) et les plus faibles ont lieu au mois de Juin et Septembre (3,4mm et 10,9mm).

b. Pluie journalière

L'activité orageuse débute à la fin de la saison sèche en fin d'Octobre et se poursuit pendant la saison des pluies jusqu'au début du mois d'Avril. La trainée, passant très rapidement de 35-15 mm/h à 10 mm/h, la durée de la trainée atteint souvent plusieurs heures.

La hauteur maximale de pluie journalière de l'année 1995 à l'année 2015 est donnée dans le **tableau 42**.

Tableau 42 : Hauteur de pluie maximale journalière de 2015 à 1995

Année	Hauteur maximale de pluie de 24h H_i [mm]
2015	90,0
2014	61,2
2013	69,0
2012	93,9
2011	70,6
2010	44,7
2009	73,1
2008	60,8
2007	110,0
2006	50,7
2005	90,3
2004	78,1
2003	144,6
2002	70,9
2001	132,3
2000	82,1
1999	71,1
1998	93,0
1997	46,9
1996	81,9
1995	64,5
ΣH_i	1679,4

Source : Service de la Météorologie (2015)

III.3.2.2 Choix de la loi à utiliser

Les lois de distributions statistiques pour le traitement des données pluviométriques sont nombreuses à citer :

- La loi de Gibrat-Galton ;



- La loi de Goodrich ;
- La loi de Pearson III ;
- La loi de Gumbel ;
- La loi de Frechet.

La loi de Gumbel est la plus accommodée pour traiter la distribution des valeurs extrêmes : maximales ou minimales (maximales dans notre cas). Cette loi sera donc choisie pour l'ajustement des données de pluies maximales journalières recueillies pendant 21 ans (de 1995 à 2015).

Soit H la variable aléatoire continue qui n'est autre que la pluie maximale journalière.

III.3.2.3 Paramètres de calcul

a. Moyenne algébrique et variance de hauteur de pluie

L'équation donnant la moyenne algébrique d'un échantillon de N valeurs est la suivante :

$$\bar{H} = \frac{\sum H_i}{N} \quad (III.3.4)$$

Soit pour notre série de H_i :

$$\bar{H} = \frac{1679,4 \text{ mm}}{21}$$

$$\bar{H} = 79,97 \text{ mm}$$

La variance ou moment centré d'ordre 2 est telle que :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (H - \bar{H})^2}{N - 1}} \quad (III.3.5)$$

Pour notre série de H_i : $\sum (H - \bar{H})^2 = 12969,40$ *et* $\sigma = \sqrt{\frac{12969,40}{21-1}}$

$$\sigma = 25,47 \text{ mm}$$

b. Paramètre d'ajustement de Gumbel

La loi de Gumbel repose sur les deux paramètres d'ajustement suivants :

$$\alpha = \frac{1}{0,780 \sigma} \quad (III.3.6)$$

$$H_0 = \bar{H} - 0,45\sigma \quad III.3.7)$$

Soit pour les formules III.3.6 et III.3.7 :

$$\alpha = \frac{1}{0,780 \times 25,47} = 0,050 \quad \text{et} \quad H_0 = 79,97 \text{ mm} - 0,45 \times 25,47 \text{ mm}$$

$$H_0 = 68,51 \text{ mm}$$

c. Fonction de répartition de Gumbel

Elle est définie par :

$$F(H) = e^{-e^{-u}} \quad (III.3.8)$$

Avec u la variable réduite telle que : $u = \alpha(H-H_0)$

III.3.2.4 Calcul de la hauteur de pluie maximale de différentes fréquences

Pour un temps de retour ou de période T (en année), la fréquence de dépassement est donnée par la relation :

$$F = 1 - \frac{1}{T} \quad (III.3.9)$$

Or, à partir de la fonction de répartition, la variable réduite devient : $u = -\ln(-\ln F)$. La hauteur de pluie correspondant à une période T est donc :

$$H(24h, T) = \frac{u}{\alpha} + H_0 = -\frac{\ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T}\right)\right)}{\alpha} + H_0 \quad (III.3.10)$$



La formule III.3.10 devient : $H(24h, T) = -0,780\sigma \left[\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right] + \bar{H} - 0,45\sigma$

Pour finalement :

$$H(24h, T) = -0,780\sigma \left[\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) + 0,45 \right] + \bar{H} \quad (III.3.11)$$

a. Détermination de $H(24h, 5)$

D'après la formule III.6.9, pour $T=5$ ans : $F = 1 - \frac{1}{5} = 0,8$

D'après la formule III.6.11 :

$$H(24h, 5) = -0,780 \times 25,47 \text{ mm} \times [\ln(-\ln(0,8)) + 0,45] + 79,97 \text{ mm}$$

$$H(24h, 5) = 100,83 \text{ mm} \approx 101 \text{ mm}$$

Le **tableau 44** suivant récapitule la hauteur de pluie journalière maximale en fonction de la période de retour T .

Tableau 43 : Hauteur de pluie journalière maximale en fonction du temps de retour T

T en années	F	H (24h, T) [mm]
5	0,8	101
10	0,9	116
25	0,96	135
50	0,98	149
100	0,99	163

La valeur $H(24h, 10) = 116 \text{ mm}$ est importante pour le calcul de débit de crues.

b. Test de validité de l'ajustement

Le test d'ajustement de χ^2 permet de confirmer que cette loi appliquée est parfaitement acceptable. Il faut vérifier la condition telle que :

$$P(\chi^2) > 0,05 \quad (III.3.12)$$

Pour cela, on divise les $N=21$ valeurs classées par ordre décroissant en $k=4$ classes arbitraires telle que chaque classe i contient au minimum $n_i \geq 5$ valeurs expérimentales.

Tableau 45

Tableau 44 : Classification de l'échantillon

Classe	Bornes H_i [mm]	Nombre expérimental n_i
1	$H > 90$	6
2	$73 \leq H \leq 90$	5
3	$73 < H < 62$	5
4	$H < 62$	5

Ensuite, il faut déterminer le nombre théorique v_i de valeurs contenues dans la classe i par la relation :

$$v_i = N \int_{H_{i-1}}^{H_i} f(H) dH = N [F(H_i) - F(H_{i-1})] \quad (III.3.13)$$

Avec : $F(H) = e^{-e^{-u}}$ et $u = \alpha (H - H_0)$

Ainsi, le **tableau 45** récapitule ce calcul :

Tableau 45 : Valeur des nombres théoriques dans chaque classe

Classe	H_i [mm]	$F(H_i)$	$F(H_i) - F(H_{i-1})$	v_i
1	∞	1	0,288	6,04
	90	0,712		
2	73	0,450	0,262	5,51
3	62	0,249	0,201	4,22
4	0	0	0,249	5,23



Par ces valeurs, on obtiendra χ^2 par:

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^4 \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} \quad (III.3.13)$$

$$\chi^2 = \frac{(6 - 6,04)^2}{6,04} + \frac{(5 - 5,51)^2}{5,51} + \frac{(5 - 4,22)^2}{4,22} + \frac{(5 - 5,23)^2}{5,23}$$

$$\chi^2 = 0,202$$

c. Nombre de degrés de liberté

La répartition dépend du nombre de degrés de liberté qui est de :

$$\lambda = K - 1 - p \quad (III.3.14)$$

K : Nombre de classes de l'échantillon (k=4)

p : Nombre de paramètres dont dépend la loi de répartition.

Pour la loi de répartition de GUMBEL, on a deux (p= 2) paramètres qui sont α et H_0 , la formule III.3.14 donne :

$$\lambda = 4 - 1 - 2 = 1$$

D'après la table de distribution de PEARSON de *l'ANNEE B*, si la probabilité de dépassement correspondant au nombre de degrés de liberté après interpolation : $P(\chi^2) > 0,05$, la loi est acceptable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } \lambda = 1 \text{ et } \chi^2 = 0,275, \text{ on trouve } P(\chi^2) = 0,6 \\ \text{Pour } \lambda = 1 \text{ et } \chi^2 = 0,148, \text{ on trouve } P(\chi^2) = 0,7 \\ \text{Par interpolation linéaire, pour } \lambda = 1 \text{ et } \chi^2 = 0,202, \text{ on trouve } P(\chi^2) = 0,66 > 0,05 \end{array} \right.$$

Donc l'ajustement pour la loi de Gumbel est acceptable et satisfaisant pour 21 échantillons.

d. Intervalle de confiance

La valeur de hauteur estimée à l'aide de la loi statistique ne correspond pas, généralement, à la vraie valeur qui ne peut être connue qu'avec un échantillonnage de dimension infinie. Pour cette raison, il est obligé d'introduire la notion d'intervalle de confiance. Il s'agit de l'intervalle dans lequel il y'a un certain nombre de chances de trouver la vraie valeur du paramètre cherché.

L'hypothèse de calcul est la suivante : Le seuil de confiance est pris égal à 95%. C'est une valeur qui correspond à des projets importants économiquement mais qui exigent aussi une sécurité élevée.

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

$$H - K_2 \cdot \sigma < H_r < H + K_1 \cdot \sigma \quad (III.3.15)$$

Avec K_1 et K_2 : coefficients fournis par les graphiques dépendant du seuil de confiance fixé à 95 % et de la racine carrée de la taille de l'échantillon. $\sqrt{N} = \sqrt{21} = 4,582$, et $\sigma = 25,47 \text{ mm}$.

Les intervalles sont récapitulés dans le **tableau 46**. Pour $P=10$ ans :

- $K_1 = 1,37$ et $K_2 = 0,67$ sur lecture d'abaque dans **l'ANEXXE C**.
- $116 - 0,67 \times 25,47 < H_r < 116 + 1,37 \times 25,47$ soit $98,50 \text{ mm} < H_r < 150,74 \text{ mm}$

Tableau 46 : Caractéristiques des intervalles de confiance

P [ans]	K_1	K_2	$K_1 \cdot \sigma$ [mm]	$K_2 \cdot \sigma$ [mm]	H [mm]	$H - K_2 \cdot \sigma < H_r < H + K_1 \cdot \sigma$
10	1,37	0,67	35,00	17,23	116	$98,50 < H_r < 150,74$
25	1,71	0,99	43,62	25,29	135	$109,27 < H_r < 178,19$
50	1,97	1,18	50,28	30,08	149	$118,44 < H_r < 198,82$
100	2,34	1,41	59,62	36,07	163	$126,33 < H_r < 220,27$



Ainsi les valeurs de H calculées précédemment pour les temps de retour 10, 25,50 et 100 ans sont incluses dans leur intervalle de confiance respectif. La hauteur de pluie, **$H(24h, 10) = 116 \text{ mm}$** , peut donc assurer la conception et les dimensionnements rationnels des ouvrages à construire.

III.3.3 Estimations des débits des sous-bassins versants

Pour le rétablissement de l'écoulement des eaux en surface de la plaine, en cas critique de crue de l'Ikopa, occasionné par les remblais de l'autoroute, les ouvrages hydrauliques seront nécessaires en fonction des exutoires considérés ou ouvrage d'équilibre installé. Les débits de pointe sont calculés par la méthode rationnelle, pour des sous-bassins versants de superficie inférieure ou égale à 4 km^2 .

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot S \cdot I(t_c; P) \quad (III.3.16)$$

- $Q \text{ [m}^3/\text{s]}$: débit de pointe ;
- C : coefficient de ruissellement du bassin versant ;
- $S \text{ [km}^2]$: superficie de l'impluvium ;
- $I(t_c; P) \text{ [mm/h]}$: intensité de pluie calculée par sous bassin versant ;
- $t_c \text{ (mn)}$: temps de concentration ;
- $P \text{ (ans)}$: période de retour.

III.3.3.1 Coefficient de ruissellement C

En générale le coefficient de ruissellement varie en fonction de la nature du terrain et de la surface du bassin. Ses différentes valeurs sont récapitulées dans le **tableau 47**.

Tableau 47 : Valeurs des coefficients de ruissellement

Nature de la couverture végétale	C	Pente du terrain $I \text{ [%]}$
Culture couvrante, petite brousse	0,52	<5
	0,60	5 à 10
	0,72	10 à 30
	0,80	>30

Source : Cours d'hydraulique routière, ESPA (2014)



En milieu urbain, ce coefficient doit tenir compte de l'urbanisation future des sous-bassins versants. Compte tenu de l'urbanisation déjà entamée et avancée de certains bassins et du taux de croissance démographique relativement élevé à Antananarivo, il est proposé d'adopter un coefficient de ruissellement sécuritaire $C = 0,70$, correspondant à une typologie d'habitats pavillonnaires. Et pour les plaines assimilables à une petite brousse et culture couvrante de pente inférieure à 5%, $C = 0,52$.

III.3.3.2 Intensité de pluie

Pour un temps de retour P défini :

$$I(t_c; P) = 28 (t_c + 18)^{-0,763} i(1h; P) \quad (III.3.17)$$

$$i(1h; P) = 0,22 H(24; P) + 56 \quad (III.3.18)$$

Soit pour $P=10$ ans : $H(24,10) = 116\text{mm}$ par la formule II.3.18 : $i(1h; 10) = 0,22 \times 116 + 56$

$$i(1h; 10) = 81,52 \text{ mm/h}$$

III.3.3.3 Temps de concentration t_c

Trois méthodes simplifiées peuvent être utilisées pour le calcul du temps de concentration sur des bassins versants :

- La méthode de Kirpich ;
- La méthode de Ventura ;
- La méthode de Passini.

Il sera utilisé comme méthode, celle de Ventura, par la mise en valeur de la superficie et la pente avec un minimum de paramètres.

Formule de Ventura :

$$t_c = 7,62 \sqrt{\frac{S}{I}} \quad (III.3.19)$$

- t_c : temps de concentration en mn
- S : superficie du sous-bassin versant (km^2) ;
- I : pente moyenne du bassin versant suivant le talweg principal (m/m)



Pour le SBV1 :

- Par la formule III.3.19 : $t_c = 7,62 \sqrt{\frac{0,9}{0,0254}} = 45 \text{ mn}$
- Par la formule III.3.17 : $I(t_c; 10) = 28 (45 + 18)^{-0,763} \times 81,52 = 96,25 \text{ mm/h}$
- Par la formule III. 3.16 : $Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot S = 0,278 \times 0,52 \times 94,97 \times 0,9 = 12,523 \text{ m}^3/\text{s}$

Le calcul de $I(t_c ; 10)$ et les débits de crue en une période de retour de 10 ans pour les bassins versant étudiés sont répertoriés dans le **tableau 48**.

Tableau 48 : Résultats de calcul de débit des bassins versants

Désignation	S [km ²]	I [m/m]	t _c [mn]	I(t _c ; 10) [mm/h]	C [-]	Q [m ³ /s]
SBV1	0,9	0,0254	45	96,25	0,52	12,53
SBV2	4,0	0,0070	182	40,08	0,52	23,18
SBV3	1,7	0,0002	648	16,01	0,52	3,94
SBV4	1,2	0,0006	352	25,04	0,52	4,35
SBV5	1,5	0,0312	53	88,45	0,52	19,18
SBV6	1,9	0,0179	78	69,87	0,70	25,85
SBV7	3,0	0,0088	141	47,70	0,70	27,86
SBV8	3,2	0,0180	102	59,29	0,52	27,43
SBV9	0,3	0,0067	51	90,12	0,52	3,91
SBV10	0,9	0,0240	47	94,82	0,52	12,34
SBV11	1,7	0,0130	87	65,36	0,70	21,63
SBV12	0,6	0,0197	42	100,28	0,52	8,70

CHAPITRE IV. GEOMETRIE ET PROFIL EN TRAVERS DE L'AUTOROUTE

Le projet s'apparente à un cas de déviation d'agglomération relevant du guide d'« Aménagement des Routes Principales » (ARP) (*SETRA, Août 1994*), si l'on entend par "déviation" une infrastructure non urbaine de contournement d'agglomération, assurant principalement l'écoulement du trafic de transit. Ce chapitre traitera sur les règles qui ont abouti au tracé en plan, au profil en long et sur la conception du profil en travers. En effet, le tracé et le profil en long de la ligne rouge sont constitués par des données acquises auprès du MTP et du MEPPATE. Ces données sont des résultats d'investigations topographiques de l'itinéraire principal retenu en fin d'« Etude d'opportunité ».

Le type de route considéré est de type R (route multifonctionnelle) qui correspond à la désignation du projet comme une artère interurbaine de catégorie R 80. Ce type de route a comme fonction de liaison à courte ou moyenne distance et prend en compte des usages liés au site. Pour le trafic fort, la conception de l'autoroute à deux chaussées de deux voies chacune est justifiable.

IV.1 Tracé en plan et profil en long

Le tracé en plan et le profil en long d'une autoroute doit permettre d'assurer de bonnes conditions de sécurité, incluant la visibilité et le confort dans la vitesse de croisière définie. La conception consiste à fixer les rayons des courbes, les dévers limites, les déclivités et les rayons d'angles à implanter dans le tracé en plan et le profil en long du projet. Le tracé et le profil en long définis constitueront la **ligne rouge en plan et en altitude** du projet. (*ANNEXE D*)

IV.1.1 Principe de conception

Il convient pour les projets d'autoroute neuve :

- ✓ d'éviter les tracés en succession de grandes courbes ;
- ✓ de recourir de préférence à des alignements droits (au moins 50 % du linéaire pour permettre l'implantation de carrefours et de zones de visibilité de dépassement dans de bonnes conditions) alternant avec des courbes moyennes (de rayon supérieur au rayon minimal, et ne dépassant guère le rayon non déversé);



- ✓ d'éviter, en extrémité d'alignements droits importants (plus de 1 km), les courbes de rayon inférieur à 300 m et en extrémité d'alignements plus courts (0,5 à 1 km), éviter les courbes de rayon inférieur à 200 m;
- ✓ de respecter, lorsque deux courbes se succèdent (même séparées par un alignement droit, quelle que soit sa longueur), la condition suivante concernant leurs rayons R1 et R2 : $0,67 < R1/R2 < 1,5$, sauf si R1 et R2 sont supérieurs à 500 m;
- ✓ d'exclure les courbes constituées d'arcs de cercles contigus de rayons différents;
- ✓ d'exclure les courbes constituées de courbes circulaires de même sens raccordées par un ou plusieurs arcs de clothoïde (courbes dites "en OVE" ou "en C"), ou autres courbes de raccordement;
- ✓ d'exclure les courbes constituées de deux arcs de clothoïde raccordant deux alignements droits (courbes dites « à sommet »);

Les valeurs limites des caractéristiques géométriques du tracé en plan et du profil en long sont présentées dans le **tableau 49**.

Tableau 49 : Valeurs limites des caractéristiques géométriques du tracé et du profil en long

Catégorie R 80	Valeurs limites
Rayon minimal : R_{\min} [m]	240
Rayon non déversé : R_{nd} [m]	900
Longueur d'alignement droit minimal entre deux courbes de sens opposés [m]	85
Rayon au dévers minimal : R_{dm} [m]	650
Devers [%]	2 à 7
Déclivité maximal en rampe et en pente [%]	6
Rayon minimal en angle saillant [m]	3 000
Rayon minimal en angle rentrant [m]	2 200

Source : ARP (1994)

IV.1.2 Valeurs caractéristiques du tracé en plan et du profil en long

Les contraintes du site et les données topographiques sont les éléments de bases de conception suivant les conditions précédemment citées. La zone est à faible contrainte de site pouvant associé librement les conditions susmentionnées. **Figure 15**. La faible déclivité sur la plaine entraîne également en conséquence la faible déclivité dans le profil en long. **Figure 16**.

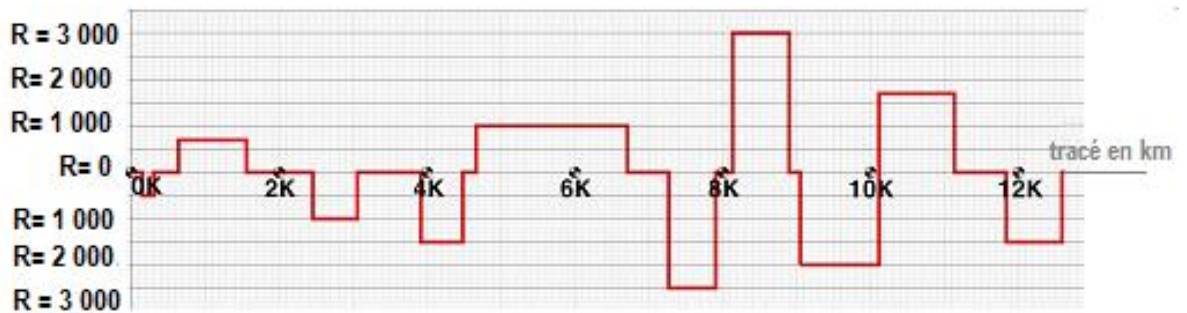


Figure 14 : Variation des rayons de courbure pour le tracé en plan

Source : MTP/MEPPATE (2014)

La plus petite valeur de rayon de courbure est de $R = 300$ m au PK 0+500. Le pourcentage en tracé de courbe de rayon entre 500 m et 1 000m est de 11,36% en moyenne, 53,75 % pour celles avec des rayons supérieurs à 1 000 m et 34,87 % pour les alignements droits.

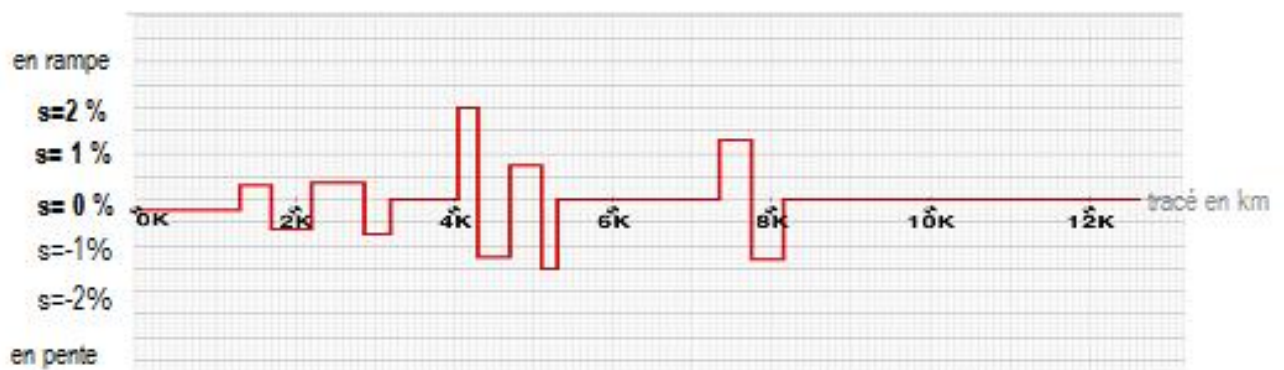


Figure 15 : Variation de la déclivité sur l'axe du projet

Source : MTP/MEPPATE (2014)

La déclivité en rampe et en pente respecte les conditions prescrites. La déclivité est maximale à l'emplacement obligatoire des ouvrages de franchissement (ponts et carrefour dénivelé) en prenant les valeurs 1,30 % et 2%.

IV.2 Profil en travers type

Le profil en travers d'une chaussée est une coupe perpendiculaire à l'axe de la route de l'ensemble des points définissant sa surface sur un plan vertical. (*Cours de Géométrie et Trafic Routier, ESPA, 2014*)

IV.2.1 Largeur de la plate-forme de l'autoroute

Une voie d'autoroute a une largeur de 3,50 m donc une chaussée mesure 7,00 m de largeur. La largeur d'un accotement est de 2,00m dont 1,50 m pour la bande d'arrêt d'urgence (BAU) et 0,5 m de berme. Le terre-plein central (TPC) a comme largeur 2,00m incluant les deux bandes dérasée de gauche (BDG). En tout la plate-forme mesure 20 m et constitue principalement la largeur du profil en travers. La chaussée aura comme pente transversale de 2% et 4% pour l'accotement. **Figure 16.**

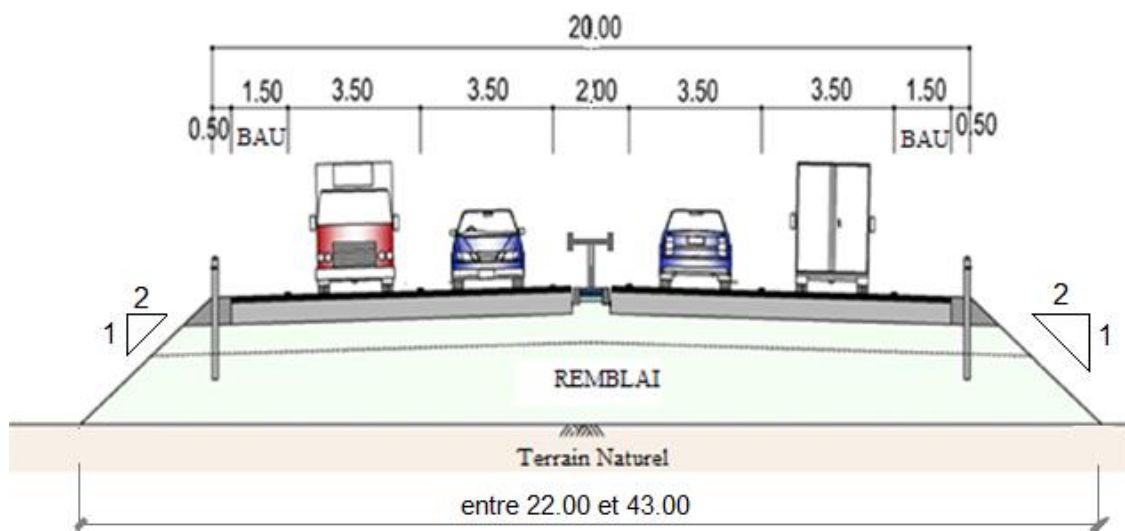


Figure 16 : Profil en travers type

Les valeurs du « dévers » en courbe de la chaussée sont dépendantes du rayon de courbure (rayon du cercle formant la courbe). **Tableau 50.**

**Tableau 50** : Dévers pour une route de catégorie R80 ou T80

Valeur du rayon [m]	Sens du dévers	Valeur du dévers [%]
240	Vers l'intérieur du virage	7
entre 240 et 650	Vers l'intérieur du virage	$-0,13 + 1712,2/R$
650	Vers l'intérieur du virage	2,5
entre 650 et 900	Vers l'intérieur du virage	2,5
900 ou plus	en toit	2,5

Source : Cours de géométrie et trafic routier, ESPA (2014)

Donc le dévers est donc de 2,5% pour tout le tracé sauf pour les virages dont le rayon est $R > 650\text{m}$, il sera de 5,6% pour ceux dont les rayons sont $R = 300\text{ m}$ et 3,3% pour $R = 500\text{ m}$.

IV.2.2 La hauteur du remblai et la pente du talus

La hauteur du remblai le long de l'axe du projet est variable. Elle varie dans les moins de 2,50 m, à des hauteurs entre 2,5m et 5,0 m pour des sections courantes selon le site du sol support. Celui –ci a pour effet de respecter la déclivité nécessaire pour le confort et de surmonter le niveau des eaux en période d'inondation de la plaine. La définition de ces hauteurs est figurée dans ***l'ANNEXE D***. Toutefois des remblais à grande hauteur (supérieur à, 4,5 m) sont réalisés pour les rampes d'accès aux ouvrages d'art (ponts et carrefour dénivelé). La pente initiale est de 2/1 qui sera vérifiée dans le chapitre de la conception et étude du remblai.

CHAPITRE V. CONCEPTION ET ETUDE DU REMBLAI

La chaussée ne peut se construire que sur un remblai. Dans ce chapitre, les problèmes liés aux remblayages sur sols compressibles seront détaillés ainsi que les solutions pour la mise en œuvre. Les remblais utilisés seront les matériaux retenus au cours l'analyse multicritère des gites dans la partie « Etude géotechnique ». Les caractéristiques du remblai seront : $\gamma_h = \gamma_r = 21,10 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{sat} = 21,83 \text{ kN/m}^3$, $\gamma' = 11,83 \text{ kN/m}^3$, $C' = 20 \text{ kPa}$ et $\varphi' = 25^\circ$.

La hauteur du remblai le long de l'axe du projet varie dans les moins de 2,50 m à des hauteurs entre 2,5m et 5,0. L'étude des remblais se consacrera à des hauteurs limite de 5,00m.

V.1 Problèmes liés aux sols compressibles

Le sol d'assise du remblai est en général constitué en surface de sols compressibles. Malgré des propriétés mécaniques particulières qui rendent de tels sols inaptes à supporter des fondations d'ouvrages, un remblai peut s'adapter à des déformations, même importantes. Des études préalables sérieuses et des méthodes de construction adaptées doivent être menées pour s'adapter aux problèmes.

Deux problèmes pour la mise en œuvre du remblai se distinguent :

- ❖ Les problèmes de stabilité;
- ❖ Les problèmes de tassement.

V.2 Etude de la stabilité

L'étude de la stabilité, mise en évidence dans ce paragraphe, est ici à court terme, c'est-à-dire juste après la mise en œuvre du remblai. Il s'agit d'évaluer la stabilité à la rupture circulaire et au poinçonnement.

V.2.1 Stabilité vis-à-vis de la rupture rotationnelle

La rupture rotationnelle du talus et d'une partie du sol de fondation constitue la forme de glissement la plus répandue. La résistance au cisaillement mobilisée dans la fondation et le remblai, le long du cercle de glissement est la cohésion (cohésion du remblai compacté et cohésion non drainée) s'introduit aisément dans les calculs. **Figure 16.**

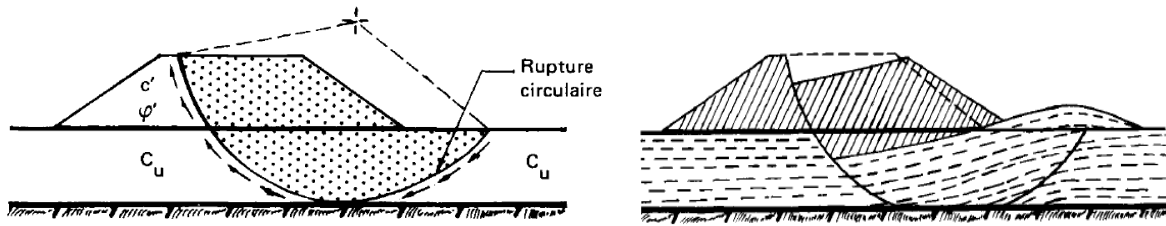


Figure 17 : Rupture par glissement rotationnelle

Source : « Stabilité des pentes », LCPC (juin 1973)

La pente initiale du talus à adopter est 2/1. Parmi les quatre tronçons homogènes définis le long du tracé, le cas de référence qui intéresse l'étude de stabilité à la rupture circulaire est le tronçon 2, puisque ses caractéristiques de cisaillement sont les plus défavorables. Ce modèle s'appliquera alors pour les autres tronçons.

Le sol de fondation est constitué de deux couches (C 1 et C 2) dont les caractéristiques utiles pour le calcul sont reprises dans le **tableau 51** suivant.

Tableau 51 : Caractéristiques de calcul pour les couches molles du Tronçon 2

Couches molles	Notations	Epaisseurs [m]	C_u [KPa]	ϕ_u [°]
Tourbe noirâtre	C 1	1,30	5	0
Tourbe argileuse noirâtre	C 2	1,50	5	1

Sachant que pour une pente définie et une hauteur définie, la largeur du talus de remblai est obtenue par calcul. Ainsi pour une pente P/1 et une hauteur H de remblai, la largeur l du talus sera $l = P \times H$.

V.2.1.1 Méthode de calcul

La méthode de Fellenius, dit méthode ordinaire des tranches, est la plus couramment utilisée pour l'analyse de la stabilité générale de pente. Elle consiste à diviser par des plans verticaux la masse située au-dessus de la surface de rupture hypothétique en tranches. A chaque tranche est soumis, à son centre de gravité, son poids propre Q_i . Sur la courbe de glissement, Q_i se décompose en une force normale N_i et une force tangentielle T_i telle que :

$$N_i = Q_i \cos \alpha_i \quad (V.2.1a)$$

$$T_i = Q_i \sin \alpha_i \quad (V.2.1b)$$

Pour les tranches situées dans la partie qui constitue le moment résistant au glissement, T_i dévient T'_i . Le centre du glissement, la crête du talus et les points d'intersection des couches intermédiaires sont des points de passage obligatoires des plans verticaux. **Figure 18**

Les hypothèses générales sont énoncées comme les suivantes :

- La rupture se produit d'un coup sur la surface unique de glissement. A cet égard, on note que si le massif en mouvement et le massif non sollicité sont tous les deux considérés comme rigides, le cercle satisfait à la condition cinématique de possibilité du mouvement;
- La résistance au cisaillement du sol est entièrement mobilisée sur toute la surface de rupture;
- Comme on ne connaît pas exactement la répartition des pressions interstitielles sous le remblai, juste après sa construction, le calcul se fait en contraintes totales pour le sol compressible ;
- Dans la pratique et par des expériences de ruptures observées par les Laboratoires de Ponts et Chaussées (MOREAU et PILOT, mai 1973), le lieu géométrique des centres à coefficient de sécurité F minimum, correspondant à un cercle de rupture, se trouve être la droite à mi- pente d'un talus à la condition que ces cercles étudiés soient « extérieurs » au pied et tête du talus.

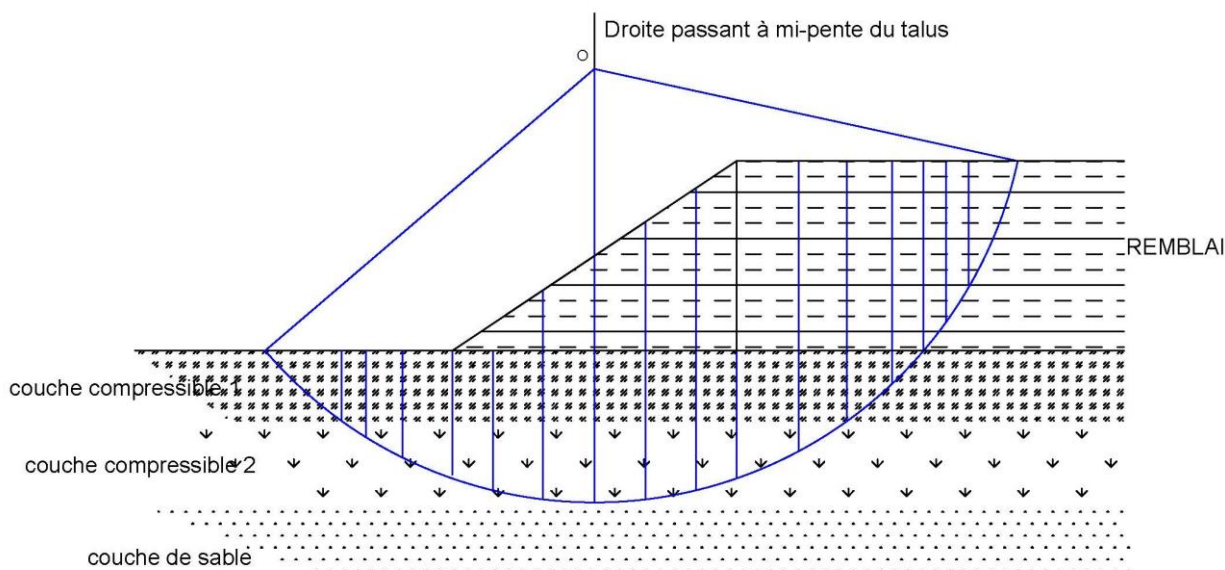


Figure 18 : Méthode de Fellenius

La méthode est recommencée autant de fois en considérant des cercles de différents rayons dans le but de trouver le coefficient de sécurité F minimal. La variation de la valeur de R [m] entraîne également la variation des autres caractéristiques géométriques en fonction de R notamment :

- La distance du centre de gravité d'une tranche i par rapport à la droite verticale passant à mi- pente du talus, notée $x_i = f(R)$ [m];
- La hauteur de chaque tranche ainsi que sa surface $S_i = f(R)$ [m²] ;
- La largeur de chaque tranche notée $b = f(R)$ [m].

Dans les tableaux de calcul :

- $\sin \alpha_i = \frac{x_i}{R}$
- $\cos \alpha_i = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_i}$;
- $Q_i = \gamma_i \cdot S_i$ [kN/m] : poids propre du sol contenu dans chaque tranche i suivant la couche ;
- C [kPa] : cohésion (C' pour le remblai et C_u pour le sol de fondation) ;
- φ [°]: angle de frottement interne (φ' pour le remblai et φ_u pour le sol de fondation).

La définition du coefficient de sécurité est :

$$F = \frac{M_R}{M_M} \quad (V.2.2a)$$

- M_R : moment résistant au glissement ;
- M_M : moment moteur provoquant le glissement ;

$$M_R = \left(\sum Q_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi_i + \sum C_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \sum Q'_i \cdot \sin \alpha_i \right) \times R \quad (V.2.2b)$$

$$M_M = \left(\sum Q_i \cdot \sin \alpha_i \right) \times R \quad (V.2.2c)$$

La formule V.2.2a devient,

$$F = \frac{\sum Q_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi_i + \sum C_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + \sum Q'_i \cdot \sin \alpha_i}{\sum Q_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (V.2.2d)$$

V.2.1.2 Modèle géométrique du remblai

Pour la variation des hauteurs du remblai dans le tronçon 2, la pente est prise de 2/1 et deux hauteurs distinctes $H = 3,5$ m et $H = 4$ m sont considérées. Ces deux valeurs constitueront environ 60% des hauteurs de remblai le long du tracé. **Figure 19.**

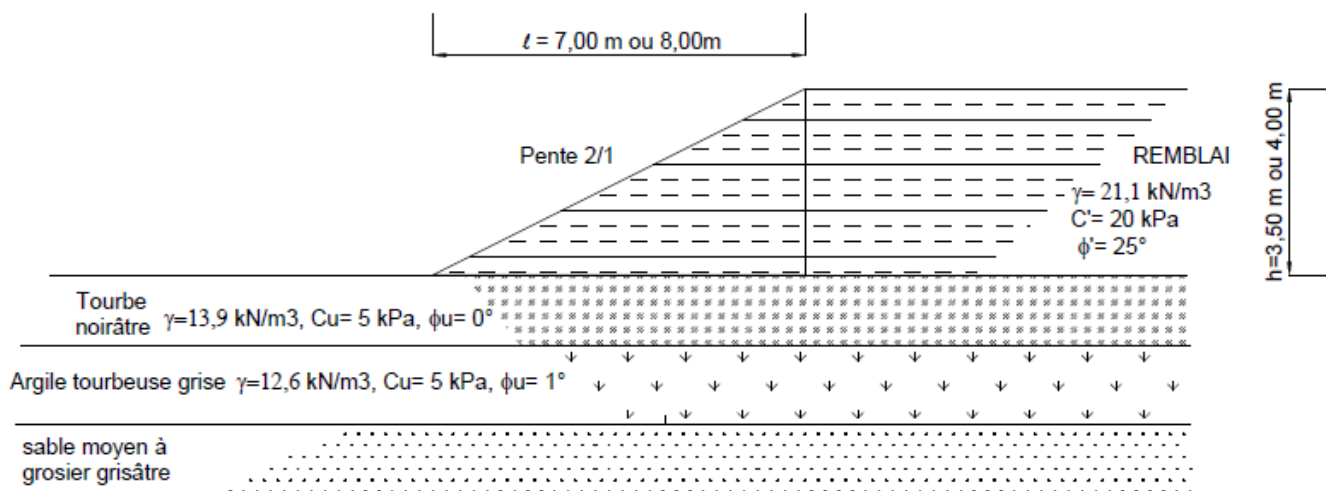


Figure 19 : Modèle géométrique du remblai



V.2.1.3 Résultats des calculs

D'abord en fixant la hauteur $H=3,50$ m, la première étape du calcul consiste à calculer géométriquement la largeur b_i , la position X_i de chaque tranche et sa surface pour un rayon R fixé. Les termes des formules V.2.2 b et V.2.2c sont ensuite calculés séparément pour aboutir à l'application de la formule V.2.2d. Les calculs successifs aboutissent à des valeurs de F , ensuite en variant le rayon R , le long de la droite passant par la mi- pente du talus de pente définie (2/1).

Ensuite, la hauteur est modifiée à $H=4,00$ m et la détermination de F minimal continue. Le calcul se fait par 30 tranches.

Le **tableau 52** suivant montre la variation de F pour chaque hauteur définie suivant la valeur variée de R (pente=2/1).

Tableau 52 : Variation du coefficient de sécurité à la stabilité des pentes de talus

H= 3,50 m		l= 7,00m		Pente 2/1	
R [m]	$\sum Q_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi_i$ [kN/m]	$\sum C_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$ [kN/m]	$\sum Q'_i \cdot \sin \alpha_i$ [kN/m]	$\sum Q_i \cdot \sin \alpha_i$ [kN/m]	F [-]
<6,3	-	-	-	-	-
6,3	168,596	101,064	57,083	240,006	1,361
6,5	171,009	102,778	57,025	242,300	1,365
6,75	179,531	110,041	56,823	250,570	1,382
7,0	185,457	113,218	56,693	255,721	1,390
8,0	207,953	119,399	56,252	272,177	1,409
9,5	239,414	128,138	55,769	290,901	1,455
H= 4,00 m		l= 8,00m		Pente 2/1	
R [m]	$\sum Q_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi_i$ [kN/m]	$\sum C_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$ [kN/m]	$\sum Q'_i \cdot \sin \alpha_i$ [kN/m]	$\sum Q_i \cdot \sin \alpha_i$ [kN/m]	F [-]
<6,8	-	-	-	-	-
6,8	207,019	114,032	62,274	281,409	1,362
7,0	212,885	116,793	62,015	286,111	1,367
8,0	238,834	128,823	60,912	308,247	1,390
9,5	275,658	138,586	59,694	332,182	1,427



Voici un extrait de calcul pour $R= 6,3 \text{ m}$ et $H= 3,50 \text{ m}$ pour en résulter un $F_{min} = 1,361$.

Tableau 53

Tableau 53 : Extrait de calcul du coefficient minimal pour un rayon défini

N°	$b_i[m]$	$X_i [m]$	$\sin \alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$C_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$ [kN/m]	$Q_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi_i$ [kN/m]	Q_i [kN/m]	$Q'_i \cdot \sin \alpha_i$ [kN/m]	$Q_i \cdot \sin \alpha_i$ [kN/m]
1	0,289	5,094	0,809	0,588	1,476	0,000	0,802	0,648	
2	0,289	4,804	0,763	0,647	1,342	0,000	2,291	1,747	
3	0,289	4,515	0,717	0,697	1,245	0,000	3,578	2,564	
4	0,289	4,225	0,671	0,742	1,171	0,000	4,704	3,155	
5	0,434	3,863	0,613	0,790	1,649	0,013	8,770	5,378	
6	0,146	3,573	0,567	0,824	0,533	0,010	3,357	1,904	
7	0,434	3,283	0,521	0,853	1,526	0,442	11,965	6,235	
8	0,434	2,849	0,452	0,892	1,460	1,310	15,282	6,910	
9	0,434	2,414	0,383	0,924	1,410	2,231	18,367	7,039	
10	0,434	1,980	0,314	0,949	1,372	3,188	21,243	6,677	
11	0,434	1,546	0,245	0,969	1,344	4,167	23,927	5,872	
12	0,434	1,112	0,176	0,984	1,323	5,153	26,430	4,665	
13	0,434	0,678	0,108	0,994	1,310	6,132	28,760	3,094	
14	0,434	0,243	0,039	0,999	1,304	7,093	30,924	1,195	
15	0,434	0,191	0,030	1,000	1,303	8,023	32,923		0,997
16	0,434	0,625	0,099	0,995	1,309	8,907	34,758		3,448
17	0,434	1,059	0,168	0,986	1,321	9,733	36,425		6,124
18	0,434	1,493	0,237	0,971	1,341	10,484	37,922		8,989
19	0,434	1,928	0,306	0,952	1,368	11,146	39,239		12,006
20	0,434	2,362	0,375	0,927	1,405	11,700	40,365		15,132
21	0,434	2,796	0,444	0,896	1,454	12,124	41,285		18,322
22	0,487	3,257	0,517	0,856	1,706	13,909	47,100		24,347
23	0,434	3,717	0,590	0,807	1,613	12,094	41,441		24,451
24	0,146	4,007	0,636	0,772	0,569	3,887	13,553		8,621
25	0,434	4,298	0,682	0,731	1,781	10,934	38,687		26,390
26	0,434	4,732	0,751	0,660	1,973	9,872	35,967		27,014
27	0,289	5,094	0,809	0,588	1,476	5,866	22,179		17,932
28	0,434	5,455	0,866	0,500	17,363	6,668	28,589		24,756
29	0,434	5,890	0,935	0,355	24,461	3,253	19,649		18,369
30	0,193	6,203	0,985	0,174	22,154	0,257	3,157		3,109
F=			1,361	Somme	101,064	168,596		57,083	240,006



Le coefficient de sécurité minimal pour un remblai de pente 2/1 de talus est de :

- $F_{min} = 1,361$ pour $H = 3,50$ m
- $F_{min} = 1,362$ pour $H = 4,00$ m

V.2.1.4 Interprétations des résultats:

Le coefficient de sécurité doit être supérieur à 1,5 pour garantir la stabilité vis-à-vis de la rupture circulaire. Etant donné que $F_{min} < 1,5$ pour $H=3,50$ m et 4,00m, ces modèles de remblai ne sont pas assez stables.

Il faut remarquer que pour une mise en œuvre immédiate, les deux remblais finis ont sensiblement le même coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture circulaire, c'est-à-dire que 60% du profil de remblais le long du tracé sont déjà estimés dans cette étude.

Pour atteindre la valeur acceptable, on peut :

- Soit diminuer la pente du talus, pour 3/1 ;
- Soit placer une banquette latérale de stabilité de même pente 2/1 (contrepoids).

Opter pour une banquette latérale améliore efficacement la stabilité et crée un avantage pratique pour la mise en œuvre d'éventuels fossés de pieds de remblai fini, pour la protection contre l'érosion du remblai par les inondations.

La mise en œuvre de la banquette au pied du remblai, de pente 2/1 revient à l'adoucir à la pente de 3/1 à volume de terrassement égal comme indiqué sur la **Figure 20**. La base du talus l peut être retenue la même mais la banquette admet les caractéristiques géométriques b comme largeur et h pour hauteur qui sera mise en œuvre au maximum selon la hauteur de stabilité au poinçonnement, pris au minimum 1,00 m. Ainsi, géométriquement parlant, en fixant la valeur de h et pour une hauteur H de remblai au plus de 5,00 m avec une seule banquette de 2/1, la largeur minimale b sera :

$$b_{min} = \frac{H^2 - H \times h}{4h} \quad (V.2.3)$$

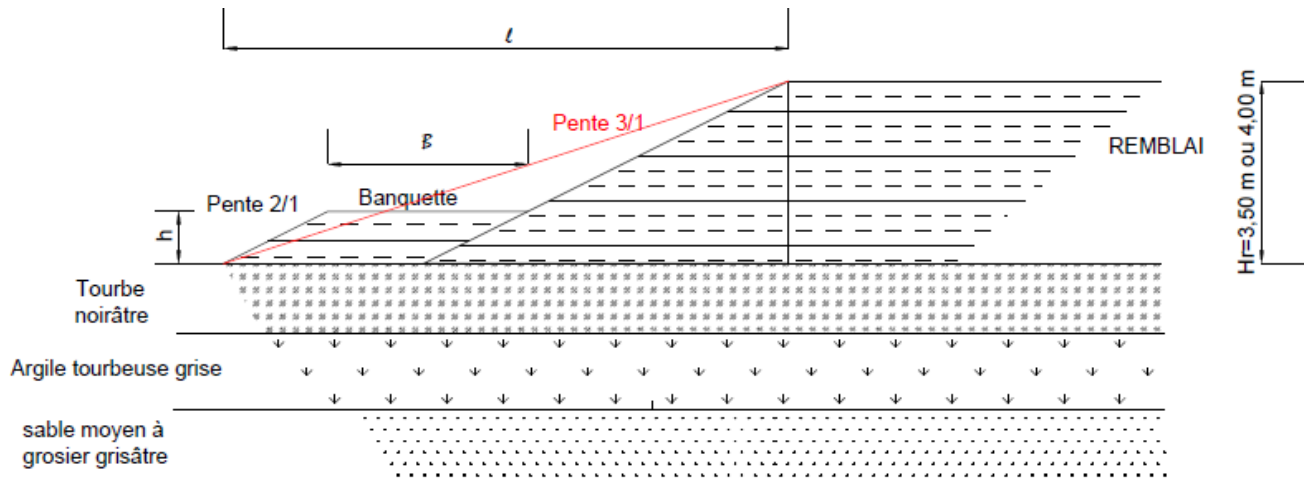


Figure 20 : Banquette latérale au pied de remblai

Le **tableau 54** suivant résume les résultats de calcul en modifiant la pente à 3/1, donnant $F_{min} \geq 1,50$.

Tableau 54 : Coefficient de sécurité minimal pour une pente plus douce

		Pente = 3/1					
		R [m]	$\sum Q_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi_i$ [kN/m]	$\sum C_i \cdot \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$ [kN/m]	$\sum Q' \cdot \sin \alpha_i$ [kN/m]	$\sum Q_i \cdot \sin \alpha_i$ [kN/m]	F_{min}
H= 3,50 m	l= 10,50m	6,3	168,672	101,078	71,890	225,316	1,516
H= 4,00 m	l= 12,00m	6,8	207,042	116,277	76,974	266,879	1,500

Les caractéristiques géométriques de la banquette latérale seront, *pour* $h_{min} = 1,00$ et en appliquant la *formule* V.2.3 on aura les résultats du **tableau 56**.

Tableau 55 : Caractéristiques géométriques des banquettes latérales de stabilité

H [m]	l [m]	h _{min} [m]	b _{min} [m]
3,50	10,50	1,00	2,20
4,00	12,00	1,00	3,00

Pour la suite de l'étude (des calculs), la pente 3/1 sera retenue.

V.2.2 Stabilité au poinçonnement

V.2.2.1 Méthode d'approche

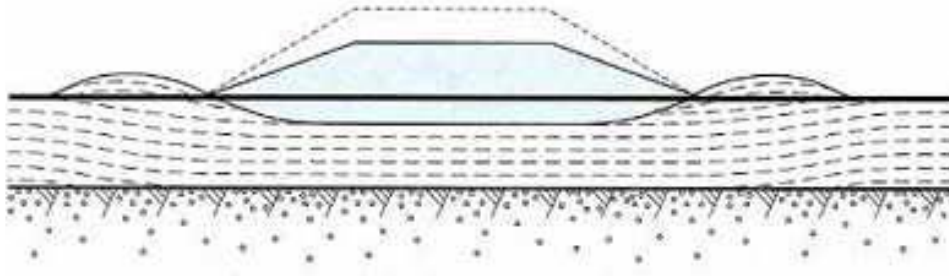


Figure 21 : Rupture par poinçonnement

L'étude du poinçonnement des sols de fondation se fait en assimilant le remblai à une large fondation superficielle dont les bords seraient limités par le milieu de chacun des talus de remblai. La théorie utilisée est celle de *J.Mandel et J.Salençon (1969)*.

$$F = \frac{q_{max}}{q} \quad (V.2.4a)$$

- $q = \gamma_r \cdot H$: la contrainte verticale transmise au sol par le remblai et la charge de compactage ;
- q_{max} : capacité portante du sol de fondation.

Etant donné que le schéma de rupture est analogue à celui du sol sous une fondation superficielle, l'approximation fréquemment faite de la capacité portante du sol est :

$$q_{max} = (\pi + 2) \cdot C_u \quad (V.2.4b)$$

En fait, le schéma de lignes de glissement qui conduit à la valeur $(\pi + 2)$ n'est généralement pas acceptable dans le cas des fondations de grande largeur reposant sur un sol de fondation relativement peu épais. J.Mandel et J.Salençon ont proposé une solution où la portance s'exprime par :

$$q_{max} = C_u \cdot N_c \quad (V.2.4c)$$

- $h = \sum h_i$ [m]: l'épaisseur du sol de fondation rendu homogène ;

- $C_u = \frac{\sum C_{ui} h_i}{\sum h_i}$ [kPa]: la cohésion de la couche rendue homogène ;
- B [m]: largeur d'une fondation fictive, pour notre cas $B = 22 + 3H$;
- $N_c \left(\frac{B}{h} \right)$: facteur de portance dépendant du rapport, lu dans l'abaque de Salençon et Mandel. **Figure 22.**

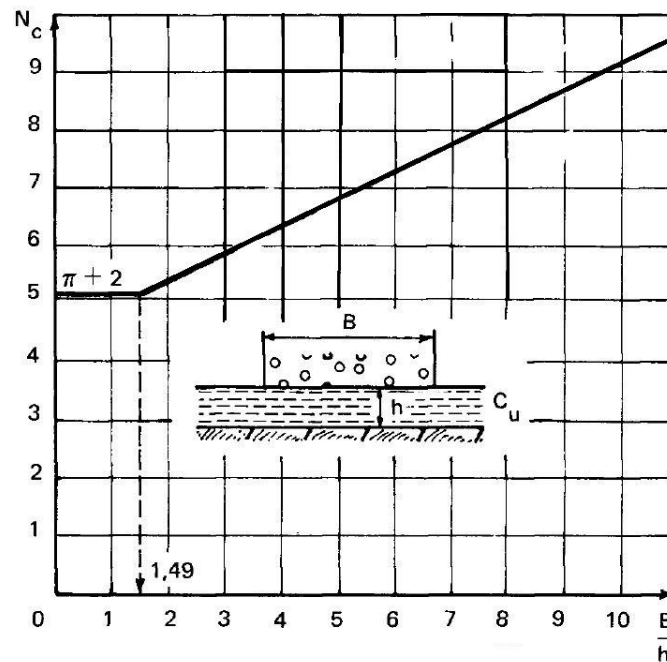


Figure 22 : Abaque de Salençon et Mandel pour le facteur de portance N_c

Pour la cohésion du **tronçon 1**, les données de bases sont :

✓ Couche 1 : $h_1 = 1,50 \text{ m}$; $C_{u1} = 6 \text{ kPa}$

✓ Couche 2 : $h_2 = 1,50 \text{ m}$; $C_{u2} = 7 \text{ kPa}$

❖ Le résultat de la cohésion pour la couche rendue homogène :

$$C_u = \frac{6 \times 1,50 + 7 \times 1,50}{1,50 + 1,50}$$

$$C_u = 6,5 \text{ kPa}$$

❖ L'épaisseur équivalente est : $h = 3,00 \text{ m}$



Les autres tronçons ne présentent également que deux couches compressibles bien distinctes selon les résultats de reconnaissances géotechniques (*paragraphe III.2.4*).

Les résultats de la combinaison des couches pour tous les tronçons le long du tracé sont résumés dans le *tableau 56*.

Tableau 56 : Combinaison des couches pour le calcul de stabilité au poinçonnement

	Tronçon 1	Tronçon 2	Tronçon 3	Tronçon 4
Cohésion 1 [kPa]	6	5	5	5
Cohésion 2 [kPa]	7	5	4	4
h1 [m]	1,50	1,30	1,50	1,40
h2 [m]	1,50	1,50	1,30	1,00
h [m]	3,00	2,80	2,80	2,40
Cu [kPa]	6,5	5,0	4,5	4,6

Par lecture de l'abaque de la *Figure 22*, et $B = 22 + 3H$, la valeur de N_c est obtenue et représentée dans le *tableau 57*.

Tableau 57 : Lecture sur l'abaque des valeurs de N_c

	H [m]	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00
	B [m]	23,50	25,00	26,50	2,00	29,50	31,00	32,50	34,00	35,50	37,00
Tronçon 1	B/h	7,83	8,33	8,83	9,33	9,83	10,33	10,83	11,33	11,83	12,33
	Nc	8,16	8,40	8,63	8,87	9,11	9,35	9,59	9,82	10,06	10,30
Tronçon 2	B/h	8,39	8,93	9,46	10,00	10,54	11,07	11,61	12,14	12,68	13,21
	Nc	8,42	8,68	8,93	9,19	9,44	9,70	9,95	10,21	10,46	10,72
Tronçon 3	B/h	8,39	8,93	9,46	10,00	10,54	11,07	11,61	12,14	12,68	13,21
	Nc	8,42	8,68	8,93	9,19	9,44	9,70	9,95	10,21	10,46	10,72
Tronçon 4	B/h	9,79	10,42	11,04	11,67	12,29	12,92	13,54	14,17	14,79	15,42
	Nc	9,09	9,39	9,68	9,98	10,28	10,58	10,87	11,17	11,47	11,77



V.2.2.2 Evaluation de la stabilité au poinçonnement

La formule V.2.4a du coefficient de sécurité devient :

$$F = \frac{C_u \cdot N_c}{\gamma_r \cdot H} \quad (V.2.4d)$$

Pour un exemple de calcul, considérons le **tronçon 1** avec H=1 m. Comme les précédents résultats ont donnés la valeur de $N_c = 8,40$ correspondant, l'application de la *formule* V.2.4d est :

$$F = \frac{6,5 \times 8,40}{21,10 \times 1} = 2,59$$

Pour une étude de la stabilité à court terme, il faut varier la hauteur de remblai pour chaque tronçon dans le calcul, afin de déterminer à quelle hauteur le sol d'assise est poinçonné.

La condition de stabilité est $F > 1,5$. **Tableau 58**

Tableau 58 : Résultat de calcul à la stabilité au poinçonnement à court terme

	Tronçon 1		Tronçon 2		Tronçon 3		Tronçon 4	
H [m]	F	Observation	F	Observation	F	Observation	F	Observation
0,50	5,03	Stable	3,99	Stable	3,62	Stable	3,95	Stable
1,00	2,59	Stable	2,06	Stable	1,87	Stable	2,04	Stable
1,50	1,77	Stable	1,41	Poinçonné	1,28	Poinçonné	1,40	Poinçonné
2,00	1,37	Poinçonné	1,09	Poinçonné	0,99	Poinçonné	1,08	Poinçonné
2,50	1,12	Poinçonné	0,90	Poinçonné	0,81	Poinçonné	0,89	Poinçonné
3,00	0,96	Poinçonné	0,77	Poinçonné	0,69	Poinçonné	0,77	Poinçonné
3,50	0,84	Poinçonné	0,67	Poinçonné	0,61	Poinçonné	0,67	Poinçonné

V.2.2.3 Interprétation des résultats

Les calculs des coefficients de sécurité au poinçonnement sont faits à partir de la hauteur de remblai estimée respectant la déclivité du profil en long. La valeur minimale de ce coefficient de sécurité est de 1,5. Il n'est vérifié qu'à la limite de mise œuvre de 1,00 m de



remblai pour un remblayage en une seule fois. Ces résultats conduisent à la conclusion que le remblayage ne peut se faire en une seule fois par crainte de rupture par poinçonnement.

Si la hauteur du remblai est inférieure ou égale à 1,00m, sa mise en œuvre n'est qu'en une seule phase. Au-delà de cette hauteur, le remblayage devra se faire par étape ou le sol de fondation devrait être amélioré au préalable.

V.3 Etude du tassement

Le tassement total qui intéresse les concepteurs est le tassement de consolidation primaire. Les problèmes à résoudre sont :

- ❖ L'estimation du tassement final pour la consolidation primaire par la méthode constructive qui respecte la condition de non-poinçonnement;
- ❖ L'évaluation du temps de consolidation basée sur ce processus;
- ❖ La recherche de solution technique pour des conditions de délai défini.

V.3.1 Evaluation du tassement pour la première étape de chargement

V.3.1.1 *Les surcharges du remblai*

En moyenne, la largeur du remblai (semelle fictive) est de 28,00 m alors que l'épaisseur des couches compressibles est de 2,75 m pour les tronçons. Le tassement calculé est maximal sous l'axe de symétrie du remblai. Les caractéristiques des sols compressibles sont celles présentées en *paragraphe III.2.4*.

Pour le calcul des contraintes dues au remblai dans les différentes couches, on a recours à l'abaque d'Osterberg de *l'ANEXXE E*. Le coefficient d'influence est trouvé pour une charge en forme de demi-remblai. **Figure 23**. Pour le premier chargement de $H=1,00m$, la contrainte à une profondeur donnée de la couche compressible en ce point est donnée par la relation :

$$\Delta\sigma_z = 2I_z \cdot \Delta\sigma \quad (V.3.1a) \quad \text{et} \quad \Delta\sigma = \gamma_r \times H \quad (V.3.1b)$$

Par application de la *formule V.3.1a* : $\Delta\sigma = 21,1kN/m^3 \times 1,00m = 21,10 kN/m^2$

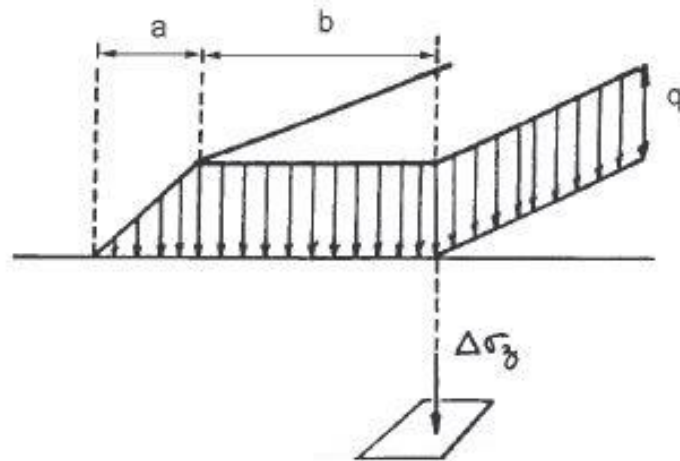


Figure 23 : Modèle de surcharge provoqué par le remblai

La variation des contraintes en profondeur Z donnée dans chaque couche compressible due à la charge du remblai est résumée dans le **tableau 59** avec $a= 3,00$ m et $b=11,00$ m.

Tableau 59 : Contraintes dues aux surcharges à 1,00 m de hauteur de remblai

Z [m]	a/Z	b/Z	I_z	$\Delta\sigma_z$ [kN/m ²]
0,65	-	-	0,5	21,1
0,7	-	-	0,5	21,1
0,75	-	-	0,5	21,1
1,9	1,58	5,79	0,5	21,1
2,05	1,46	5,37	0,5	21,1
2,15	1,40	5,12	0,5	21,1
2,25	1,33	4,89	0,5	21,1

Dans la lecture de l'abaque, la valeur b/Z minimale est de 3,33. Il faut remarquer que pour obtenir une valeur I_z inférieure à 0,5, la valeur de b/Z doit au moins être égale à 3,00 quelle que soit la valeur de a/Z . Dans tous les problèmes, ce résultat permet de déduire que la valeur des surcharges du remblai dans n'importe quelle profondeur des couches de ces sols compressibles est de $\Delta\sigma_z = \gamma_r \times H$.

V.3.1.2 Contrainte effective dues au poids propres de chaque couche

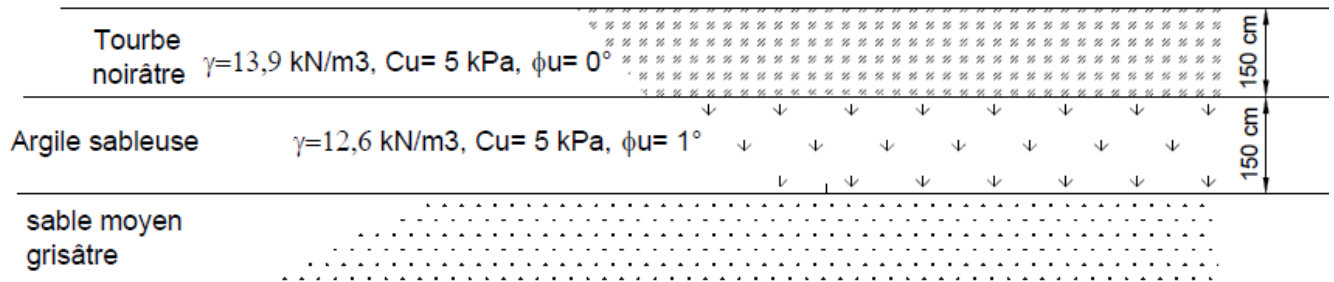


Figure 24 : Modèle de couche de fondation du tronçon 1

Les démarches de calcul permettant d'estimer les contraintes dues au poids propre de chaque couche pour le Tronçon 1 (**Figure 24**) se déroulent comme suit :

- ❖ Pour la première couche de sol, tourbe noirâtre d'épaisseur $h_1=1,50$ et $\gamma = 14,7 \text{ kN/m}^3$:

$$\sigma'_{v0} = 14,7 \times \frac{1,50}{2} = 11,03 \text{ kPa} < \sigma'_c = 28 \text{ kPa: sol surconsolidé}$$

- ❖ Pour la deuxième couche de sol, argile sableuse d'épaisseur $h_2=1,50$ m et $\gamma = 16,9 \text{ kN/m}^3$:

$$\sigma'_{v0} = 14,7 \times 1,50 + 16,9 \times \frac{1,50}{2} = 34,73 \text{ kPa} < \sigma'_c = 50 \text{ kPa: sol sur - consolidé}$$

Pour tous les tronçons, elles sont résumées dans le **tableau 60**.



Tableau 60 : Contraintes à mi- couche dues au poids propre des sols compressibles

	Début PK	Fin PK	Nature de la couche	h_i [m]	γ [kN/m ³]	σ'_{v0} [kPa]	σ'_c [kPa]	Observation
Tr1	0+000	3+470	Tourbe noirâtre	1,5	14,7	11,03	28	Sur-consolidé
			Argile sableuse	1,5	16,9	34,73	50	Sur-consolidé
Tr2	3+470	5+700	Tourbe noirâtre	1,3	13,9	9,04	27	Sur-consolidé
			Argile tourbeuse grise	1,5	12,6	27,52	32	Sur-consolidé
Tr3	5+700	8+900	Argile grisâtre à noirâtre	1,5	15	11,25	31	Sur-consolidé
			Argile sableuse	1,3	13,7	31,41	47	Sur-consolidé
Tr4	8+900	12+650	Tourbe noirâtre	1,4	12,4	8,68	26	Sur-consolidé
			Argile grisâtre	1,0	16,8	25,76	45	Sur-consolidé

Les sols dits sur-consolidés sont ceux pour lesquels la contrainte effective verticale est inférieure à la pression de consolidation σ'_c : ils peuvent ainsi supporter des surplus de contraintes.

V.3.1.3 Calcul des tassements

Le tassement prévisible d'une couche de sol compressible dans l'axe d'un remblai, en fin de consolidation primaire, pour la première surcharge de 1,00 m, est déterminé sur la base de la formule suivante (*Cours Mécanique des sols I, ESPA, 2014*):

$$\Delta h_i = h_i \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_z}{\sigma'_c} \quad (V.3.2)$$

Pour le tronçon 1 :

❖ Pour la première couche,

$$\Delta h_1 = 1,50 \frac{1,863}{1 + 1,944} \log \frac{11,03 + 21,1}{28} = 0,057 \text{ m}$$

$$\Delta h_1 = 5,7 \text{ cm}$$



❖ Pour la deuxième couche,

$$\Delta h_2 = 1,50 \frac{0,213}{1 + 1,502} \log \frac{34,73 + 21,1}{50} = 0,0061 \text{ m}$$

$$\Delta h_2 = 0,6 \text{ cm}$$

En somme, pour la surcharge $H=1,00$ m de remblai, le tronçon 1 admet un tassement de : **6,3 cm**

Pour tous les tronçons homogènes, les résultats du calcul de tassement sont prescrits dans le *tableau 61*.

Tableau 61 : Evaluation des tassements provoqués par la surcharge $H=1,00$ m

	Nature de la couche	h_i [m]	Cc	e_0	σ'_{v0} [kPa]	σ'_c [kPa]	Δh_i [cm]	Total des tassements [cm]
Tr1	Tourbe noirâtre	1,5	1,863	1,944	11,03	28	5,67	6,28
	Argile sableuse	1,5	0,213	1,502	34,73	50	0,61	
Tr2	Tourbe noirâtre	1,3	1,993	2,136	9,04	27	3,94	14,44
	Argile tourbeuse grise	1,5	1,381	2,583	27,52	32	10,50	
Tr3	Argile grisâtre à noirâtre	1,5	0,316	1,052	11,25	31	0,43	2,25
	Argile sableuse	1,3	0,958	2,290	31,41	47	1,82	
Tr4	Tourbe noirâtre	1,4	0,477	1,888	8,68	26	1,36	1,70
	Argile grisâtre	1,0	0,430	1,271	25,76	45	0,33	

V.3.1.4 Temps de consolidation

a. Degré de consolidation et facteur temps

Le degré de consolidation noté U est donné par la relation :

$$U = \frac{S_t}{S_\infty} \times 100 \text{ (\%)} \quad (V.3.3a)$$

✓ S_t : le tassement obtenu au bout d'un temps t



✓ S_{∞} : le tassement final primaire

Ce degré de consolidation est en fonction du facteur temps T_v et réciproquement T_v est en fonction du pourcentage $i\%$ du tassement atteint en cet instant selon la relation :

$$U(\%) = 100 \times \left(\frac{T_v^3}{T_v^3 + 0,5} \right)^{\frac{1}{6}} \quad (V.3.3b)$$

La correspondance entre les valeurs du facteur temps T_v pour un degré de consolidation donné et vice versa est prescrite dans le **tableau 62**.

Tableau 62 : Valeurs corrélatives entre le facteur temps et le degré de consolidation

U [%]	10	20	30	40	50	60	70	80	90	99
Notation U_i	U_{10}	U_{20}	U_{30}	U_{40}	U_{50}	U_{60}	U_{70}	U_{80}	U_{90}	U_{99}
T_v	0,008	0,031	0,071	0,126	0,197	0,287	0,403	0,567	0,848	2,00

b. Durée de consolidation pour un pourcentage de tassement

La durée de consolidation pour un pourcentage $i\%$ de tassement est exprimée par la formule :

$$t = \frac{T_v \times H_{dr}^2}{C_{va}} \quad (V.3.4)$$

- H_{dr} : hauteur de drainage, pour notre cas $\frac{(h_1+h_2)}{2}$;
- C_{va} : coefficient de consolidation apparente pour réduire un sol de fondation multicouche par une couche unique apparente.

Le calcul du coefficient de consolidation apparente est déterminé par la théorie approchée d'Absi :

$$C_{va} = \frac{(\sum_i h_i)^2}{\left(\sum_i \frac{h_i}{\sqrt{C_{vi}}} \right)^2} \quad (V.3.5)$$

En considérant $U=80\%$ soit $T_v=0,567$, pour le Tronçon 1, la démarche sera:



$$C_{Va} = \frac{(150 + 150)^2}{\left(\frac{5,3 \cdot 10^{-4}}{150} + \frac{10,2 \cdot 10^{-4}}{150}\right)^2} = 7,16 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$\text{Et, } t = \frac{0,567 \times \left(\frac{150}{2} + \frac{150}{2}\right)^2}{7,16 \cdot 10^{-4}} = 17\,820\,088 \text{ s}$$

$$t = 6 \text{ mois et } 26 \text{ jours}$$

Le passage à l'étape du deuxième chargement signifie que 80% des tassements prévus sont atteints. Les résultats du temps de consolidation pour U=80% pour le premier chargement d'une hauteur de remblai de 1,00m, pour les 4 tronçons, sont résumés dans le **tableau 63**.

Cependant, pour le cas pratique dans le planning de terrassement, le temps de consolidation **le plus long** parmi les 4 déterminés, sera considéré comme référence pour cette étape, en d'autre terme, **c'est après ce temps de référence que le suivant chargement peut commencer**.

Tableau 63 : Temps de consolidation pour le premier chargement de 1,00 m

	Nature de la couche	h_i [cm]	C_V [cm ² /s]	C_{Va} [cm ² /s]	H_{dr} [cm]	t [secondes]	t
Tr1	Tourbe noirâtre	150	$5,3 \times 10^{-4}$	$7,16 \times 10^{-4}$	150	17 820 088	6 mois 26 jours
	Argile sableuse	150	$10,2 \times 10^{-4}$				
Tr2	Tourbe noirâtre	130	$5,4 \times 10^{-4}$	$6,80 \times 10^{-4}$	120	16 348 290	6 mois 9 jours
	Argile tourbeuse grise	150	$8,5 \times 10^{-4}$				
Tr3	Argile grisâtre à noirâtre	150	$9,2 \times 10^{-4}$	$9,52 \times 10^{-4}$	140	11 679 120	4 mois 15 jours
	Argile sableuse	130	$9,9 \times 10^{-4}$				
Tr4	Tourbe noirâtre	140	$5,6 \times 10^{-4}$	$6,62 \times 10^{-4}$	120	12 328 740	4 mois 23 jours
	Argile grisâtre	100	$8,6 \times 10^{-4}$				
Temps de référence de la première étape de chargement de H=1,00m							6 mois 26 jours



V.3.2 Effet de la mise en œuvre par étape

Pour obtenir la hauteur finie du remblai, il faut effectuer un chargement par étape. Le chargement par étape consiste à atteindre le degré de consolidation théorique $U = 80\%$ pour passer au chargement de l'étape suivante. La hauteur de remblai admissible (limite) à mettre en œuvre dépend de la condition de non-poinçonnement telle que $F > 1,5$. Pour le premier chargement, la condition donne la hauteur $H_1 = 1,00\text{m}$.

Lors du second chargement, il y a augmentation de la cohésion non drainée C_u . La valeur de cette augmentation ΔC_u s'obtient par la relation :

$$\Delta C_u = \Delta \sigma' \times \tan \varphi_{cu} \quad (V.3.6)$$

- ✓ $\Delta \sigma' = U \times \Delta \sigma$; $\Delta \sigma$ est la contrainte totale apportée par le remblai de hauteur H_1 ;
- ✓ φ_{cu} : angle de frottement déterminé par l'essai consolidé non drainé.

La nouvelle hauteur admissible H_2 (hauteur limite maximale) à mettre en œuvre doit vérifier la condition $F > 1,5$ en utilisant ΔC_u . Si la hauteur nécessaire pour atteindre le remblai fini est H'_2 , tel que $H'_2 \leq H_2$, le tassement sera évalué à cette hauteur et le temps de consolidation à $U = 99\%$. δH_2 représente l'ajout de hauteur de remblai pour atteindre H'_2 lors de la deuxième étape de chargement, ainsi $(H'_2 = H_1 + \delta H_2) \leq H_2$.

Il en est de même lorsqu'il y a un troisième chargement, ΔC_u est calculé par la hauteur admissible H_2 et en vérifiant $F > 1,5$ et $(H'_3 = H_2 + \delta H_3) \leq H_3$

Enfin, il faut remarquer que pour l'épaisseur de la couche compressible et de ce qui en est fonction, au début de chaque nouvelle étape, sera pour la $k^{\text{ème}}$ étape :

$$h_{i_k} = h_{i_{k-1}} - 0,8 \Delta h_{i_{k-1}} \quad (V.3.7a)$$

L'indice des vides initiale change également en :

$$e_{0_k} = e_{0_{k-1}} - 0,8 \left(\frac{\Delta h_{i_{k-1}}}{h_{i_{k-1}}} \right) (1 + e_{0_{k-1}}) \quad (V.3.7b)$$



V.3.3 Evaluation d'un tassement par trois étapes de chargement

Prenons l'exemple de la **hauteur finie de remblai 3,50 m** qui représente plus de 36% des hauteurs du profil en long de l'axe du projet. Le premier chargement reste le même $H=1,00$ m.

V.4 Première étape de chargement

Les formules appliquées sont V.3.4, V.3.5, V.3.6, V.3.7a et V.3.7b. Les hypothèses sont :

- ❖ Chaque tronçon est composé de deux couches de sols compressibles ;
- ❖ La hauteur admissible $H_1=1,00$ m est atteinte ;
- ❖ La surcharge due au remblai est : $\Delta\sigma_z = 21,10 \text{ kN/m}^2$;
- ❖ Le calcul du temps de consolidation se fait à $U=80\%$ soit $T_v=0,567$;
- ❖ La règle de prise de la date de référence de fin d'étape est applicable.

Les résultats du temps de consolidation sont dans le **tableau 64**.

Tableau 64 : Temps de consolidation et tassements pour le premier chargement

	Nature de la couche	h_i [m]	e_0	Δe pour U ₈₀	Δh_i [cm]	Δh total [cm]	t pour U=80%
Tr1	Tourbe noirâtre	1,5	1,944	0,089	5,67	6,28	6 mois 26 jours
	Argile sableuse	1,5	1,502	0,008	0,61		
Tr2	Tourbe noirâtre	1,3	2,136	0,076	3,94	14,44	6 mois 9 jours
	Argile tourbeuse grise	1,5	2,583	0,201	10,50		
Tr3	Argile grisâtre à noirâtre	1,5	1,052	0,005	0,43	2,25	4 mois 15 jours
	Argile sableuse	1,3	2,290	0,037	1,82		
Tr4	Tourbe noirâtre	1,4	1,888	0,022	1,36	1,70	4 mois 23 jours
	Argile grisâtre	1,0	1,271	0,006	0,33		
Temps de référence de la première étape de chargement de H=1,00m							6 mois 26 jours

V.4.1.1 Deuxième étape de chargement

Les formules appliquées sont V.3.4, V.3.5, V.3.6, V.3.7a et V.3.7b. et les hypothèses additionnelles sont :

- ❖ La cohésion non drainée augmente et φ_{cu} est prise comme la moyenne pour chaque tronçon de la façon suivante :

$$\varphi_{cu} = \frac{\sum \varphi_{cui} h_i}{\sum h_i} \quad (V.3.8a)$$

Un exemple pour le tronçon 1 : $\varphi_{cu} = \frac{18^\circ \times 1,50 + 20^\circ \times 1,50}{1,50 + 1,50} = 19^\circ$

$$C_{uk} = C_{u\ k-1} + \Delta C_u = C_{u\ k-1} + U \times \Delta \sigma \times \tan \varphi_{cu} \quad (V.3.8b)$$

$C_{uII} = 6,5 \text{ KPa} + 0,8 \times 21,10 \text{ kN/m}^2 \times \tan 19^\circ = 12,31 \text{ KPa}$ et les résultats sont au **tableau 65**.

Tableau 65 : Vérification de la stabilité au poinçonnement avant le deuxième chargement

	$\varphi_{cu} [^\circ]$	$\Delta C_u [\text{kPa}]$	$C_u [\text{kPa}]$	F	$H_2 [\text{m}]$
Tr1	19	5,81	12,31	1,60	3,50
Tr2	17	5,16	10,16	1,56	3,00
Tr3	20	6,14	10,68	1,64	3,00
Tr4	18	5,48	10,07	1,68	3,00
H₂ admissible retenue					3,00

- ❖ La hauteur admissible $H_2 = 3,00 \text{ m}$ vérifie $F > 1,5$;
- ❖ La surcharge due au remblai est : $\Delta \sigma_z = 63,3 \text{ kN/m}^2$;
- ❖ Variation de e_0 et h_i pour $U=80\%$, pour la couche de tourbe noirâtre du tronçon 1 et application des formules V.3.7a et V.3.7b :

$$e_{0II} = 1,944 - 0,8 \left(\frac{6,28}{150} \right) (1 + 1,944) = 1,855 \text{ et } h_{iII} = 150 \text{ cm} - 0,8 \times 6,28 \text{ cm} = 145,5 \text{ cm}$$

- ❖ Le calcul du temps de consolidation se fait à $U=80\%$ soit $T_v=0,567$ (**Tableau 66**).

Tableau 66 : Temps de consolidation et tassements pour le deuxième chargement

	Nature de la couche	h_i [m]	e_0	Δe pour U_{80}	Δh_i [cm]	Δh total [cm]	t pour U=80%
Tr1	Tourbe noirâtre	1,455	1,855	0,628	40,06	43,75	6 mois 19 jours
	Argile sableuse	1,495	1,494	0,049	3,69		
Tr2	Tourbe noirâtre	1,268	2,060	0,680	35,25	61,17	5 mois 25 jours
	Argile tourbeuse grise	1,416	2,382	0,494	25,92		
Tr3	Argile grisâtre à noirâtre	1,497	1,047	0,096	8,80	20,29	4 mois 13 jours
	Argile sableuse	1,285	2,253	0,233	11,49		
Tr4	Tourbe noirâtre	1,389	1,866	0,169	10,22	15,82	4 mois 21 jours
	Argile grisâtre	0,997	1,265	0,102	5,60		
Temps de référence de la deuxième étape de chargement de H=3,00m							6 mois 19 jours

V.4.1.2 Troisième étape de chargement

Les formules appliquées sont V.3.4, V.3.5, V.3.6, V.3.7a, V.3.7b. V.3.8 a et V3.8b. Les hypothèses additionnelles sont :

- ❖ La cohésion non drainée augmente comme précédemment (**Tableau 67**);

Tableau 67 : Vérification de la stabilité au poinçonnement avant le troisième chargement

	φ_{cu} [°]	ΔC_u [kPa]	C_u [kPa]	F	H_2 [m]
Tronçon 1	19	17,44	23,94	1,60	8,50
Tronçon 2	17	15,48	20,48	1,55	8,00
Tronçon 3	20	18,43	22,97	1,60	8,00
Tronçon 4	18	16,45	21,04	1,62	8,00
H_3 admissible retenue					8,00

- ❖ La hauteur $H'_3=3,50$ m est finie à cette étape;
- ❖ La surcharge due au remblai est : $\Delta \sigma_z = 73,85 \text{ kN/m}^2$;
- ❖ La variation de e_0 et h_i pour $U=80\%$ est : $e_{0_{III}}$ et $h_{i_{III}}$
- ❖ Le calcul du temps de consolidation se fait à $U=99\%$ soit $T_v=2$ (**Tableau 68**).



Tableau 68 : Temps de consolidation et tassements pour le troisième chargement

	Nature de la couche	h_i [m]	e_0	Δh_i [cm]	Δh total [cm]	t pour U=99%
Tr1	Tourbe noirâtre	1,134	1,227	44,39	48,39	17 mois 14 jours
	Argile sableuse	1,466	1,445	4,00		
Tr2	Tourbe noirâtre	0,986	1,380	39,29	66,66	13 mois 17 jours
	Argile tourbeuse grise	1,209	1,888	27,37		
Tr3	Argile grisâtre à noirâtre	1,426	0,951	10,07	23,03	13 mois 28 jours
	Argile sableuse	1,193	2,021	12,97		
Tr4	Tourbe noirâtre	1,307	1,697	11,53	17,93	14 mois 25 jours
	Argile grisâtre	0,952	1,163	6,41		
Temps de référence de la troisième étape de chargement de H=3,50m						17 mois et 14 jours

En somme la mise en œuvre de 3,50 m de remblai se fait en 3 étapes. Le temps maximal total de sa mise en œuvre est de : **31 mois** soit **2 ans 7 mois**.

V.4.2 Interprétation des résultats de la méthode de mise en œuvre par étape

La mise en œuvre d'un remblai de hauteur inférieure ou égale à 1,00 m fini se fait en une seule étape. 80% du tassement est atteint en 6 mois et 26 jours, mais 99% du tassement n'est atteint qu'au bout de 25 mois soit **2 ans et 1 mois** en considérant dans le calcul $T_v=2$. La mise œuvre d'une hauteur supérieure devra attendre au moins ce temps d'obtention de U_{80} .

La mise en œuvre d'un remblai de hauteur H tel que $1,00\text{ m} < H \leq 3,00\text{ m}$, se fait en deux étapes. Pour obtenir U_{99} , il faut attendre **30 mois** ou **2 ans et 6 mois**. U_{80} est atteint au bout de 6 mois et 19 jours après la fin du chargement. Comme pour le cas précédent, une hauteur $H > 3,00\text{ m}$ à mettre en œuvre devra attendre la fin de cette période.

La mise en œuvre d'un remblai de hauteur supérieure à 3,00 m se fait en trois étapes avec $H'_3 \leq 8,00\text{ m}$. Etant donné que l'étude se concentre sur les remblais de hauteur d'au plus 5,00m, il ne s'intéresse alors qu'à la durée de U_{99} qui est de 17 mois et 14 jours (pour cette étape). La durée de construction d'un remblai $H > 3,00\text{ m}$ s'étale dans les 30,95 mois soit **2 ans et 7 mois**.

En somme, le temps nécessaire (maximal) pour la totalité de mise en œuvre des remblais d'au plus 5,00 m de hauteur, en obtenant 99% des tassements final sera de **2 ans et 7 mois (31 mois)**.

V.5 Amélioration du phasage des travaux

Des solutions technico-constructives sont à disposition pour l'accélération du temps de consolidation, réduisant ainsi la longue durée des travaux de terrassement. Ces solutions sont :

- ❖ La technique de la surcharge temporaire ;
- ❖ La technique des drains verticaux.

La technique des drains verticaux consiste à la mise en œuvre de drains de sable ou de drains préfabriqués qui permettent un écoulement horizontal de l'eau de parcours réduit. L'utilité de cette technique est discutable puisque son usage est beaucoup plus efficace et rentable que si la couche est épaisse (au moins 8 à 10 m). Dans le cas du projet, l'épaisseur maximale est de 3 m, d'autant plus que le tassement doit être créé, la technique est souvent associée à des surcharges temporaires. Dans ce cas, l'étude de l'accélération du temps de fin de consolidation primaire se concentre sur technique de la *surcharge temporaire*. *Figure 25*.

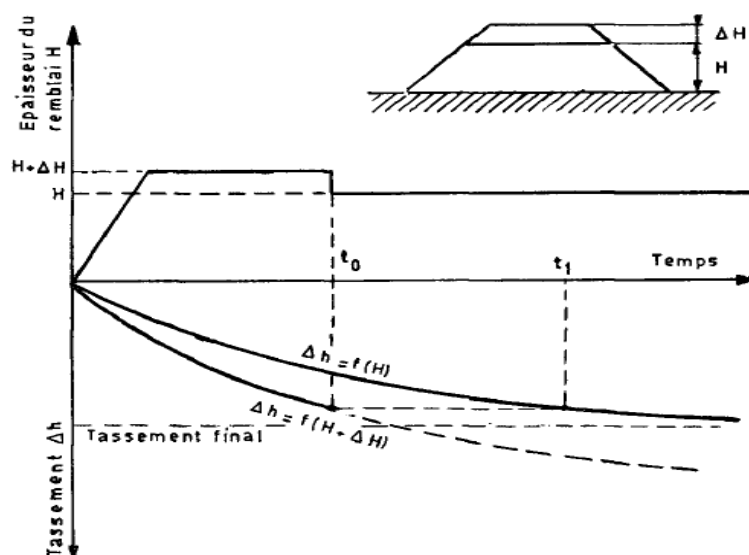


Figure 25 : Evolution du tassement dans le temps avec la surcharge temporaire

A l'enlèvement de la surcharge à t_0 , le tassement final à t_1 est atteint.

V.5.1 Surcharge temporaire pour une hauteur définie de remblai

L'exemple de démarche de calcul est la détermination du surplus de remblai (surcharge) ΔH pour une hauteur fixe de **H=3,50m**, afin d'obtenir 99% du tassement total au bout de 4,4 mois au lieu de 16 mois pour la troisième étape de chargement.

V.5.1.1 *Evaluation du facteur temps et du degré de consolidation*

Le **tronçon 1** est pris comme exemple de terrain et $t= 4,4$ mois (3^{ème} étape de chargement).

Le facteur temps correspondant à la durée t se déduit, depuis la **formule V.3.4**, par :

$$T_V = \frac{C_{Va} \times t}{H_{dr}^2} \quad (V.4.1)$$

$$T_V = \frac{7,56 \times 10^{-4} \times (4,4 \times 30 \times 24 \times 3600)}{\left(\frac{113,4 + 146,6}{2}\right)^2} = 0,504$$

U est déterminé dans la **formule V.3.3b** qui donne $U(\%) = f(T_V)$.

$$U(\%) = 100 \times \left(\frac{0,504^3}{0,504^3 + 0,5} \right)^{\frac{1}{6}} = 76,71\%$$

V.5.1.2 *Evaluation des tassements induits*

Il faut donc que les tassements finaux de 40,64 cm pour la première couche et de 3,91 cm pour la deuxième couche (du tronçon 1) correspondent à 76,71% du tassement respectif S_1 et S_2 obtenue sous une surcharge plus forte.

$$S_i = \frac{\Delta h_i}{U} \quad (V.4.2)$$

$$S_1 = \frac{0,444 \text{ m}}{0,7671} = 0,5787 \text{ m} \quad \text{et} \quad S_2 = \frac{0,040 \text{ m}}{0,7647} = 0,0522 \text{ m}$$



V.5.1.3 Détermination de la surcharge

Le tassement se calcule par l'équation V.3.2: $S_i = h_i \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_c}$

En posant, $x = \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_z}{\sigma'_c}$ (V.4.3a), il vient que : $\log x = \frac{(1+e_0) \cdot S_i}{h_i \cdot C_c}$ (V.4.3b)

Par l'application de la formule V.4.3b :

$$\log x_1 = \frac{(1 + 1,227) \times 0,5314}{1,134 \times 1,863} = 0,610 \quad \text{et} \quad \log x_2 = \frac{(1 + 1,445) \times 0,0511}{1,466 \times 1,445} = 0,409$$

$$\text{Dans ce cas : } x_1 = 10^{0,610} = 4,070 \quad \text{et} \quad x_2 = 10^{0,409} = 2,526$$

Finalement, on a : $\Delta\sigma_z = x \cdot \sigma'_c - \sigma'_{v0}$ (V.4.4)

$$\text{couche 1: } \Delta\sigma_{z_1} = 4,070 \times 28 - 7,69 = 105,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{couche 2: } \Delta\sigma_{z_2} = 2,526 \times 50 - 27,69 = 98,61 \text{ kN/m}^2$$

La hauteur de remblai avec excédant H_{ex} correspondante est :

$$H_{ex} = \frac{\Delta\sigma_z}{21,1 \text{ kN/m}^3} \quad (V.4.5)$$

$$\text{hauteur en excès pour la couche 1: } H_{ex1} = \frac{105,64 \text{ kN/m}^2}{21,1 \text{ kN/m}^3} = 5,01 \text{ m}$$

$$\text{hauteur en excès pour la couche 2 : } H_{ex2} = \frac{98,61 \text{ kN/m}^2}{21,1 \text{ kN/m}^3} = 4,67 \text{ m}$$

H_3 admissible vaut 8,00 m ce qui fait que $H_{ex1} < 8,00 \text{ m}$ et $H_{ex2} < 8,00 \text{ m}$ sont acceptables.

Puisque qu'il ne doit se considérer qu'une seule valeur de la surcharge pour le tronçon 1, ΔH se calcule par :

$$\Delta H = \max(H_{ex1}, H_{ex2}) - H \quad (V.4.6)$$

$$\Delta H = \max(5,01; 4,67) - 3,50 = 1,51 \text{ m}$$

Les résultats de calcul pour les autres tronçons sont récapitulés dans le **tableau 69**.

Tableau 69 : Surcharge temporaire à la dernière étape de chargement pour $H = 3,50$ m

	Pour H=3,50 m ; U ₉₉ réalisé en 4 mois							
	T_V	U [%]	S_i [m]	$\log x$	x	$\Delta\sigma_z$ [kN/m ²]	H_{ex} [m]	ΔH [m]
Tr2	0,648	84,04	0,393	0,5658	3,6798	92,4986	4,38	1,04
			0,274	0,5632	3,6580	95,7313	4,54	
Tr3	0,632	83,36	0,101	0,5227	3,3319	92,5924	4,39	0,89
			0,130	0,4109	2,5754	91,4773	4,34	
Tr4	0,593	81,55	0,115	0,6114	4,0873	98,1646	4,65	1,15
			0,064	0,4148	2,5992	92,7529	4,40	
			Hauteur admissible				8,00 m	
			Hauteur moyenne avec excès				4,58 m	1,08 m
			Hauteur maximale avec excès				5,00 m	1,50 m

V.5.2 Interprétations du procédé de la surcharge temporaire

Pour une durée réduite t définie, il est rationnellement possible de déterminer la valeur de surcharge d'une hauteur de remblai fini en respectant la condition de non-poinçonnement pour chaque étape. Par conséquent, les conditions de la mise en œuvre par étape permettent de déduire les affirmations suivantes :

- ✓ Dans l'étape du premier chargement, réduire le temps de consolidation pour obtenir U_{99} d'un remblai de $H_{finie} < 1,00$ m revient à mettre en œuvre une hauteur $H_{ex} = H + \Delta H$ et que cette hauteur ne doit pas dépasser 1,00 m. Pratiquement, cela n'est pas faisable puisqu'à l'ajout de la surcharge, cette hauteur dépassera toujours 1,00 m. Il faut mettre en œuvre la surcharge dans l'étape du deuxième chargement. La date $t_0 = \Delta t_1$ marque la durée pour obtenir U_{80} dans la première étape.
- ✓ L'étape du deuxième chargement commence après la date t_0 . La durée Δt_2 est celle pour obtenir U_{80} des remblais avec $H_{finie} > 3,00$ m. Pour optimiser la quantité nécessaire de matériau à mettre en œuvre avec le mouvement des engins de terrassements (chargement et nivellement), la date $t_1 = t_0 + \Delta t_2$ définit l'obtention de



U_{99} pour les remblai dont $H_{ex} \leq 3,00 \text{ m}$ et définie également l'obtention de U_{80} pour les remblais dont la hauteur nécessite une troisième étape de chargement.

- ✓ La troisième étape de chargement est conditionnée par une hauteur admissible limite de 8,00 m. La durée Δt_3 est la durée la plus courte pour obtenir U_{99} d'un remblai fini de $H_3=5,00\text{m}$ (hauteur de remblai maximale pour l'étude) pour $H_3 + \Delta H \approx 8,00 \text{ m}$. Après la date t_1 commence la troisième étape de chargement et peut déjà commencer le premier déchargement. La date $t_2 = t_1 + \Delta t_3$ marque l'obtention de U_{99} et ainsi procéder au dernier nivellement pour un remblai fini pour $H_{finie} \leq 5,00\text{m}$.
- ✓ Pendant les périodes Δt_2 et Δt_3 des **contrôles du tassement doivent être effectués**, pour évaluer si les tassements mesurés atteignent les 80% ou 99% estimés dans les calculs. **ANNEXE D**. Ces périodes constituent également des temps adéquats pour la construction des dalots d'équilibre et des ouvrages de franchissement.

V.5.3 Estimation du temps des travaux de terrassement et le mouvement de terres

En considérant, toutes les hauteurs finies $H \leq 5,00 \text{ m}$ et les travaux sur les 4 tronçons, les valeurs de temps trouvées sont :

- $\Delta t_1 = 6,9 \text{ mois}$ (pour une mise en œuvre maximum de 1,00 m)
- $\Delta t_2 = 6,6 \text{ mois}$ (pour une mise en œuvre totale maximum de 3,00 m)
- $\Delta t_3 = 4 \text{ mois}$ (pour obtenir la hauteur maximale admissible avec surcharge $H_{ex}= 8,00 \text{ m}$ pour $H=5,00 \text{ m}$) .

Le **tableau 70** récapitule l'aperçu du temps des travaux et le mouvement de terres, en moyenne, pour tous les tronçons du projet (*hauteurs moyennes avec excès arrondies aux centimètres*).



Tableau 70 : Récapitulation du mouvement de terre

H finie [m]	Nombre d'étape	H _{ex} moyenne [m]	H _{ex} maximale [m]	ΔH moyenne [m]	ΔH moyenne [m]	Date de début [mois]				
				Etape 2	Etape 3	1 ^{er} chargement	2 ^{ème} chargement	1 ^{er} nivellement	3 ^{ème} chargement	2 ^{ème} nivellement
1,00	2	1,10	1,20	0,10	-	0	6,9	13,6		
1,50	2	1,70	1,90	0,20	-	0	6,9	13,6		
2,00	2	2,30	2,60	0,30	-	0	6,9	13,6		
2,50	3	3,10	3,30	-	0,60	0	6,9		13,6	18
3,00	3	3,80	4,20	-	0,80	0	6,9		13,6	18
3,50	3	4,60	5,10	-	1,10	0	6,9		13,6	18
4,00	3	5,40	6,00	-	1,40	0	6,9		13,6	18
4,50	3	6,20	6,90	-	1,70	0	6,9		13,6	18
5,00	3	7,10	8,00	-	2,10	0	6,9		13,6	18

Les excédents pour les surcharges temporaire peuvent être, soit utilisés pour la surcharge de l'étape suivante, soit constituer un surplus de contre poids pour les banquettes latérales. La durée des travaux de terrassement pour la mise en œuvre des remblais est estimée à **18 mois soit 1 ans 6 mois**. Au-delà, de cette date, les travaux de mise en œuvre de la chaussée peuvent commencer.

V.6 Remarque sur la mise en œuvre

V.6.1 Compactage et consolidation

Pendant la construction du remblai, les surcharges induites par le passage des engins de compactage contribuent à une accélération aléatoire du tassement. Ainsi, pour ne pas se fixer sur un temps de consolidation calculé trop lent, il faudrait effectuer des contrôles et des mesures de tassement, au moment présumé où $U=40\%$ et $U=70\%$, puis agir en fonction des résultats du cas échéant dans la mesure pour laquelle le délai d'exécution est restreint.

V.6.2 Couche drainante et géomembrane

La couche drainante est composée de 50 cm de couche compactée en matériau granulaire 0/60 (caillasse) à la base du remblai. Son rôle est de diminuer les remontées capillaires en permettant une plus libre circulation horizontale de l'eau par sa meilleure perméabilité. Ceci concrétise le système de double drainage. *L'épaisseur sera plus importante pour le tronçon 2.* A la surface supérieure de cette couche est mis en œuvre un géomembrane d'étanchéité pour empêcher les remontées capillaires et éviter la pollution des couches du remblai par migration des particules fines. (*Film anti-contaminant*). Si c'est un géotextile, il atténue les forces de traction par flexion à la base de ce remblai et diminue les tassements différentiels.

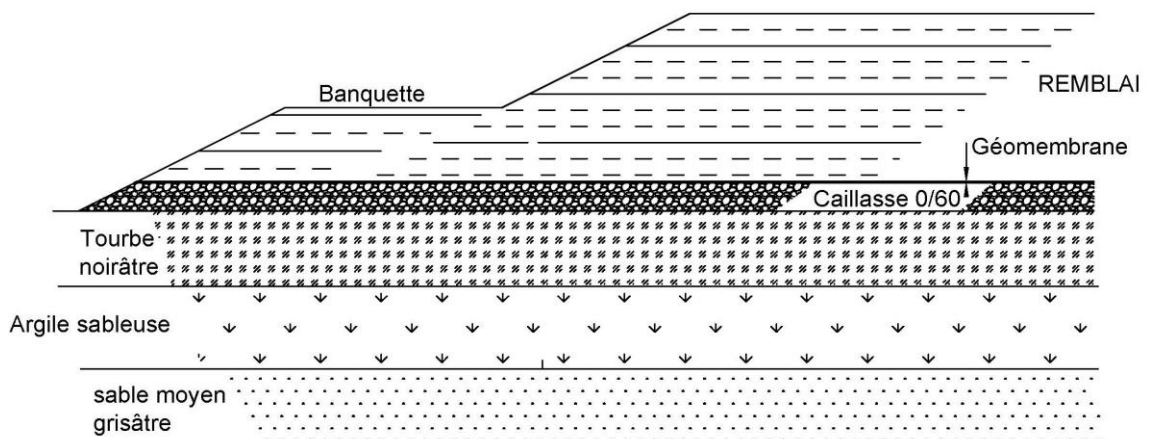


Figure 26 : Couche drainante et géomembrane d'étanchéité

CHAPITRE VI. CONCEPTION DES STRUCTURES DE CHAUSSEE

Ce chapitre concerne la chaussée proprement dite. **Figure 27.** La conception des structures de chaussée consiste à déterminer la nature et l'épaisseur des couches qui la constituent afin qu'elle puisse résister aux diverses agressions auxquelles elle sera soumise tout au long de sa vie.

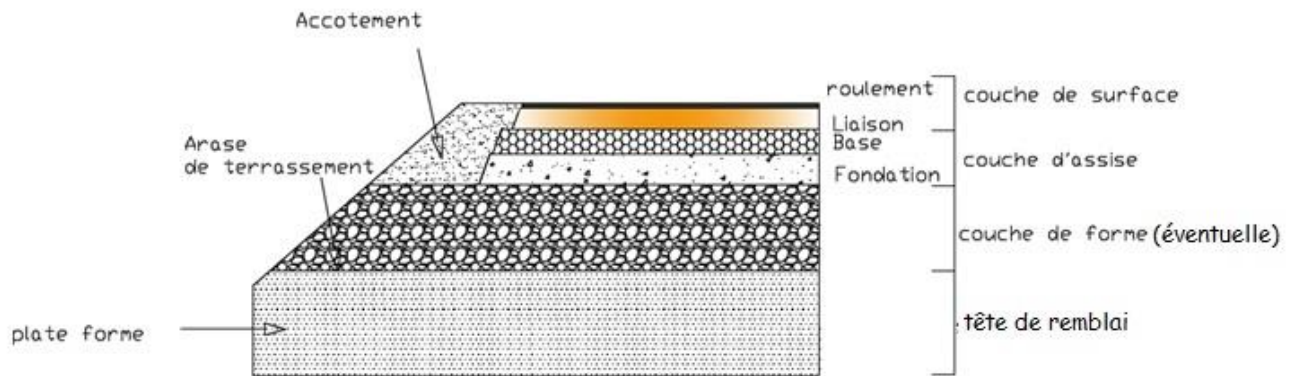


Figure 27 : Structure d'une chaussée

VI.1 Les variantes de structures

Dans le cadre de ce projet de construction d'une autoroute neuve, les variantes de structures sont regroupées parmi trois familles de chaussées :

- La famille des chaussées souples ;
- La famille de chaussées bitumineuses épaisses ;
- La famille de chaussées en béton de ciment.

D'autres familles de structures comme les chaussées mixtes, les chaussées inverses et les chaussées à Matériaux Traités aux Liants Hydrauliques (MTLH) existent également. Néanmoins, des sondages auprès des décideurs techniques et politiques du MTP et du MEPPATE ont accordées plus de faveur aux trois structures présentées.



VI.1.1 Structures souples

Ces structures comportent une couverture bitumineuse relativement mince, et constituées, par suite, de multicouches granulaires élastiques. La couche d'assise est en majorité constituée de matériaux granulaires non traités de très bonnes qualités géotechniques.

Tableau 71.

Tableau 71 : Combinaison pour structure souple

Couches		Structure souple
		Matériaux
Assise	Base	Grave Bitume
	Fondation	Grave non traitée

VI.1.2 Structures bitumineuses épaisses

Elles se composent d'une couche de surface sur une épaisse couche d'assise en matériaux traités aux liants hydrocarbonés. La couche d'assise a une bonne tenue à la fatigue et peut être en grave bitume. Les interfaces entre couches sont toutes liées. Ces structures sont adaptées pour les voies très circulées. **Tableau 72.**

Tableau 72 : Combinaison pour structure bitumineuse épaisse

Couches		Structure bitumineuse épaisse
		Matériaux
Assise	Base	Grave bitume
	Fondation	Grave bitume

VI.1.3 Structures en béton de ciment

Ces structures comportent une couche de béton de ciment. La couche de béton repose soit sur une couche de fondation (matériaux traités aux liants hydrauliques, en béton maigre, ou drainante non traitée), soit directement sur le support de chaussée avec, dans ce cas, interposition fréquente d'une couche bitumineuse. Ce type de chaussée est aussi dite chaussée rigide. **Tableau 73.**

Tableau 73 : Combinaison pour structure en béton de ciment

Couches		Structure en béton de ciment
		Matériaux
Assise	Base	Béton de ciment
	Fondation	Béton (de ciment) maigre

Ces choix de combinaisons de couches de matériaux ne sont pas pris au hasard mais tiennent compte de la famille de structure considérée, du contexte de conception de l'autoroute très circulée et surtout de la disponibilité des matériaux. Tous ces matériaux sont courants et disponibles dans la zone d'étude. (Paragraphe III.2.2 et III.2.3)

VI.2 Dimensionnement suivant la méthode CEBTP

Cette méthode s'appuie sur la longue expérience accumulée par le Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP) dans les pays tropicaux et intègre les connaissances acquises au Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) et au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en matière de dimensionnement des chaussées neuves (CEBTP, 1984) (CEBTP - BCEOM, Janvier 1992).

Le guide CEBTP retient les deux paramètres, indice portant de la plate-forme et le trafic, pour déterminer l'épaisseur à donner à la chaussée.

VI.2.1 Paramètres d'entrée

VI.2.1.1 Indice portant de la plate-forme

Les sols de plate-forme sont regroupés en cinq classes bien distinctes en fonction du CBR. **Tableau 74.** (CEBTP, 1984)

Tableau 74 : Classe de portance CEBTP

Classe	S1	S2	S3	S4	S5
CBR	<5	Entre 5 et 10	Entre 10 et 15	Entre 15 et 30	>30

D'après l'étude géotechnique effectuée au *paragraphe III.2*, l'indice CBR pour la tête de remblai est **18**. La classe de plate-forme est **S4**.



VI.2.1.2 Classe du trafic

Si la largeur de la route est plus de 7 m, le trafic dans le sens le plus chargé sera considéré. Pour le cas des données disponibles au projet, la classe de trafic est définie par son intensité journalière moyenne sur une durée de vie de quinze (15) ans, toutes les classes de véhicules confondues. Cinq classes de trafic sont distinguées. **Tableau 75.** (CEBTP, 1984)

Tableau 75 : Classe de trafic CEBTP

Classe du trafic	TMJ
T1	<300
T2	300 à 1 000
T3	1 000 à 3 000
T4	3 000 à 6 000
T5	6 000 à 12 000

D'après l'étude du trafic (*paragraphe III.1.2*), pour l'année de mise en service **TMJ= 12 535 véhicules** pour le sens le plus chargé. Ce trafic dépasse 12 000 véhicules mais il est encore possible de le classer dans la **classe T5**. D'autant plus que cette classe correspond à des chaussées de type autoroutier é 2 fois 2 voies, qui est le cas du projet.

VI.2.2 Structures de la chaussée

La méthode offre un catalogue de structures de chaussées suivant les classes de plate-forme et de trafic. **ANNEXE E.**

VI.2.2.1 Structure souple

La combinaison disponible, dans le catalogue, s'associant pour obtenir une structure souple qui correspond aux matériaux disponibles et aux conditions de trafic T5, de plate-forme S4 est: *Béton bitumineux (BB)/ Grave bitume (GB)/ Grave naturelle ou Tout venant de concassage (TVC).* **Tableau 76.**



Tableau 76 : Structure souple par la méthode CEBTP

Couche de surface	7 BB
Couche de base	18 GB
Couche de fondation	25 TVC

VI.2.2.2 Structure bitumineuse épaisse

Selon le catalogue, pour obtenir une structure bitumineuse épaisse qui correspond aux matériaux disponibles et aux conditions de trafic T5, de plate-forme S4, on associe : *Béton bitumineux (BB)/ Grave bitume (GB)/ Sable bitume (SB) ou sable enrobé*. Le sable enrobé est un matériau traité au liant hydrocarboné. **Tableau 77**.

Tableau 77 : Structure bitumineuse épaisse par la méthode CEBTP

Couche de surface	7 BB
Couche de base	17 GB
Couche de fondation	20 SB

VI.2.2.3 Structure en béton de ciment

Le catalogue CEBTP ne présente pas de matériau en béton de ciment. Au mieux possible, il propose des matériaux traités au liant hydraulique comme le grave ciment pour couche de base pour un trafic de classe T5.

VI.3 Dimensionnement par la méthode ALIZE-LCPC

La méthode a été élaborée en France par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) et Le Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA). (*Cours de Route I 2013*), (*Cours de Route II 2014*) (*Cours de technologie des routes , 2013-2014*) (*JEUFFROY Georges, SAUTEREY Raymond, 1991*) (*LCPC-SETRA, 1994*) (*LCPC-SETRA, 1998*). Elle relève du modèle mathématique de BURMISTER pour le calcul des sollicitations dans la structure de chaussée.

Le logiciel ALIZE Route met en œuvre la méthode rationnelle de dimensionnement mécanique des structures de la chaussée, qui découle de la méthode LCPC-SETRA. Le logiciel

semble très adapté pour encadrer les opérations de dimensionnement des chaussées neuves autoroutières, pour toutes les classes de trafic. L'utilisation de l'informatique pour la résolution numérique du problème des multicouches va *lever les limitations sur le nombre de couches et permettre une analyse plus précise*, complète et systématique des contraintes et des déformations dans les structures de chaussée.

VI.3.1 Les étapes de la méthode ALIZE-LCPC

On calcule les contraintes et déformations pour le modèle mathématique de la structure de chaussée prédimensionnée à l'étape 1, sous l'essieu de référence de 13 T ou 130 kN.

En principe, chaque demi-essieu comporte un jumelage à roues simples, représenté par deux charges exerçant une pression uniformément répartie de 0,662 MPa sur 2 disques de 0,125 m de rayon, avec un entre-axe de 0,375 m. **Figure 28.**

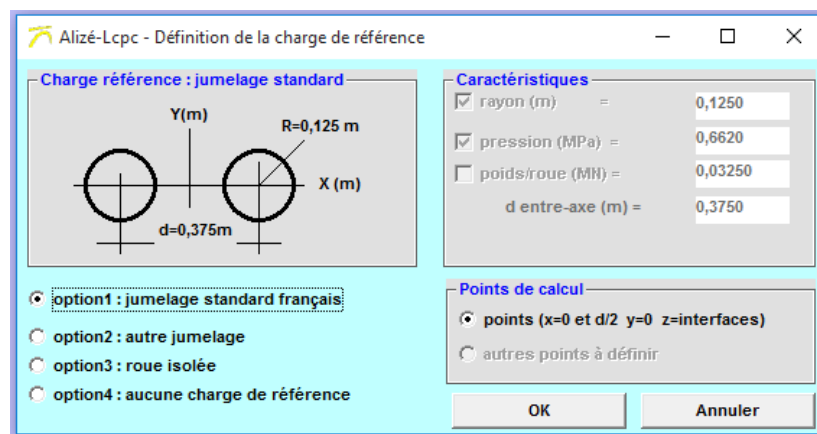


Figure 28 : Charge de référence

Le logiciel ALIZE suit le principe de dimensionnement suivant:

- Le choix du type de structure et des matériaux constitutifs ;
- L'introduction des paramètres de bases ;
- Le calcul des valeurs admissibles ϑ_{adm} ;
- Le choix des épaisseurs initiales pour chaque couche de matériau ;
- Le calcul des sollicitations maximales créées par les charges roulantes ϑ_{max} ;
- La vérification du critère d'endommagement pour tous les matériaux

$$\vartheta_{adm} \geq \vartheta_{max} :$$

- Si le test est négatif, on procède à un ajustement d'épaisseur ;
- Si le test est positif, on procède à une optimisation acceptable selon la mise en œuvre ;
- La définition de la coupe transversale de la structure.

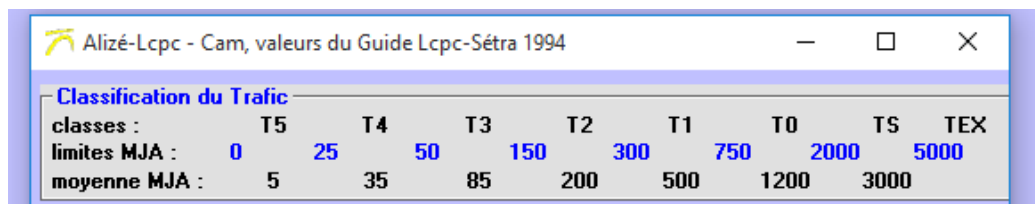
VI.3.2 Hypothèses de base

VI.3.2.1 Le Trafic

a. Classe du trafic

D'après la méthode LCPC, le trafic moyen journalier pris en compte est la Moyenne Journalière Annuelle (MJA) de Poids Lourds par sens de circulation. (LCPC- SETRA, 1994).

Figure 28.



Classification du Trafic									
classes :	T5	T4	T3	T2	T1	T0	T5	TEX	
limites MJA :	0	25	50	150	300	750	2000	5000	
moyenne MJA :	5	35	85	200	500	1200	3000		

Figure 29 : Classification du trafic

Les résultats de calcul dans le *paragraphe III.1.2 (Etude du trafic)* montrent que, pour l'année de mise en service, $MJA = 1043 \text{ PL/sens}$. Pour les chaussées à 2×2 voies, une proportion correctrice est adoptée : pour la voie lente (voie de droite), $MJA = 90\%$ du trafic total par sens et $MJA = 10\%$ pour la voie rapide (voie de gauche) ; le cas défavorable étant celui de la voie lente.

$$MJA = 90\% \times 1043 \text{ PL/sens} = 938,7 \text{ PL/sens} \approx 939 \text{ PL/sens}$$

D'autre part, la valeur de MJA ci-dessus est en nombre de Poids Lourds de $PTC \geq 35\text{kN}$ (3,5T), dans NF P 98-082. Or la méthode LCPC ne prend en compte que les poids lourds de charges utiles $CU \geq 50\text{kN}$. Il est nécessaire d'affecter un coefficient k à la valeur de MJA pour avoir la valeur en nombre de poids lourds de $CU > 50\text{kN}$, adaptée à la méthode. **Tableau 79.**

Tableau 78 : Valeur de k en fonction du type de résultats de comptage

Type de résultats obtenus		Valeurs de k
Nombre de PL de CU $\geq 50\text{kN}$ [PL/j/sens]		1
Nombre d'essieux de charge $\geq 90\text{kN}$ [PL/j/sens]		1
Nombre de PL de PTAC $\geq 35\text{kN}$ [PL/j/sens]		0,8
Nombre total des véhicules	>1 000	0,10
	5 000-1 000	0,07
	<500	0,05

Dans ce cas de figure, $k=0,8$ et $MJA = 0,8 \times 939 \text{ PL/sens} = 751,2 \text{ PL/sens}$

D'après la méthode LCPC, $MJA = 752 \text{ PL/sens}$

La classe du trafic est la **classe T0**. Le trafic est caractérisé comme fort.

b. La valeur du coefficient d'agressivité moyenne (CAM)

La valeur de CAM est donnée selon le « *Guide Technique, Conception et dimensionnement des structures de chaussée, LCPC, 1994* ». **Figure 30.**

CAM, trafics moyens et forts	
Matériaux :	cam :
- bitumineux H<20cm (*) :	0,8
- bitumineux H>20cm (*) :	1,0
- bitumineux, structures mixtes et inverses :	0,8
- traités liants hydrauliques :	1,3
- béton :	1,3
- granulaires (sol, gnt) :	1,0
(*) : sauf structures mixtes et inverses	

Figure 30 : Valeur de CAM pour un trafic fort selon la structure

c. La durée de vie et le risque de calcul

D'après le « *Guide technique de Conception et de dimensionnement de structure de chaussée* », LCPC-SETRA, 1994, la "durée de vie" d'une chaussée est aussi appelée « **durée initiale de calcul** ». Cette durée est le nombre d'années où, par l'intermédiaire d'indicateurs quantifiables la route est apte à satisfaire les besoins et services sans renforcement de la

structure. La durée de service prise en compte est la durée normale relative à la composition de la structure. En tenant compte du caractère probabiliste de la méthode LCPC, le risque de calcul est défini comme suit :

Un risque de $x\%$ sur une période de p années pris pour le dimensionnement de la chaussée, est la probabilité pour qu'apparaissent au cours de ces p années des désordres. Celles-ci impliqueraient des travaux de renforcement assimilables à une reconstruction de la chaussée, en l'absence de toute intervention d'entretien structurel dans l'intervalle. (LCPC-SETRA, 1994)

La stratégie d'investissement doit être égale pour les différentes variantes, généralement à risque faible. **Figure 31**. Ces deux paramètres sont différenciés selon le type de structure et le trafic. Cette différenciation permet de prendre en compte le cas des chaussées sollicitées à de fort trafic.

En général, la durée de vie d'une chaussée souple à Madagascar est de **15 ans**. Les chaussées bitumineuses sont estimées à **20 ans** sans entretien structurel et les structures en béton de ciment à **25 ans** voire largement plus.

Alizé-Lcpc - Risques de calcul, valeurs du Guide Lcpc-Sétra 1994									
Classification du Trafic									
classes :	T5	T4	T3	T2	T1	T0	TS	TEX	
limites MJA :	0	25	50	150	300	750	2000	5000	
moyenne MJA :	5	25	85	200	500	1200	3000		
Valeurs du risque en %									
Structures :	Matériaux :								
- usuelles	bitumineux	25%	12%	5%	2%				
	traités liants hydr.	12%	7,5%	5%	2,5%				
- inverses	bitumineux	25%	12%	5%	2%				
	traités liants hydr.	24%	15%	10%	5%				
- mixtes	bitumineux	25%	12%	5%	2%				
	traités liants hydr.	35%	20%	10%	3%				
- en béton	couche de base	11,5%	7,5%	5%	2,8%				
	c.fond. sauf Bac et BCg	23%	15%	10%	5,6%				
	c.fond. pour Bac et BCg	40%	50%	50%	50%				

Figure 31 : Valeur du risque de calcul selon le trafic et le type de structure

d. Trafic cumulé

Le résultat du calcul de trafic cumulé et la durée de vie spécifique à une structure de chaussée doivent se correspondre. Pour chaque type de structure, la période de calcul retenue est :

- Structure souple : 15 ans
- Structure bitumineuse épaisse : 20 ans
- Structure en béton de ciment : 25 ans

La classification d'un trafic cumulé se réfère au **Tableau 79**.

Tableau 79 : Classe de trafic cumulé TCi

Classe TCi	TC0	TC1	TC2	TC3	TC4	TC5	TC6	TC7	TC8
Valeurs limites TC en 10 ⁶ PL	0,01 à 0,1	0,1 à 0,2	0,2 à 0,5	0,5 à 1,5	1,5 à 2,5	2,5 à 6,5	6,5 à 17,5	17,5 à 43,5	>43,5

Source : LCPC-SETRA (1994)

Le calcul du nombre de poids lourds cumulés TC se fait à l'aide de la relation suivante :

$$TC = 365 \times MJA \times C \quad (VI.3.1a)$$

- MJA : Moyenne Journalière Annuelle à l'année de mise en service (2018) ;
- C : Facteur de cumul sur la période p de calcul (**15 ans, 20 ans, 25 ans**)

Pour p années et un taux de croissance géométrique τ , C s'obtient par la formule :

$$C = \frac{(1 + \tau)^p - 1}{\tau} \quad (VI.3.1b)$$

*e. Nombre d'essieux équivalents NE*

Le dimensionnement d'une structure de chaussée se fait à partir du nombre d'essieux équivalents noté NE (essieu isolé de 130 kN). NE se calcule par la formule suivante :

$$NE = TC \times CAM \quad (VI.3.2)$$

CAM : Coefficient d'agressivité moyenne

*VI.3.3 Plate-forme de la chaussée**VI.3.3.1 Partie Supérieure de Terrassement (PST)*

Pour la tête de remblai compactée et finie, le CBR à 95% de l'OPM et 4 jours d'immersion est égale à 18. La surface support constitue la partie supérieure de terrassement. L'expression du module est $E = 5 \times CBR \text{ (MPa)}$, ainsi au niveau de la PST le module est $E = 90 \text{ MPa}$. A chaque PST est associée une ou deux classes de portance à long terme de l'arase de terrassement, notées ARi. **Tableau 80.**

Tableau 80 : Classe de l'arase de terrassement

Module [MPa]	20	50	120	200
Classe de l'arase	AR1	AR2	AR3	AR4

Le cas du projet est le PST n°3 avec AR2, d'après le tableau des différents cas de PST dans *l'ANNEXE F*. A court terme, la plate-forme visée présente une bonne portance mais à long terme, un risque de chute de portance est prévisible à cause d'infiltration d'eau. La construction de la chaussée est sur un remblai et son profil en travers courant améliore le dispositif de drainage des eaux pluviales. Cela conduit à un état hydrique moyen.

VI.3.3.2 Couche de forme

A long terme, la couche de forme améliore la portance de la plate-forme pour optimiser le coût de l'ensemble couche de forme - structure de chaussée. L'homogénéisation de la portance du support pour concevoir des chaussées d'épaisseur constante. **Tableau 81.**



Tableau 81 : Classe de la plate-forme

Module [MPa]	20	50	120	200
Classe de plate-forme visée	PF1	PF2	PF3	PF4

L'épaisseur de matériau de couche de forme pour un surclassement est prescrite dans le *Guide Technique de Réalisations des remblais et des couches de forme- GTR (SETRA-LCPC, 2000)*. **Tableau 82.**

Tableau 82 : Conditions de surclassement de portance des plates-formes

Classe de l'arase	Classe de la plate-forme	Matériau non traité de couche de forme	Epaisseur de Matériau non traité de couche de forme [m]
AR1	PF3	B ₃₁ , C ₁ B ₂₁ , D ₂₁ , D ₃₁ , R ₂₁ , R ₄₁ , R ₆₁ C ₁ B ₁₁ , C ₂ B ₁₁ , R ₁₁ , R ₄₂ , R ₆₂	0,80
AR2	PF3	Idem ci-dessus	0,50

Source : GTR (2000)

Le MS en couche de forme est classé D3 selon le GTR. Pour une arase AR2 surclassé en PF3, l'épaisseur sera donc de 50 cm.

VI.3.4 Choix de la couche de surface

Les objectifs retenus et les performances recherchées permettent d'opérer un premier choix parmi les familles de techniques pour couche de roulement et de préciser un domaine d'épaisseur. La méthode LCPC-SETRA présente un tableau des éléments indicatifs qui aide à un choix de cette couche de roulement de manière empirique. **ANNEXE G.** (LCPC-SETRA, 1994). En utilisant la méthode WSM (voir paragraphe II.6.1), une brève analyse multicritère peut se faire pour ce choix en se concentrant sur les bétons bitumineux. **Tableau 83.** Au mieux



le matériau peut se mettre en œuvre, en un passage de finisseur, en 8 cm d'épaisseur pour un trafic fort.

Tableau 83 : Analyse multicritère WSM de la décision du choix de la couche de surface

Critères	Poids	BBTM	BBC 0/6	BBDr	BBM	BBC 0/10	BBSG	BBME
Epaisseur	1,5	1	2	3	2	4	5	5
Adhérence initiale	0,5	4	4	4	4	4	3	3
Adhérence à 5 ans	0,5	4	3	4	3	3	3	3
Drainabilité de surface	0,75	3	2	3	5	3	2	2
Amélioration de l'uni	0,75	3	3	4	4	4	4	4
Silence	1	4	3	5	4	3	4	4
Imperméabilité de surface	1	4	4	1	4	4	5	5
Anti-remontée de fissures	1	2	2	3	3	4	4	4
Orniérage	1	4	3	5	3	3	3	5
Couts au m ²	2	4	4	3	5	4	5	2
Somme des notes pondérées		32	30,25	33,75	37,25	36,75	41	37
Valeurs des notes :		$\max \sum_{j=1}^m P_j \times g_j(a)$ <p>La meilleure note est attribuée à la variante BBSG avec une somme des notes pondérées de 41.</p>						
++ : Très bon	5							
+ : Bon	4							
0 : Moyen	3							
- : Médiocre	2							
-- : Mauvais	1							

L'éventail de choix de couche de roulement se tourne plus vers **le béton bitumineux semi-grenu (BBSG)** pour sa capacité à mieux satisfaire les objectifs de sécurité, de confort et de possibilité d'apport structurel. Ainsi pour un trafic fort ou moyen, la couche de surface est alors composée de la manière suivante (**Tableau 84**) :

Tableau 84 : Composition de la couche de surface

Structures	Epaisseur et composition de la couche de surface [cm]
Souple	8 [BBSG]
Bitumineuse épaisse	8 [BBSG]
Béton de ciment	-

VI.3.5 Valeurs admissibles calculées

Ces valeurs sont spécifiques aux matériaux de structures.

VI.3.5.1 Vérification des structures de chaussées souples et bitumineuses épaisses

Les interfaces sont collées et deux valeurs admissibles sont à vérifier :

- l'allongement ε_t à la base des couches bitumineuses, **Figure 32 et 33**.

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon_6(10^\circ\text{C}; 25\text{Hz}) \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times \sqrt{\frac{E(10^\circ\text{C})}{E(25^\circ\text{C})}} \times k_c \times k_r \times k_s \quad (\text{VI.3.3})$$

- la déformation verticale ε_z à la surface des couches non traitées et du sol support **Figure 34 et 35**;

$$\varepsilon_{z,ad} = 12\,000 \times (NE)^{-0,222} \quad (\text{VI.3.4})$$

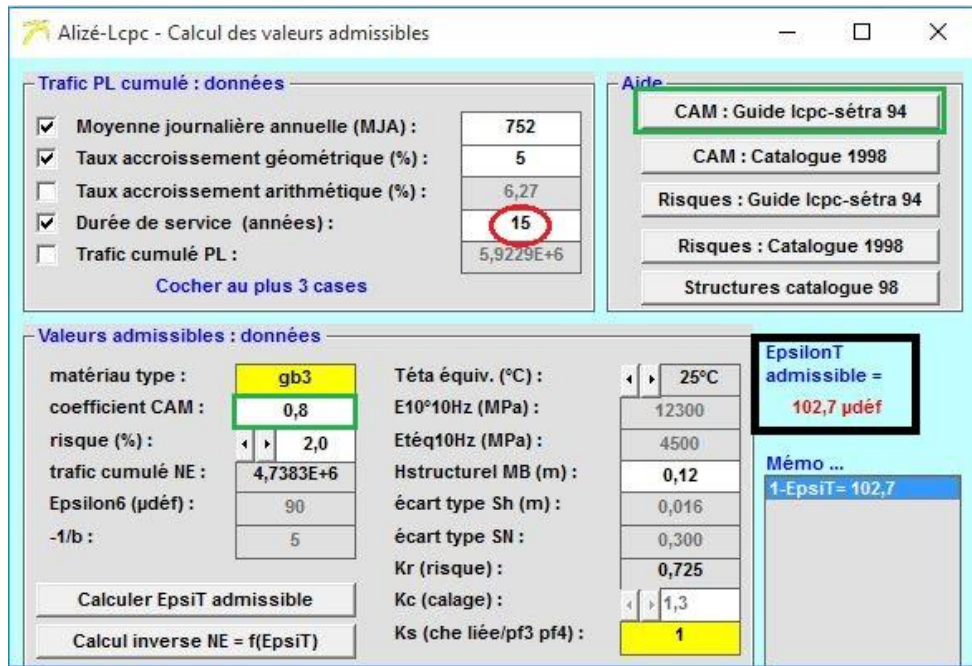


Figure 32 : Déformation horizontale admissible $\varepsilon_{t,ad}$ de GB 3 pour la structure souple

Alizé-Lcpc - Calcul des valeurs admissibles

Trafic PL cumulé : données

☒ Moyenne journalière annuelle (MJA) : 752
☒ Taux accroissement géométrique (%) : 5
☐ Taux accroissement arithmétique (%) : 6,88
☒ Durée de service (années) : 20
☐ Trafic cumulé PL : 9,0759E+6
 Cocher au plus 3 cases

Valeurs admissibles : données

matériau type : gb3
 coefficient CAM : 1,0
 risque (%) : 2,0
 trafic cumulé NE : 9,0759E+6
 Epsilon6 (µdéf) : 90
 -1/b : 5

Téta equiv. (°C) : 25°C
 E10*10Hz (MPa) : 12300
 Etéq10Hz (MPa) : 4500
 Hstructurel MB (m) : 0,18
 écart type Sh (m) : 0,025
 écart type SN : 0,300
 Kr (risque) : 0,691
 Kc (calage) : 1,3
 Ks (che liée/pf3 pf4) : 1

Calculer EpsiT admissible
 Calcul inverse NE = f(EpsiT)

Aide

CAM : Guide lcpc-sétra 94
 CAM : Catalogue 1998
 Risques : Guide lcpc-sétra 94
 Risques : Catalogue 1998
 Structures catalogue 98

EpsilonT admissible = 86,0 µdéf

Mémo ...

1-EpsiT= 86,0

Figure 33 : Déformation horizontale admissible $\epsilon_{t,ad}$ de GB3 pour la structure bitumineuse épaisse

Alizé-Lcpc - Calcul des valeurs admissibles

Trafic PL cumulé : données

☒ Moyenne journalière annuelle (MJA) : 752
☒ Taux accroissement géométrique (%) : 5
☐ Taux accroissement arithmétique (%) : 6,27
☒ Durée de service (années) : 15
☐ Trafic cumulé PL : 5,9229E+6
 Cocher au plus 3 cases

Valeurs admissibles : données

matériau type : gnt et sol
 coefficient CAM : 0,8
 trafic cumulé NE : 4,7383E+6
 Coefficient A : 12000
 pente b : -0,222

Aide

CAM : Guide lcpc-sétra 94
 CAM : Catalogue 1998
 Risques : Guide lcpc-sétra 94
 Risques : Catalogue 1998
 Structures catalogue 98

EpsilonZ admissible = 395,5 µdéf

Mémo ...

26-EpsiT= 89,0
 27-EpsiZ= 395,5

Figure 34 : Déformation verticale admissible $\epsilon_{z,ad}$ pour la structure souple

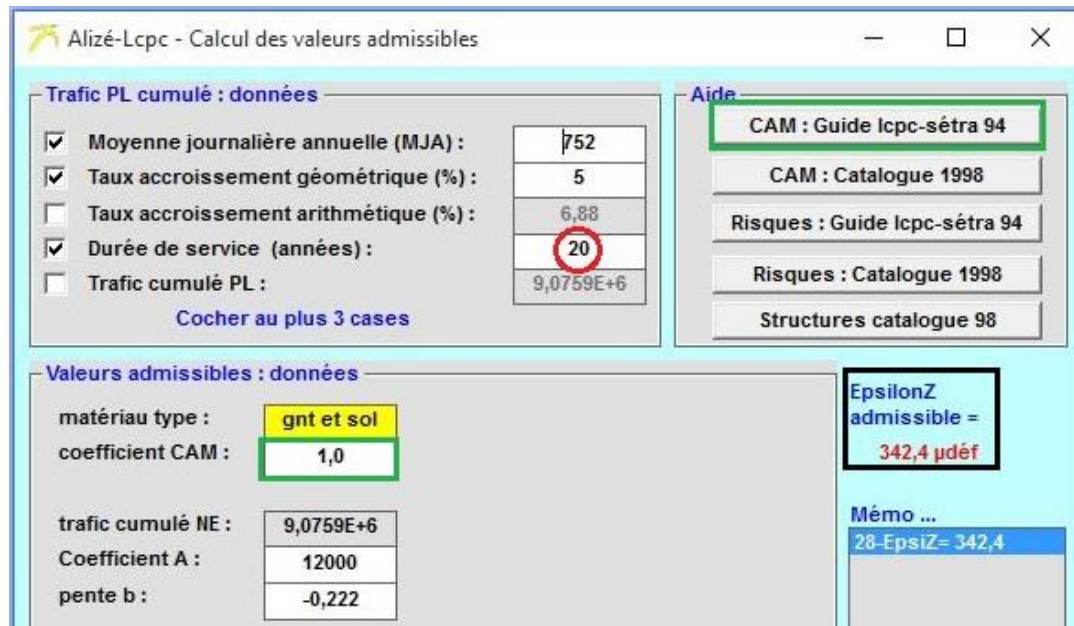


Figure 35 : Déformation verticale admissible $\epsilon_{z,ad}$ pour la structure bitumineuse épaisse

VI.3.5.2 Vérification des structures en béton de ciment

Le calcul est effectué sur un multicouche élastique avec les conditions de liaison suivantes :

- l'interface couche de fondation - plate-forme support est considérée comme collée;
- la couche de base est décollée de son support avec des dispositions techniques de mise en œuvre pour désolidariser la couche de base de son support afin de limiter la fissuration de retrait non contrôlée et de prévenir la remontée de fissures au jeune âge ;
- l'éventuelle couche de roulement en enrobé est collée sur son support.

Les vérifications requises sont les contraintes de traction par flexion à la base des deux couches d'assise (base et fondation). Elles doivent être inférieures aux valeurs admissibles ;

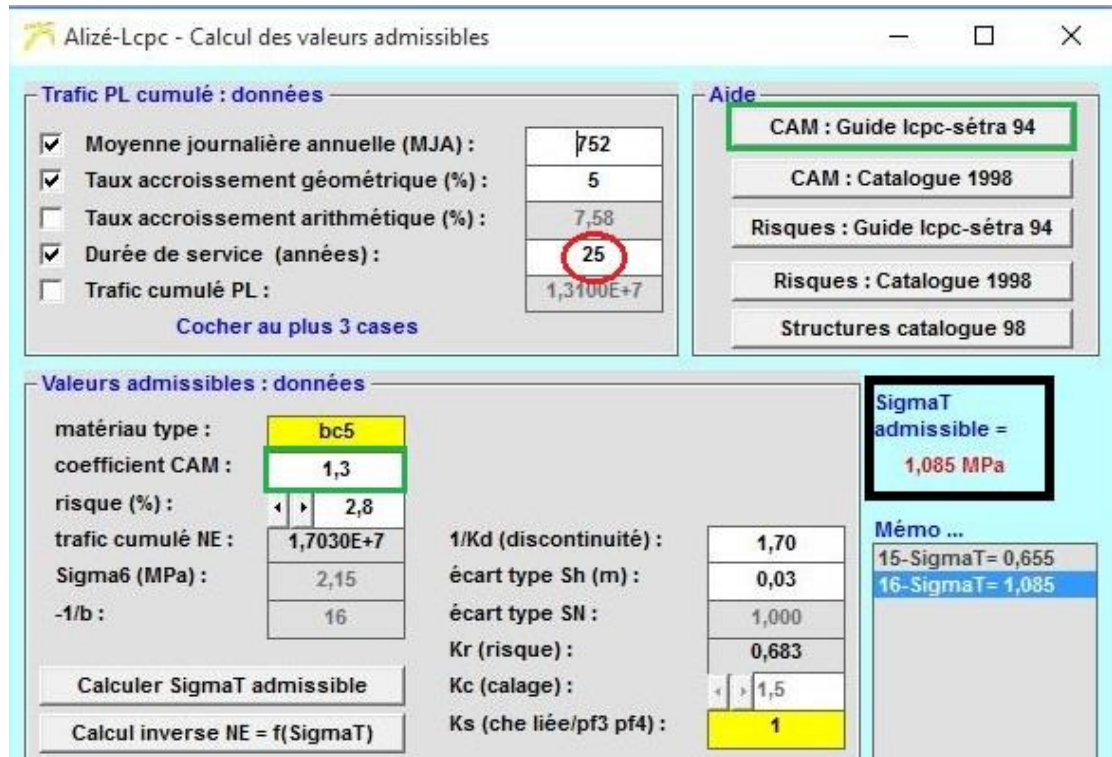
Pour la couche de BC 5 (dalles coutres non goujonnées). **Figure 36:**

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_6 \times \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b \times k_c \times k_d \times k_r \quad (VI.3.5)$$

Pour la couche de BC2 (béton maigre). **Figure 37:**

$$\sigma_{t,ad} = \sigma_6 \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times k_c \times k_r \times k_d \times k_s \quad (VI.3.6)$$

Le coefficient de k_d admet la valeur 1/1,170 pour les deux bétons de ciment. Les déformations verticales à la surface de la couche de forme sont généralement suffisamment faibles pour ne pas être déterminantes dans le dimensionnement.



Trafic PL cumulé : données

- ☒ Moyenne journalière annuelle (MJA) : 752
- ☒ Taux accroissement géométrique (%) : 5
- ☐ Taux accroissement arithmétique (%) : 7,58
- ☒ Durée de service (années) : 25
- ☐ Trafic cumulé PL : 1,3100E+7

Valeurs admissibles : données

- matériau type : bc5
- coefficient CAM : 1,3
- risque (%) : 2,8
- trafic cumulé NE : 1,7030E+7
- Sigma6 (MPa) : 2,15
- 1/b : 16

1/Kd (discontinuité) : 1,70
écart type Sh (m) : 0,03
écart type SN : 1,000
Kr (risque) : 0,683
Kc (calage) : 1,5
Ks (che liée/pf3 pf4) : 1

SigmaT admissible = 1,085 MPa

Mémoriser

- 15-SigmaT= 0,655
- 16-SigmaT= 1,085

Figure 36 : Contrainte admissible $\sigma_{t,ad}$ pour le BC 5

Alizé-Lcpc - Calcul des valeurs admissibles

Trafic PL cumulé : données

☒ Moyenne journalière annuelle (MJA) : 752
☒ Taux accroissement géométrique (%) : 5
☐ Taux accroissement arithmétique (%) : 7,58
☒ Durée de service (années) : 25
☐ Trafic cumulé PL : 1,3100E+7

Cocher au plus 3 cases

Aide

CAM : Guide lcpc-sétra 94
 CAM : Catalogue 1998
 Risques : Guide lcpc-sétra 94
 Risques : Catalogue 1998
 Structures catalogue 98

Valeurs admissibles : données

matériau type : bc2
 coefficient CAM : 1,3
 risque (%) : 5,6
 trafic cumulé NE : 1,7030E+7
 Sigma6 (MPa) : 1,37
 -1/b : 14

1/Kd (discontinuité) : 1,70
 écart type Sh (m) : 0,03
 écart type SN : 1,000
 Kr (risque) : 0,711
 Kc (calage) : 1,5
 Ks (che liée/pf3 pf4) : 1

Calculer SigmaT admissible
 Calcul inverse NE = f(SigmaT)

SigmaT admissible = 0,702 MPa

Mémo ...
6-SigmaT= 0,702

Figure 37 : Contrainte admissible $\sigma_{t,ad}$ pour le BC 2

VI.3.6 Choix de la structure de base et variation des épaisseurs

Le logiciel ALIZE présente une composition initiale de la structure de base avec la spécification des interfaces entre couches. *Figure 38, 39 et 40*. La définition des épaisseurs se cale sur les conditions de mise en œuvre des matériaux.

Alizé-Lcpc - Gestion/définition des variantes de calcul

matériau type

bb
gb2
gnt1
gnt2
pf3

données de base no1

	épais (m)	module (MPa)	Nu
collé	0,08	2450	0,35
collé	0,12	4500	0,35
collé	0,20	600	0,35
collé	0,15	400	0,350
collé	infini	120	0,35

Variantes d'épaisseur

	no2	no3	no4	no5	no6
	0,080	0,080	0,080	0,080	0,080
	0,120	0,120	0,120	0,120	0,120
	0,210	0,220	0,230	0,240	0,250
	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150
	infini	infini	infini	infini	infini

Nombre et type de variantes

nbre total de calculs : 6

☒ épaisseurs
☐ modules

OK Annuler

Figure 38 : Choix des épaisseurs pour la structure souple

Alizé-Lcpc - Gestion/définition des variantes de calcul

données de base no1				Variantes d'épaisseur		
	épais (m)	module (MPa)	Nu	no2	no3	no4
matériau type	0,08	2450	0,35	0,080	0,080	0,080
	0,12	4500	0,35	0,130	0,140	0,150
	0,12	4500	0,35	0,130	0,140	0,150
	infini	120	0,35	infini	infini	infini

matériau type

bb

gb3

gb3

pf3

Nombre et type de variantes

nbre total de calculs : 4

☒ épaisseurs ☐ modules

OK

Annuler

Figure 39 : Choix des épaisseurs pour la structure bitumineuse épaisse

Alizé-Lcpc - Gestion/définition des variantes de calcul

données de base no1				variantes d'épaisseur	
	épais (m)	module (MPa)	Nu	no2	
matériau type	0,2	35000	0,25	0,250	
	0,15	20000	0,25	0,150	
	infini	120	0,35	infini	

matériau type

bc5

bc2

pf3

Nombre et type de variantes

nbre total de calculs : 2

☒ épaisseurs ☐ modules

OK

Annuler

Figure 40 : Choix des épaisseurs pour la structure en béton de ciment

VI.3.7 Optimisation acceptable vis-à-vis de des valeurs admissibles et la mise en œuvre

Les sollicitations maximales créées par les charges roulantes pour les épaisseurs optimales sont calculées et sont acceptables avec les valeurs inférieures aux valeurs admissibles. *Figure 41, 42 et 43.*

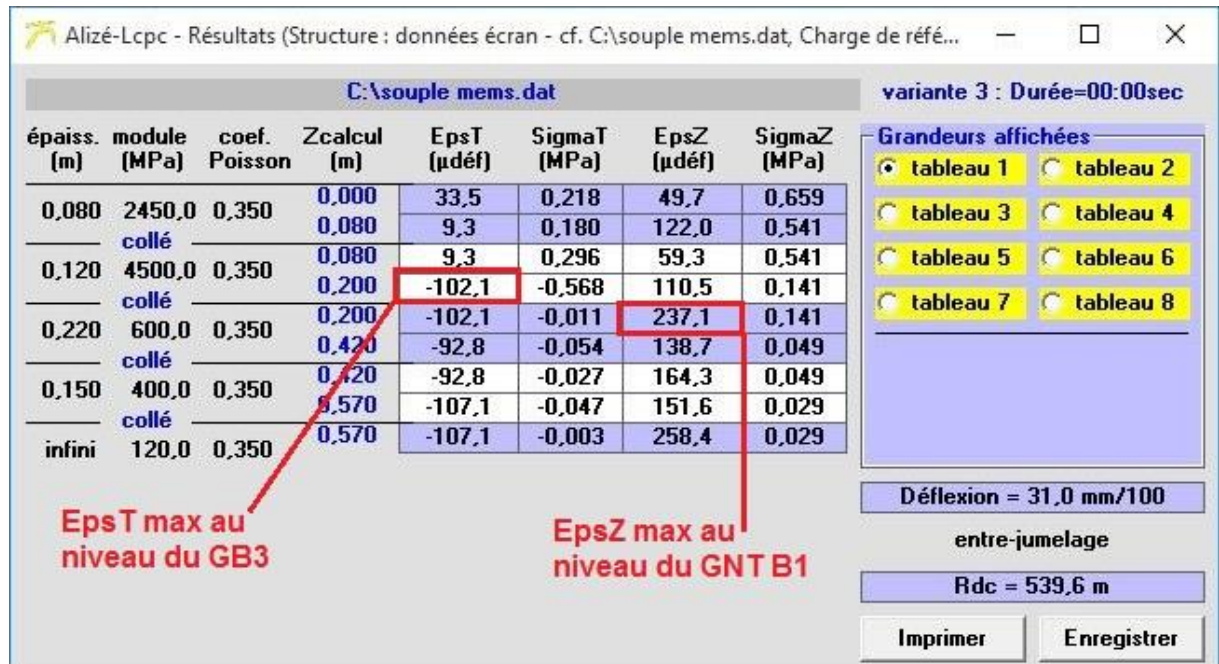


Figure 41 : Calcul des sollicitations pour la structure souple

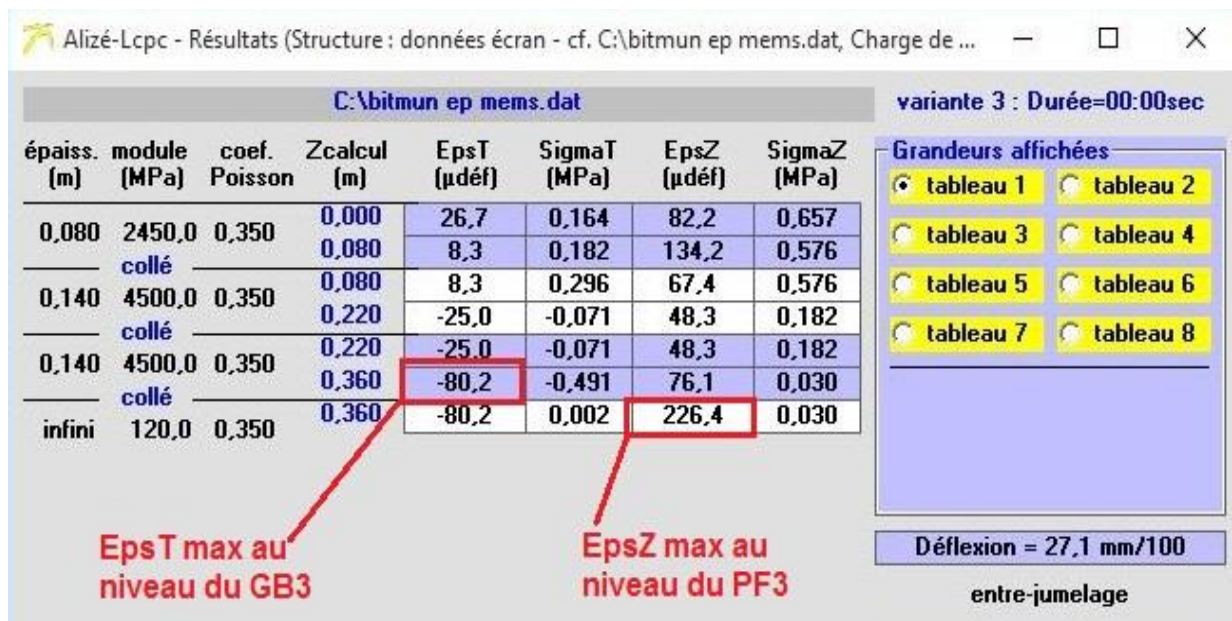


Figure 42 : Calcul des sollicitations pour la structure bitumineuse épaisse

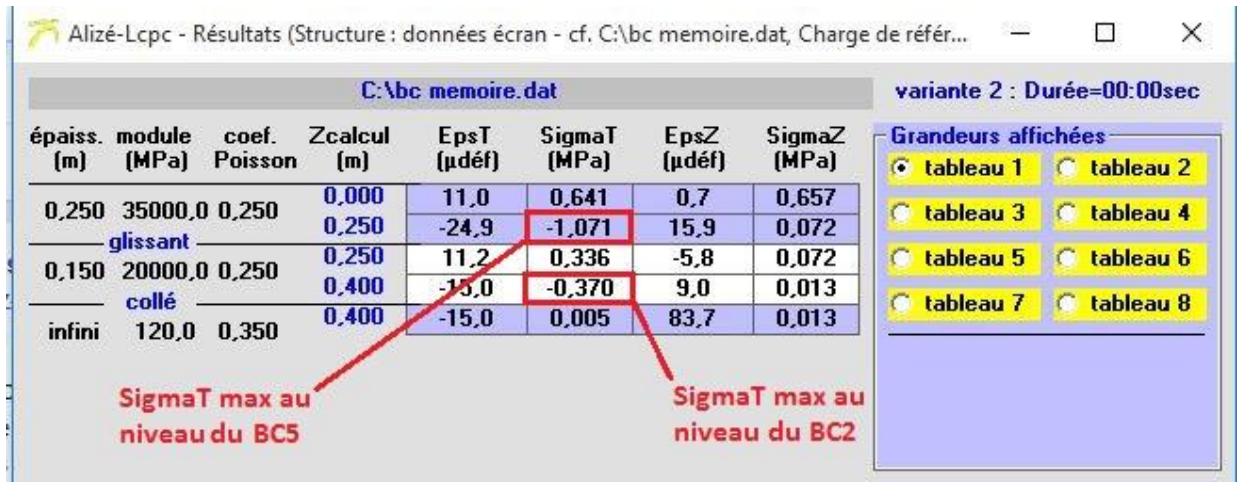


Figure 43 : Calcul des sollicitations pour la structure en béton de ciment

Les conventions des signes, définies dans le logiciel, sont explicitées dans la **Figure 44**.

Alizé-Lcpc - Conventions de signes



Les conventions de signes utilisées sont les suivantes :

- résultats des calculs mécaniques :
 - contraintes et déformations de traction-extension comptées négativement,
 - déplacements verticaux et déflexion comptées positivement selon la gravité.
- résultats des calculs de valeurs admissibles :
 - toute grandeur admissible est comptée positivement.

Figure 44 : Convention des signes sur ALIZE-LCPC

En résumé la comparaison des valeurs maximales des sollicitations calculées et des valeurs admissibles est présentée dans le **tableau 85** suivant :



Tableau 85 : Récapitulation des valeurs admissibles et des valeurs maximales

Structure	Matériaux	ε_t [$\mu\text{déf}$]		ε_z [$\mu\text{déf}$]		σ_t [MPa]	
		<i>adm</i>	<i>max</i>	<i>adm</i>	<i>max</i>	<i>adm</i>	<i>max</i>
Souple	GB3	102,7	102,1	-	-	-	-
	GCNT B1	-	-	395,5	237	-	-
Bitumineuse épaisse	GB3	86,0	80,2	-	-	-	-
	PF3	-	-	342,4	226,4	-	-
Béton de ciment	BC5	-	-	-	-	1,085	1,071
	BC2	-	-	-	-	0,702	0,370

Toutes les valeurs maximales sont inférieures aux valeurs admissibles donc les résultats sont acceptables.

VI.3.8 Epaisseurs finales des couches

Sans tenir compte des subdivisions en sous-couches, l'épaisseur des couches avec son matériau constituant est résumée dans le **tableau 86**.

Tableau 86 : Epaisseur des différentes couches par la méthode ALIZE-LCPC [cm]

Couches	Structure souple	Structure bitumineuse épaisse	Structure en béton
Surface	8 [BBSG]	8 [BBSG]	-
Base	12 [GB 3]	14 [GB 3]	25 [BC 5]
Fondation	37 [GCNT]	14 [GB 3]	15 [BC 2]
Epaisseur totale	57	36	40

VI.4 Choix des résultats obtenus par les méthodes de dimensionnement

Chaque méthode comporte certains avantages et limitations dans l'analyse des paramètres et l'évaluation des performances. Malgré l'inconvénient de la grande épaisseur de matériau utilisé pour la méthode ALIZE-LCPC, cette méthode offre plus d'avantage dans :

- Le choix de la durée de vie pour la correspondance entre la structure étudiée et la stratégie de dimensionnement ;
- Le caractère probabiliste pour estimer le début des renforcements ;

- Le calcul en modèle multicouche ;
- La variété de choix dans les variantes de familles de structures.

Les avantages de la méthode CEBTP ne sont, malgré tout, pas écartés. La méthode se montre plus simpliste dans la détermination des épaisseurs des couches à l'aide du catalogue. L'inconvénient pour le concepteur est la durée de vie des structures proposées. Elle se limite à 15 ans et cela ne permet pas d'adapter la structure à des hypothèses de périodes de renforcement normales pour la structure, facteur très influent dans le choix d'investissement. Cette méthode n'a pas pu être exhaustive dans la détermination de structure pour les chaussées en béton de ciment.

La méthode qui définira la coupe transversale des variantes de structures sera la méthode ALIZE-LCPC.

VI.5 Définition de la coupe transversale de la structure

Selon la méthode ALIZE-LCPC, les variantes de structures de chaussées sont représentées par la **Figure 44**, la **Figure 45** et la **Figure 46**.

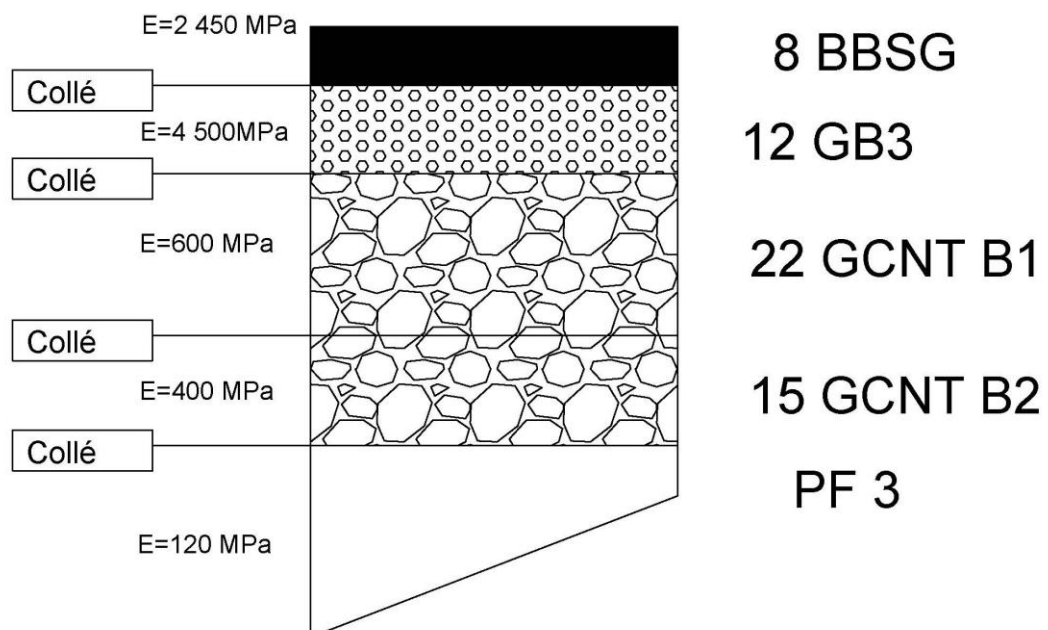


Figure 45 : Coupe transversale de la structure souple

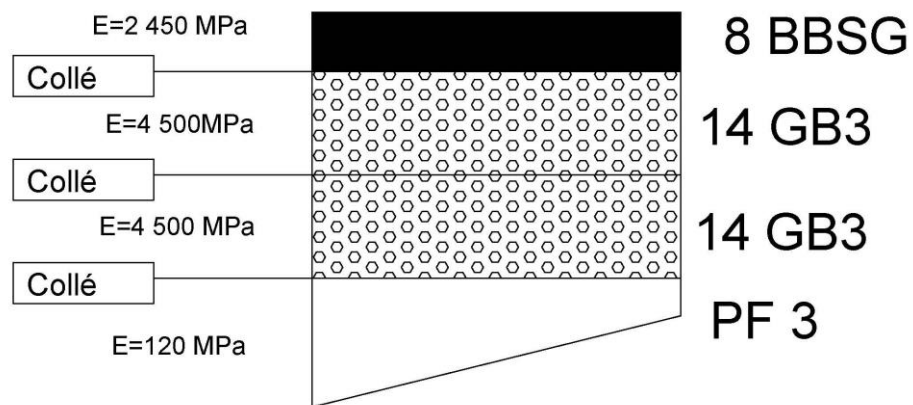


Figure 46 : Coupe transversale de la structure bitumineuse épaisse

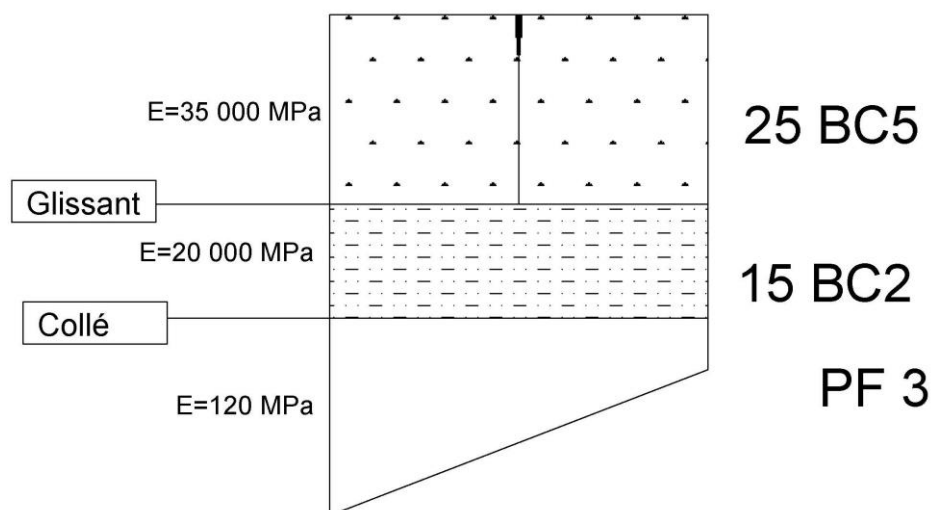


Figure 47 : Coupe transversale de la structure en béton de ciment



CHAPITRE VII. OUVRAGES D'ASSAINISSEMENT

Pour que la chaussée respecte les conditions de la durée de vie et du risque de calcul, des ouvrages d'assainissement qui protègent l'ensemble de l'ouvrage doivent être conçus. Ce chapitre concerne le dimensionnement des dalots d'équilibre et des fossés de pied.

VII.1 Dimensionnement hydraulique des ouvrages d'équilibre

La présence d'un ouvrage hydraulique tel qu'un dalot apporte dans la plupart des cas une surélévation de la cote naturelle de l'eau selon l'importance des perturbations que cet ouvrage apporte en période d'inondation. Pour connaître la cote du niveau des plus hautes eaux (NPHE) à prendre en compte dans le projet, il faut déterminer la cote naturelle de l'eau, au droit du franchissement, sans l'ouvrage et pour la crue de projet. Cette cote peut se déterminer, dans les cas favorables, par les enquêtes sur le terrain auprès des riverains. L'enquête menée dans les zones potentiellement inondables en période de crue, sans le projet, a pu aboutir à $NPHE=1\ 248\ m$.

VII.1.1 Topologie de simulation de crues

L'implantation des ouvrages hydrauliques équilibrera l'écoulement des eaux de part et d'autre du remblai du projet. Les zones inondables du projet sont au nombre de 3, associées à deux bassins versants, à l'origine un seul mais divisé par le projet. Les dalots à construire sont au nombre de 8 comme l'indique la **Figure 48**.

La zone inondable 1 est alimentée en eau par le SBV 7, le SBV 8 et en partie du SBV 9, en référence avec la cote de crue de Lac Andranotapahina. La zone inondable 2 est le passage de la rivière Mambakely dans le creux des sous bassins SBV 6 et SBV 4 ; elle est aussi alimentée par le SBV 5. Les creux du SBV 2 et SBV 3 constituent la grande superficie inondée de la zone inondable 3 en période de crue, avec une cote de crue de $NPHE=1248\ m$

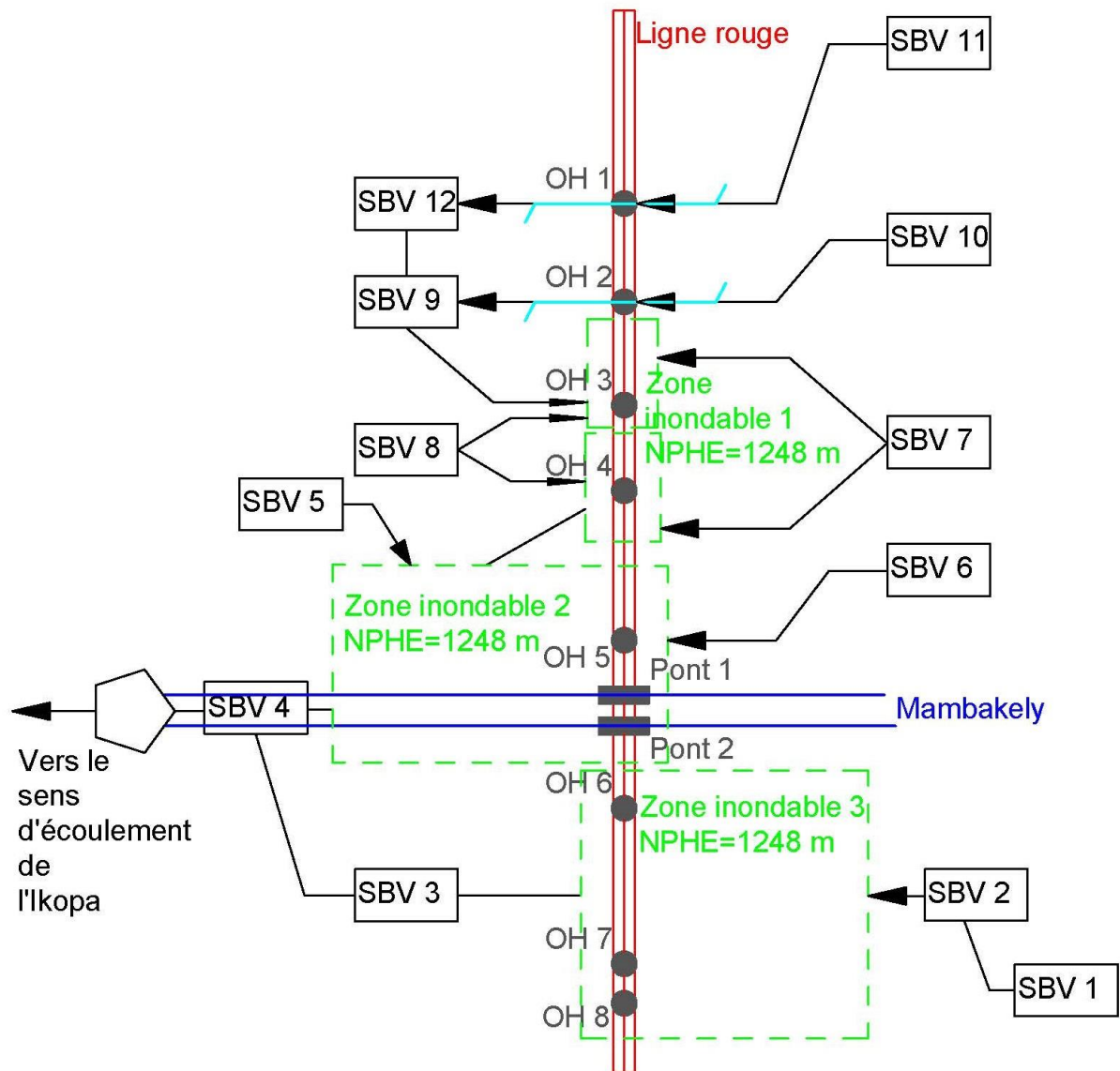


Figure 48 : Topologie du modèle de simulation des crues

L'emplacement des dalots ou ouvrage hydraulique (OH) et leur nature de fonctionnement sont résumés dans le **tableau 87**.

Tableau 87 : Emplacement et fonctionnement des dalots du projet

Emplacement	Désignation	Fonctionnement	Zones interceptées
PK 2+300	OH 1	Dalot d'assainissement	SBV 11
PK 3+470	OH 2	Dalot d'assainissement	SBV 10
PK 4+700	OH 3	Dalot d'équilibre	Zone inondable 1
PK 5+720	OH 4	Dalot d'équilibre	Zone inondable 1
PK 7+500	OH 5	Dalot d'équilibre	Zone inondable 2
PK 9+500	OH 6	Dalot d'équilibre	Zone inondable 3
PK 11+350	OH 7	Dalot d'équilibre	Zone inondable 3
PK 11+820	OH 8	Dalot d'équilibre	Zone inondable 3

VII.1.2 Fonctionnement des dalots

VII.1.2.1 *Dalot d'assainissement*

Ce type de dalot est qualifié à « sortie dénoyée » : le niveau de l'eau à l'exutoire immédiat de l'ouvrage est en dessous du son bord supérieur. Pour le cas du projet, OH 1 et OH 2 sont des dalots d'assainissement et l'écoulement peut être à surface libre (en amont : $H_{\text{eau}} \leq 1,25 H_{\text{dalot}}$), dans le cas défavorable en charge (en amont : $H_{\text{eau}} > 1,25 H_{\text{dalot}}$) selon le régime des ruisseaux qui traversent les ouvrages.

VII.1.2.2 *Dalot d'équilibre*

La majorité des dalots du projet est, pour des zones inondables, potentiellement à sorties dites « noyées » : le niveau de l'eau à l'aval de l'ouvrage peut dépasser le bord supérieur de l'ouvrage pendant un temps assez long. L'écoulement des eaux se fera par surélévation du niveau amont à l'arrivée de la crue : écoulement en charge. (*Nguyen VAN TUU, Janvier 1979*)

Le terme « équilibre » vient à décrire que l'ouvrage fonctionne en rétablissant le niveau en aval à la cote de crue du projet, $NPHE+0,50 \text{ m}=1248,50 \text{ m}$. Cette cote de crue sera prise par anticipation du niveau de l'eau par la perturbation d'écoulement, causée par la digue du remblai.

Il sera donc pris $Z_{AV}= 1\ 248,50 \text{ m}$ (niveau d'eau en aval) pour le dimensionnement hydraulique. Z_{LR} (donnée) est la cote de la ligne rouge du projet et Z_{AM} celle du niveau d'eau

en amont de l'écoulement. ΔH est la perte de charge de l'amont à l'aval de l'ouvrage. **Figure 49.**

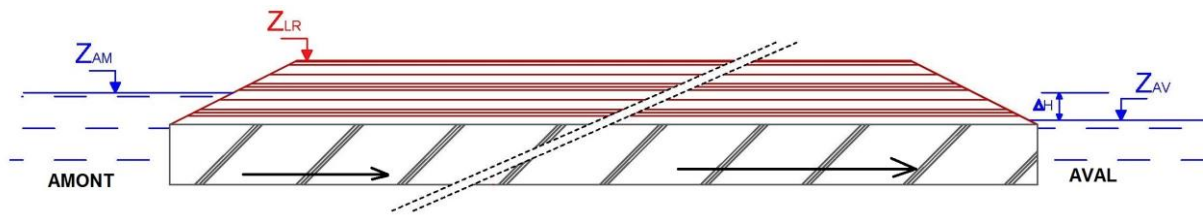


Figure 49 : Ecoulement en charge dans un dalot d'équilibre

VII.1.3 Dimensionnement des dalots d'équilibre

VII.1.3.1 Hypothèses de départ

Le débit à évacuer pris en compte est le débit maximal de l'un des sous bassins interceptés de part et d'autre de la digue du projet. La longueur de la plate-forme est de 20,00 m. La longueur du dalot sous la plate-forme est fixée à 22,00 m (en principe $L > 21$ m). La hauteur de remblai H_R et la cote Z_{LR} est variable en respectant la ligne rouge du projet. La vitesse maximale admissible de l'écoulement dans le dalot est $V_{\max} = 3$ m/s. Au droit de tous les dalots, on aura $Z_{AV} = 1248,50$ m. En pratique, la revanche acceptable prise pour le projet est au moins $R = 1,25$ m.

Si une zone inondable est équilibrée par n dalots alors le débit de pointe sera divisé par n , ainsi $Q = \frac{Q_{0\max}}{n}$. Il est noté selon la **Figure 48** que Q_{01} concerne les débits venant du côté gauche de la ligne rouge et Q_{02} pour ceux venant du côté droit. **Tableau 88.**

Tableau 88 : Débit à évacuer pour chaque dalot [m^3/s]

Désignation	Q_{01}	Q_{02}	Q_{0max}	Nombre de dalot	Débit Q
OH 3	31,34	27,85	31,34	2	15,67
OH 4					15,67
OH 5	23,53	25,83	25,83	3	8,62
Pont 1 et 2					12,92
OH 6	3,94	35,70	35,71	3	11,91
OH 7					11,91
OH 8					11,91

VII.1.3.2 Dimensionnement des dalots d'équilibre

Le dalot est caractérisé géométriquement par sa longueur L, son ouverture de largeur B et de hauteur D. La hauteur est fixée inférieure à $D_{\max} = H_R - 2 \times e$. (e : épaisseur préalable de la dalle et du radier).

Dans la **Figure 50**:

- Q : débit à évacuer ;
- Z_{LR} : côte de la ligne rouge du projet;
- Z_{AV} : côte du niveau d'eau en aval;
- H_R : hauteur total de remblai au droit de l'ouvrage depuis le terrain naturel;
- ΔH : surélévation du niveau en amont ou perte de charge ;
- Z_{AM} : côte du niveau d'eau en amont;
- R : revanche

Le principe de dimensionnement suit l'organigramme suivant, d'après « Hydraulique routière » par *Nguyen VAN TUU*.

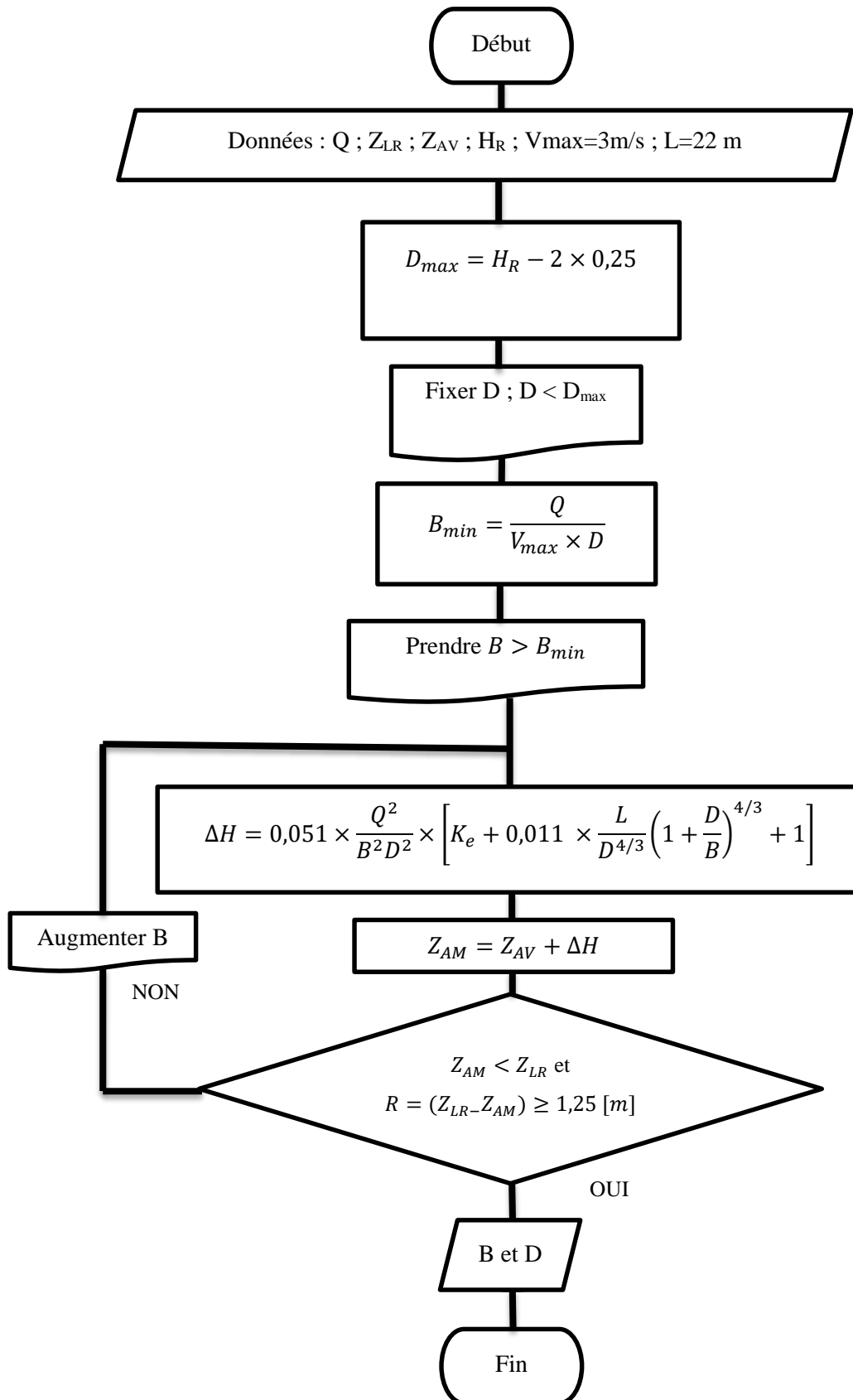


Figure 50 : Organigramme des étapes de dimensionnement hydraulique de dalot d'équilibre



Pour exemple de calcul du dalot d'équilibre OH 3, les données sont :

- $Q = 15,67 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $Z_{LR} = 1\,251,13 \text{ m}$;
- $Z_{AV} = 1\,248,5 \text{ m}$;
- $H_R = 6,13 \text{ m}$;
- $V_{\max} = 3 \text{ m/s}$.

- Pour la valeur de D : $D_{\max} = 6,13 - 2 \times 0,25 = 5,63 \text{ m}$

Il faut que $D < D_{\max}$. La hauteur D est donc prise égale à 3,50 m.

- Pour la valeur minimale de B : $B_{\min} = \frac{15,67}{3 \times 3,5} = 1,49 \text{ m}$

La valeur de B sera prise égale à 2,00 m.

- Pour la surélévation du niveau en amont, le coefficient d'entrée K_e du dalot est égale à 0,40, avec des murs en aile inclinés sur l'axe de 45° et un toit à bord franc.

$$\Delta H = 0,051 \times \frac{15,67^2}{3,50^2 \times 2,00^2} \times \left[0,4 + 0,011 \times \frac{25}{3,50^{4/3}} \left(1 + \frac{3,50}{2,00} \right)^{4/3} + 1 \right]$$

$$\Delta H = 0,43 \text{ m}$$

- La notion de tirant d'air ne s'applique plus et est remplacée par la revanche R. Elle est destinée à constituer une sécurité contre les déversements de l'eau par-dessus le remblai, causés par les vagues formées par le plan d'eau en amont. La cote du niveau d'eau en amont de l'ouvrage est :

$$Z_{AM} = 1\,248,50 \text{ m} + 0,43 \text{ m} = 1\,248,93 \text{ m} \quad \text{et} \quad Z_{LR} = 1\,251,13 \text{ m}$$

Par conséquent, $Z_{AM} < Z_{LR}$ est vérifiée.

La revanche sera $R = 1251,13 \text{ m} - 1248,93 \text{ m} = 2,20 \text{ m}$, ainsi $R > 1,25 \text{ m}$. Le dimensionnement est acceptable.

Le *tableau 89* suivant récapitule les résultats de calcul pour tous les dalots d'équilibre.

Tableau 89 : Résultats de calcul pour le dimensionnement des dalots d'équilibre

Dalots	Q [m ³ /s]	Z _{LR} [m]	Z _{AV} [m]	H _R [m]	D _{max} [m]	D [m]	B _{min} [m]	B [m]	ΔH [m]	Z _{AM} [m]	R [m]
OH 3	15,67	1251,13	1248,5	6,13	5,63	3,50	1,49	2,00	0,43	1248,93	2,20
OH 4	15,67	1251,50	1248,5	4,44	3,94	3,00	1,74	2,00	0,60	1249,10	2,40
OH 5	8,62	1250,00	1248,5	4,00	3,50	3,00	0,96	2,00	0,18	1248,68	1,32
OH 6	11,91	1250,10	1248,5	3,10	2,60	2,50	1,59	2,50	0,32	1248,82	1,28
OH 7	11,91	1250,35	1248,5	3,35	2,85	2,50	1,59	2,00	0,52	1249,02	1,33
OH 8	11,91	1250,42	1248,5	3,42	2,92	2,50	1,59	2,00	0,52	1249,02	1,40

Les résultats de calculs sont tous acceptable pour la surélévation en amont du niveau d'eau en inondation ($Z_{AM} < Z_{LR}$ et $R \geq 1,25 \text{ m}$).

VII.1.4 Dimensions finales des dalots le long du projet

Les dalots d'assainissement sont dimensionnés selon l'organigramme de *l'ANNEXE H* et les abaques de *l'ANNEXE I* et *l'ANNEXE J*. Les ouvertures des dalots du projet sont récapitulées dans le *tableau 90*.

Tableau 90 : Dimensions des dalots du projet.

Dalots	OH 1	OH 2	OH 3	OH 4	OH 5	OH 6	OH 7	OH 8
D [m]	2,50	3,00	3,50	3,00	3,00	2,50	2,50	2,50
B [m]	2,00	2,50	2,00	2,00	2,00	2,50	2,00	2,00

VII.2 Evacuation des eaux de surface

La construction est en remblai, l'évacuation des eaux de ruissellement vers les rizières de part et d'autre de l'autoroute peut être assurée par le profil en toit de la chaussée. Néanmoins, il est nécessaire de mettre en place des fossés de pieds de talus pour remblai, qui sont mis en œuvre sur les banquettes latérales. Pour les remblais de hauteur inférieure à 2,00 m, qui ne nécessitent pas de banquette latérale, des enrochements sont aménagés aux pieds de talus pour éviter l'érosion de la base. Ce procédé est commun sur toute la base du remblai en zone à risque d'érosion.

VII.2.1 Débit maximum à évacuer

VII.2.1.1 *Section homogène de calcul*

Le choix des divisions des sections homogènes est conditionné comme suit :

- Les sections de chaussée en dévers à l'intérieure du virage (profil en travers en dévers) sont prises comme une seule section homogène ;
- Les sections qui ont une hauteur moyenne de remblai, ne nécessitant pas de banquette, ne sont pas considérées dans le calcul car il n'y a pas d'aménagement de fossé;
- Une longueur d'une section homogène est considérée entre deux ouvrages d'évacuation vers les rizières (un dalot ou un regard d'exutoire) ;
- Une distance de calcul d'un même fossé est prise pour un sens de déversement vers une évacuation. **Figure 51.**

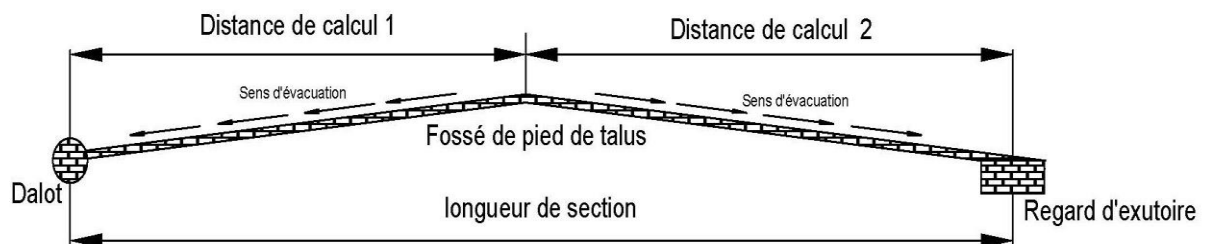


Figure 51 : Distances de calcul de fossé de pied de talus



Voici les sections de calculs retenus avec la notation SC pour Section de Calcul.

Tableau 91.

Tableau 91 : Subdivision des sections de calculs

Section	Début du PK	Fin du PK	Sens du fossé	Distance de calcul L [m]	Type de profil en travers
SC 1	1+850	2+000	vers exutoire 1	150	En dévers
SC 2	2+000	2+150	vers exutoire 1	150	En dévers
SC 3	2+150	2+300	vers OH 1	150	En dévers
SC 4	2+300	2+800	vers OH 1	500	En toit
SC 5	2+800	3+470	vers OH 2	670	En toit
SC 6	3+470	4+000	vers OH 2	530	En toit
SC 7	4+700	4+870	Vers OH 3	170	En toit
SC 8	4+870	5+300	vers exutoire 2	430	En toit
SC 9	5+300	5+720	vers OH 4	420	En toit
SC 10	5+720	6+200	Vers OH 4	480	En toit
SC 11	6+200	6+650	vers exutoire 3	450	En toit
SC 12	6+650	7+100	vers exutoire 3	450	En toit
SC 13	7+100	7+500	Vers OH 5	400	En toit
SC 14	7+500	7+800	Vers OH 5	300	En toit
SC 15	7+800	8+150	Vers pont 1	350	En toit
SC 16	8+150	8+520	Vers pont 1	370	En toit
SC 17	8+520	9+020	vers pont 2	500	En toit
SC 18	9+020	9+500	Vers OH 6	480	En toit
SC 19	9+500	10+000	Vers OH 6	500	En toit
SC 20	10+000	10+400	Vers exutoire 4	400	En toit
SC 21	10+400	10+800	Vers exutoire 4	400	En toit
SC 22	10+800	11+350	Vers OH 7	550	En toit
SC 23	11+350	11+550	Vers OH 7	200	En toit
SC 24	11+550	11+820	vers OH 8	270	En toit
SC 25	11+820	12+250	Vers OH 8	430	En toit
SC 26	12+250	12+650	Vers exutoire 5	400	En toit

VII.2.1.2 Débit à évacuer de chaque fossé

Pour les sections de calcul où le profil en travers est en dévers dans le sens du virage, la largeur du petit bassin versant formé par la chaussée est de 16,00 m et pour les autres cas 8,00m. **Figure 52.** La largeur de la Bande d'arrêt d'urgence (BAU) est de 1,50 m et la berme de 0,50 m. La largeur du bassin versant formé par le talus de remblai dépend de la hauteur jusqu'à la banquette remblai ($H = H_R - 1$) ; autrement dit, $l = 2 \times H$.

Par la méthode rationnelle, pour les bassins versants de superficie $S \leq 4 \text{ km}^2$, l'intensité de pluie en 1h est $i(1h ; 10) = 81,52 \text{ mm/h}$ et le temps de concentration se calcul par $t_c = 7,62 \sqrt{\frac{S}{I_{BV}}}$.

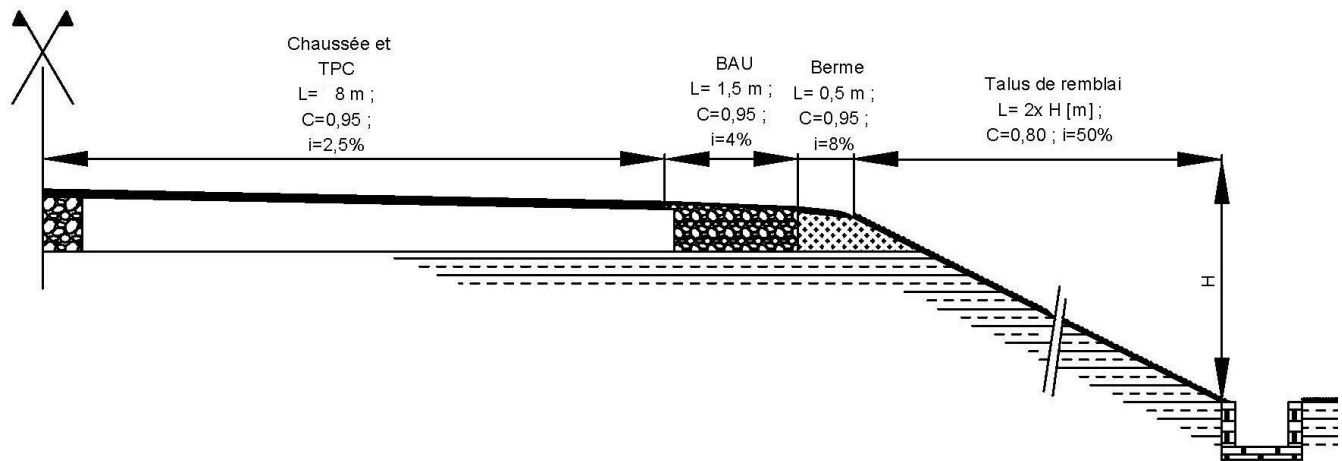


Figure 52 : Petit bassin versant formé par la chaussée et le remblai

La section 1 est présentée pour la note de calcul. La distance de calcul $L=150 \text{ m} = 0,15 \text{ km}$:

$$Q_0 = Q_{01} + Q_{02} + Q_{03} + Q_{04} \quad (\text{VIII.2.1})$$

- Pour la chaussée,

$$Q_{01} = 0,278 \times C \times S \times 28 \times 81,52 \times (7,62 \sqrt{\frac{S}{I_{BV}}} + 18)^{-0,763}$$

Avec $C=0,92$; $l=16,00 \text{ m} = 0,016 \text{ km}$ et $i_{BV}=0,025$; donc on a $S=0,016 \times 0,15 = 0,0024 \text{ km}^2$

$$Q_{01} = 0,278 \times 0,92 \times 0,0024 \times 28 \times 81,52 \times \left(7,62 \sqrt{\frac{0,0024}{0,025}} + 18 \right)^{-0,763}$$

$$Q_{01} = 0,145 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Pour la BAU, par la même formule, avec $C=0,92$; $l=1,50 \text{ m}=0,0015 \text{ km}$ et $i_{BV}=0,04$

$$Q_{02} = 0,029 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Pour la berme, avec $C=0,92$; $l=0,50 \text{ m}=0,0005 \text{ km}$ et $i_{BV}=0,04$

$$Q_{03} = 0,005 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Pour le talus de remblai $H_{Rmoyenne} = 2,14 \text{ m}$, donc largeur du talus $l=2 \times (2,14-1) = 2,30 \text{ m}$.

Avec $C=0,8$; $l=2,30 \text{ m}=0,0023 \text{ km}$ et $i_{BV}=0,5$

Ainsi en appliquant la *formule VII.2.1*,

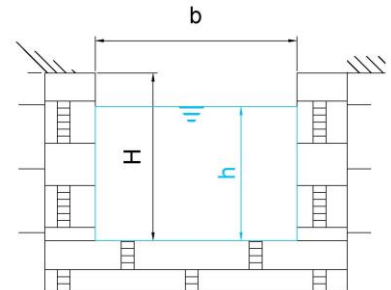
$$Q_0 = 0,145 + 0,005 + 0,029 + 0,019 = 0,198 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les résultats des autres sections de calcul sont en **ANNEXE K**.

VII.2.2 Dimensionnement des fossés de pieds de talus

Il existe trois types de fossés latéraux :

- Fossé rectangulaire ou caniveau ;
- Fossé triangulaire ;
- Fossé trapézoïdale.



Le fossé triangulaire est surtout réservé pour les fossés en terre et dans le cas des débits plus au moins faible. Le fossé trapézoïdal est peu stable et moyennement difficile à mettre en œuvre pour un long tronçon. Pour le projet où les banquettes sont potentiellement immergées en période de crue exceptionnelle, les fossés triangulaires en terre ne sont pas recommandés. Le fossé rectangulaire est plus facile à mettre en œuvre par rapport au fossé trapézoïdal, ainsi le fossé sera rectangulaire en maçonnerie de moellons.



VII.2.2.1 Hypothèses de calcul

Le calcul des fossés rectangulaires admet les hypothèses suivantes :

- Les caniveaux sur une même longueur de section adopte des mêmes dimensions malgré les distances de calcul différentes ;
- K : Coefficient de rugosité dépend du matériau utilisé. Pour le cas du projet, c'est en maçonnerie de moellons jointoyée en bon état. $K=71$;
- La pente du fossé est fixé à $i_f = 2\%=0,02$;
- La vitesse d'affouillement : $V_{aff} = 8,0 \text{ m/s}$;
- L'ouverture du caniveau est $b= 50 \text{ cm}$ pour faciliter l'entretien;
- La hauteur d'eau est h et la hauteur proprement dite du caniveau $H=h+10 \text{ cm}$;

VII.2.2.2 Calcul de la hauteur des fossés

La section mouillée est donnée par la formule $\omega = b \cdot h$. Le périmètre mouillé est défini par $\chi = b + 2h$. Le rayon hydraulique se calcule par $R = \frac{\omega}{\chi}$.

La vitesse d'écoulement se calcule par la formule $V = K \cdot R^{2/3} \cdot i_f^{0,5}$. Cette formule devient dans ce cas :

$$V = K \cdot \left(\frac{b \cdot h}{b + 2h} \right)^{2/3} \cdot i_f^{0,5} \quad (\text{VII. 2.2})$$

Il faut que V soit inférieure à $V_{aff} = 8,0 \text{ m/s}$ pour éviter un affouillement.

Le débit maximal que peut évacuer le fossé calculé est :

$$Q_{max} = V \cdot \omega = V \cdot (b \cdot h) \quad (\text{VII. 2.3})$$

Le résultat est acceptable si $\frac{|Q_{max}-Q_0|}{Q_0} \times 100 < 5\%$.

Pour la section de calcul SC 1, il est pris $b= 50 \text{ cm}$ et $h=18 \text{ cm}$, par la formule VII.2.2:

$$V = 71 \times \left(\frac{0,50 \times 0,18}{0,50 + 2 \times 0,18} \right)^{2/3} \times 0,02^{0,5} = 2,23 \text{ m/s}$$



$V < V_{aff} = 8,0 \text{ m/s}$, donc il n'y pas d'affouillement (majorité des cas pour tous les fossés calculés).

Et par la formule VII.2.3 :

$$Q_{max} = 2,23 \times 0,50 \times 0,18 = 0,201 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad Q_0 = 0,198 \text{ m/s}$$

En vérifiant, $\frac{|0,201-0,198|}{0,198} \times 100 = 1,37 \% < 5\%$ donc le résultat est acceptable.

Le fossé de la SC1 a les dimensions **b= 50 cm** et $H=18 \text{ cm} + 10 \text{ cm} = 28 \text{ cm}$ soit **H=30 cm**.

Les résultats des autres sections de calcul sont récapitulés dans l'ANNEXE L.

Pour plus de sécurité, dans les tronçons à zones inondable la hauteur de la banquette sera $h_{banquette} = H_R - R$, avec R la revanche calculée. De point de vue stabilité et protection contre l'érosion du talus, ce procédé est très efficace. Néanmoins, la hauteur moyenne de banquette $h=1,00 \text{ m}$ est retenue et le dimensionnement de ces fossés restent valables.

VII.3 Etude mécanique d'un dalot

L'étude se base sur le modèle du dalot cadre simple **OH 3** dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

- Longueur de l'ouvrage : $L=22 \text{ m}$;
- Hauteur de l'ouverture : $D=3,50 \text{ m}$;
- Largeur de l'ouverture : $B=2,00 \text{ m}$;
- Largeur roulable : $L_r= 20 \text{ m}$;
- Rapport de $D/B=2$
- Hauteur du mur de tête (hauteur de remblai au-dessus) : $h_R = 1,63 \text{ m}$
- Remblai :
 - Poids volumique : $\gamma_{rb} = 21,10 \text{ kN/m}^3$;
 - Angle de frottement interne : $\varphi' = 25^\circ$.

VII.3.1 Prédimensionnement

L'épaisseur des éléments du dalot (tablier, piedroit, radier, mur en aile, mur de tête) est trouvée par la formule suivante :

$$e = e_0 \times \sqrt{1 + \frac{h_R \times B^2}{2\,000 \times e_0}} \quad (VII.3.1)$$

Avec : $e_0 = \frac{B}{40} + 0,10$

Pour le dalot OH 3 :

$$e_0 = \frac{2,00}{40} + 0,10 = 0,15 \text{ m} \quad \text{et} \quad e = 0,15 \times \sqrt{1 + \frac{2,13 \times 2^2}{2\,000 \times 0,15}} = 0,152115 \text{ m}$$

L'épaisseur des éléments des dalots est prise de 0,16 m soit 16 cm, par sécurité et pour l'enrobage, elle sera prise 25 cm.

VII.3.2 Evaluation des charges agissant sur le dalot

Les charges calculées ici sont appliquées au mètre linéaire de l'ouvrage.

VII.3.2.1 *Charges permanentes*

f. Charges agissant sur le tablier

- Poids propre du corps de chaussée au-dessus du dalot tel que $g_r = e_{ch} \times \gamma_{ch}$, avec e_{ch} est l'épaisseur moyenne des trois variantes de structure et γ_{ch} poids volumique moyenne de la chaussée: $\gamma_{ch} = 23 \text{ kN/m}^3$ et $e_{ch} = 0,47 \text{ m}$; $g_{ch} = 0,47 \times 23 = 10,81 \text{ kN/m}^2$;
- Poids du remblai au-dessus $g_r = \gamma_{rb} \times e_{rb}$. L'épaisseur du remblai au-dessus de dalot OH3 est 1,63 m. $g_r = 21,10 \times 2,13 = 44,94 \text{ kN/m}^2$;
- Poids propre de la dalle supérieure $g_d = \gamma_b \times e_{dalle} = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$;



g. Charges agissant sur les piédroits

- Poids propre des piédroits $g_{pd} = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}^2/\text{unité}$;
- Poussée des terres sur les piédroits :

$$g_p(x) = \gamma_{rb} \cdot K_\gamma \cdot x + (g_r + g_{ch}) \cdot K_q \quad (\text{VII.3.2})$$

- Coefficient de poussée de terre au repos $\varphi' = 25^\circ$:

$$K_\gamma = \frac{1 - \sin\varphi'}{1 + \sin\varphi'} = \frac{1 - \sin 25^\circ}{1 + \sin 25^\circ} \quad (\text{VII.3.3})$$

$$\text{Soit } K_\gamma = 0,41$$

- Coefficient de poussée de terre due à la surcharge d'exploitation : ($\lambda=\beta=0$)

$$K_q = \frac{K_\gamma}{\cos(\beta-\lambda)} \quad (\text{VII.3.4})$$

Donc par application des formules VII.3.4, $K_q = K_\gamma = 0,41$

$$g_p(0) = 0,41 \times (10,81 + 44,94) = 22,63 \text{ kN/m}^2$$

$$g_p(3,75) = 21,1 \times 0,41 \times 3,75 + (10,81 + 44,94) \times 0,41 = 54,74 \text{ kN/m}^2$$

h. Charges agissant sur le radier

- Poids propre du radier : $g_{rad} = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$;
- Réaction du sol :

$$g_{sol} = g_r + g_{ch} + g_{rad} + g_d + 2 \times g_{pd} \quad (\text{VII.3.5})$$

$$g_{sol} = 10,81 + 44,94 + 6,25 + 6,25 + 2 \times 6,25 = 80,75 \text{ kN/m}^2$$

VII.3.2.2 Charges d'exploitation

a. Surcharge agissant sur le tablier

Les surcharges à considérer dans le calcul sont les systèmes de surcharge Bc et Bt. La charge maximale des deux systèmes de charge B sera retenue.

La transmission des charges suit un angle de 30° dans le corps de remblai et la chaussée ($H_r=2,63\text{m}$ et $H_{ch}=0,47\text{m}$) et 45° dans le béton 8 ($e=0,25\text{m}$).

➤ Diffusion des charges

Etant donné la surface d'impact d'une roue d'un système B ($u_o \times v_o$) :

$$u_1 = u_o + 2(h_r + h_{ch}) \times \tan 30^\circ + e \times \tan 45^\circ \quad (\text{VII.3.6a})$$

$$v_1 = v_o + 2(h_r + h_{ch}) \times \tan 30^\circ + e \times \tan 45^\circ \quad (\text{VII.3.6b})$$

- Système Bc ($0,25 \text{ m} \times 0,25 \text{ m}$). **Figure 53**

$$u_1 = 0,25 + 2(0,47 + 2,13) \times \tan 30^\circ + 0,25 \times \tan 45^\circ = 3,50 \text{ m}$$

$$v_1 = 0,25 + 2(0,47 + 2,13) \times \tan 30^\circ + 0,25 \times \tan 45^\circ = 3,50 \text{ m}$$

- Système Bt ($0,25 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}$). **Figure 54**

$$u_1 = 0,25 + 2(0,47 + 2,13) \times \tan 30^\circ + 0,25 \times \tan 45^\circ = 3,50 \text{ m}$$

$$v_1 = 0,60 + 2(0,47 + 2,13) \times \tan 30^\circ + 0,25 \times \tan 45^\circ = 3,85 \text{ m}$$

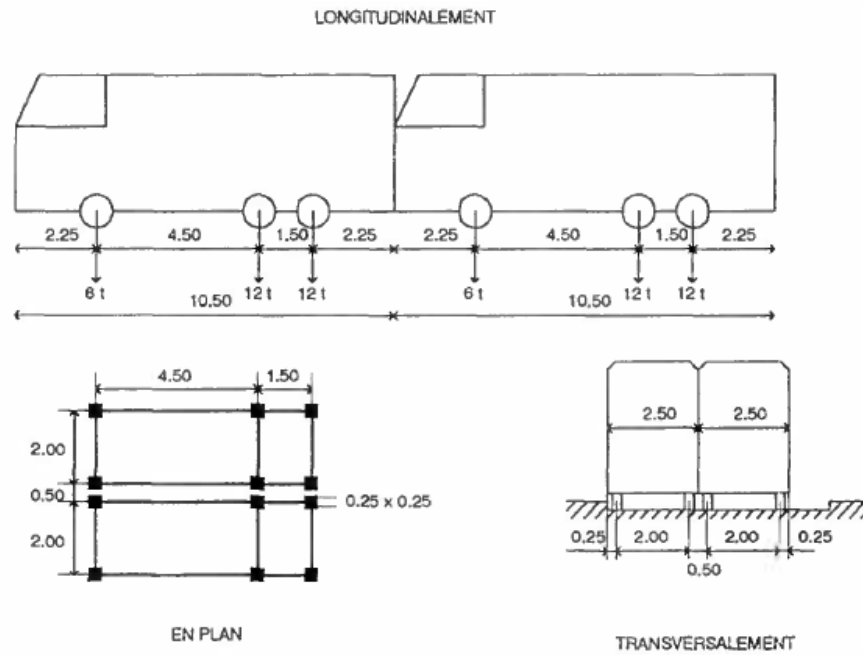


Figure 53 : Système Bc

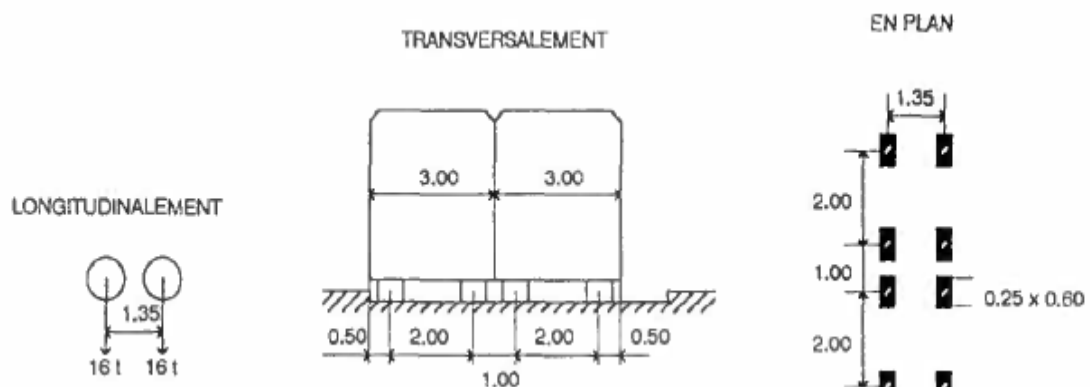


Figure 54 : Système Bt

- **Coefficient de majoration dynamique**

Les charges roulantes produisent un choc provoquant et vibrations des impacts en général assez conséquents. Pour tenir compte de ce phénomène, les charges indiquées pour le système Bt ou Bc seront multipliées par le coefficient de majoration dynamique exprimé par :

$$\delta = \max(\delta_{Bt}; \delta_{Bc}) \quad (VII.3.7a)$$



$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}} \quad (VII.3.7b)$$

- L : longueur impact sur la largeur du dalot prise par la diffusion. L=2,50 m;
- G : Charge permanente totale de l'ouvrage telle que G=1250 kN ;
- S : Surcharge maximale pouvant se placer sur le dalot pour chaque système :
 - S (Bc)=8 essieux \times 12 t = 96 t = 960 kN
 - S (Bt)= 8 essieux \times 16 t = 128 t = 1 280 kN

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 2,50} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1250}{960}} = 1,363$$

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 2,50} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{1250}{1280}} = 1,389$$

$$\delta = \max(\delta_{Bt}; \delta_{Bc}) = 1,389$$

○ **Calcul des surcharges**

- Système Bc (0,25 m \times 0,25m) : $u_1 = 3,50 \text{ m}$ et $v_1 = 3,50 \text{ m}$

La surcharge se calcul par :

$$q_{Bc} = 1,2 \times 6 \times b_c \times \delta \times \lambda \quad (VII.3.8)$$

- $b_c = 1,1$;
- $\delta = 1,389$;
- $\lambda = 8 / [(4,5 + u_1)(1,5 + u_1)]$ pour la condition que $2 < u_1 < 4,5$, soit $\lambda = 0,200$

Ainsi, $q_{Bc} = 1,2 \times 6 \times 1,1 \times 1,389 \times 0,200 = 2,199 \text{ t/m}^2$

$$q_{Bc} = 21,99 \text{ kN/m}^2$$

- Système Bc (0,25 m \times 0,25m) : $u_1 = 3,50 \text{ m}$ et $v_1 = 3,85 \text{ m}$

La surcharge se calcul par :



$$q_{Bt} = 1,2 \times 8 \times b_t \times \delta \times \psi \quad (VII.3.9)$$

- $b_t = 1$;
- $\delta = 1,389$;
- $\psi = 8 / [(1,35 + u_1)(5 + v_1)]$ pour la condition que $2 > v_1$, soit $\psi = 0,186$

Ainsi, $q_{Bc} = 1,2 \times 8 \times 1 \times 1,389 \times 0,186 = 2,484 \text{ t/m}^2$

$$q_{Bt} = 24,84 \text{ kN/m}^2$$

○ Pour la surcharge agissant sur le tablier

$$q_d = \max(q_{Bc} = 21,99 \text{ kN/m}^2; q_{Bt} = 24,84 \text{ kN/m}^2)$$

$$q_d = 24,84 \text{ kN/m}^2$$

b. Surcharge agissant sur le radier

La surcharge Q_d provoque une réaction du sol agissant sur le radier :

$$q_{sol} = 24,84 \text{ kN/m}^2$$

c. Surcharge du remblai agissant sur les piédroits

Une surcharge de 1 T/m^2 est considérée provoquée par le remblai. La poussée due à cette surcharge est donnée par :

$$q_r = 1 \times K_q \times h_{piédroit} \quad (VII.3.10)$$

$$Q_r = 1 \times 0,41 \times 3,75 = 1,5219 \text{ T/m}^2$$

$$q_r = 15,22 \text{ kN/m}^2$$

VII.3.2.3 Modélisation des charges appliquées au dalot

Les charges appliquées sur 1 m de dalot cadre sont représentées sur la **Figure 55**.

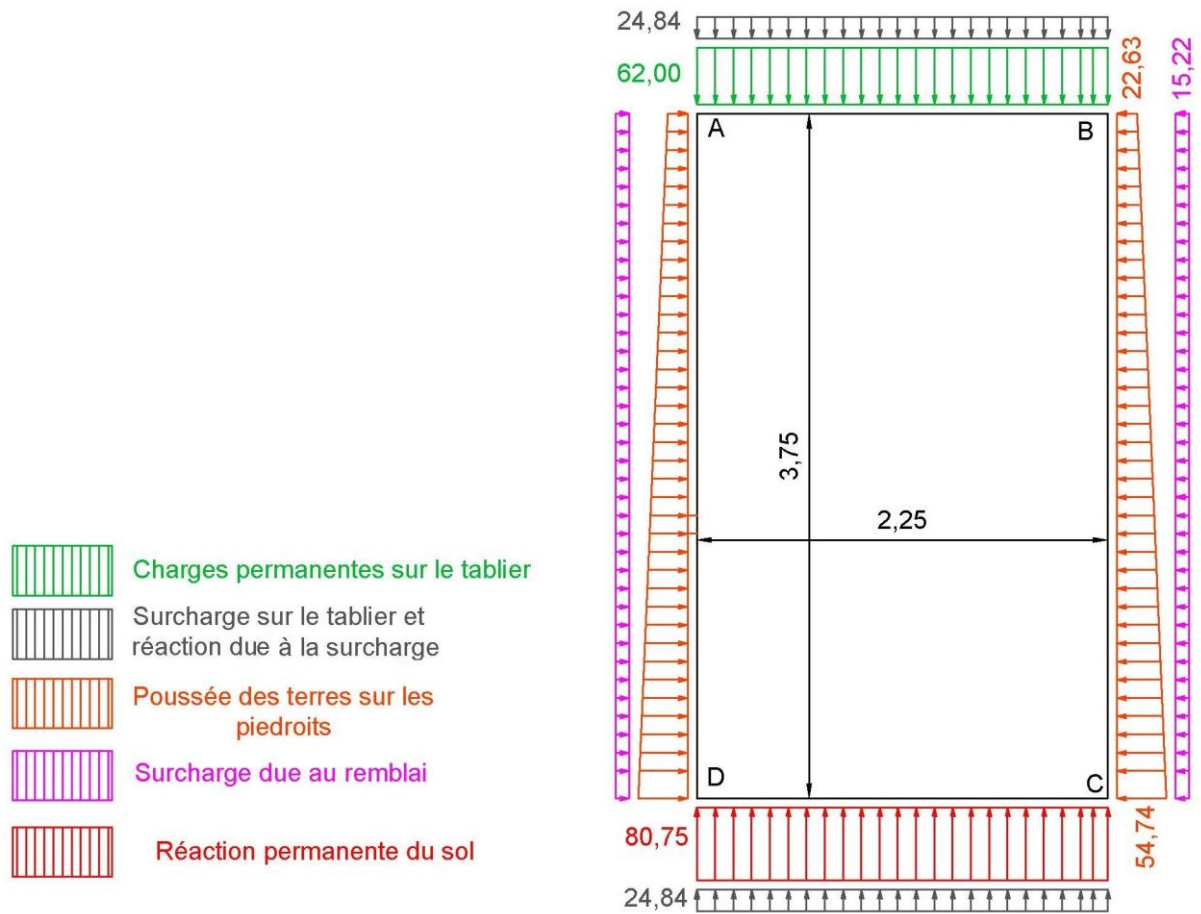


Figure 55 : Modélisation des charges sur le dalot [kN/m]

VII.3.3 Calcul des efforts par la méthode de Cross

La méthode de Cross s'applique non seulement aux ossatures d'immeubles ou de ponts, mais aussi pour les portiques cadres simples comme les dalots. Son but reste le même : déterminer les efforts s'exerçant dans un système hyperstatique à nœuds rigides sous l'action des forces extérieures.

VII.3.3.1 *Principes de calcul*

Cette méthode permet de calculer les moments fléchissants aux extrémités des barres au moyen d'approximation successive. En effet, les calculs ne donnent pas exactement les moments fléchissants agissant sur l'extrémité des barres mais les moments transmis par les nœuds aux barres.



Pour ce faire, partant de l'hypothèse que les barres sont parfaitement encastrees à ses deux extrémités et que les nœuds ne subissent pas de déplacement. Les paramètres suivants sont nécessaires :

- **Raideur** : la raideur de la poutre est définie par : $R_{AX} = \frac{I}{L}$ (VII.3.11a)

- $I = \frac{bh^3}{12}$: le moment d'inertie de la barre [m^4];

- L la longueur de celle-ci [m].

- **Coefficient de répartition** C_{AX} tel que :

$$C_{AX} = \frac{R_{AX}}{\sum R_{AX}} \quad (VII.3.11b)$$

Avec R_{AX} la raideur d'une barre associée au nœud commun A et C_{AX} son coefficient de répartition.

Pour un exemple, la barre AB et la barre AD sont liés au nœud A, avec des barres travaillant en flexion, $b=1,00$ m et $h=0,25$ m.

$$I = \frac{1 \times 0,25^3}{12} = 0,001302 \text{ m}^4$$

- Pour AB : $L=2,25$ m (distance entre axe des deux pîdroits) et AD $L=3,75$ m

$$R_{AB} = \frac{0,00132}{2,25} = 0,000579 \text{ m} / \text{m}^4 \quad \text{et} \quad R_{AD} = \frac{0,00132}{3,75} = 0,000347 \text{ m} / \text{m}^4$$

- Ainsi, en appliquant la formule VII.3.10b :

$$C_{AB} = \frac{R_{AB}}{R_{AB} + R_{AD}} = 0,6250 \quad \text{et} \quad C_{AD} = \frac{R_{AD}}{R_{AB} + R_{AD}} = 0,3750$$

- **Moment de flexion en encastrement parfait :**

Le moment de flexion en encastrement parfait correspondant à chaque barre, tout en tenant compte des signes au sens de Cross (changer le signe donné par la RDM à l'extrême gauche). *Figure 56.*

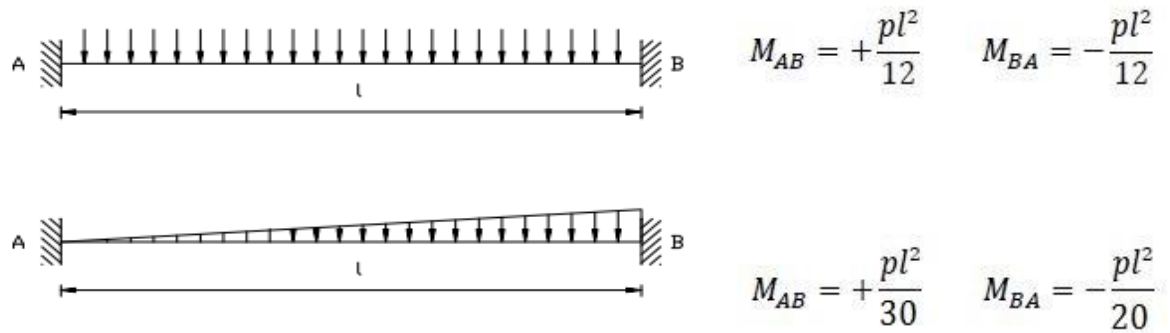


Figure 56 : Expression des moments de flexion en encastrement parfait

VII.3.3.2 Calcul des moments fléchissants

Le calcul des moments de flexion en encastrement parfait des barres donne pour un nœud A considéré d'une barre AX : $\mathcal{M}_{AX} = -\mathcal{M}_{XA}$ (charge rectangulaire uniformément répartie).

Le moment fléchissant réel dans les barres est déterminé à partir du tableau de Cross, en faisant la somme des moments dans chaque barre obtenue par chaque itération due au déblocage des nœuds. Celui-ci sera ensuite ajouté au moment fléchissant d'encastrement parfait de cette barre. $\mathbf{M} = \sum \mathcal{M}_{AX}$

Le déblocage des nœuds se fait à partir des moments qui lui sont appliqués pour les répartir proportionnellement en fonction du coefficient de répartition C_i de chaque barre tel que: $\mathbf{M}_{AX} = -C_{AX} \times \mathbf{M}$

Les moments fléchissants transmis aux extrémités sont donnés par la relation suivante : $\mathbf{M}_{XA} = \frac{\mathcal{M}_{XA}}{2}$

a. Moment fléchissant par une charge définie

L'exemple des charges permanentes G_v au-dessus de l'ouvrage (Tableau 92)

$G_v=62,00$ kN/m est une charge uniforme linéaire qui s'applique sur AB ($L=2,25$ m) :

- Les moments de flexion en encastrement parfait : $\mathcal{M}_{AB} = -\mathcal{M}_{BA} = 26,158$ kN.m



- Les efforts normaux : $N_{DA} = N_{AD} = N_{BC} = N_{CB} = \frac{g_v \times L}{2} = \frac{62,00 \times 2,25}{2} = 69,75 \text{ kN}$

Tableau 92 : Moments fléchissants aux nœuds par les charges permanentes au-dessus du tablier [kN.m]

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
Cij	0,375	0,625	0,625	0,375	0,375	0,625	0,625	0,375
\mathcal{M}_i		26,158	-26,158					
A	-9,8091	-16,3484	-8,1742					-4,9045
D	0,9196					1,5327	3,0653	1,8392
C				-0,2874	-0,5748	-0,9579	-0,4790	
B		10,8185	21,6369	12,9822	6,4911			
A	-4,4018	-7,3363	-3,6681					-2,2009
D	0,5025					0,8375	1,6749	1,0049
C				-1,3741	-2,7482	-4,5803	-2,2902	
B		1,5757	3,1514	1,8908	0,9454			
A	-0,7793	-1,2989	-0,6494					-0,3897
D	0,5025					0,8374	1,6749	1,0049
C				-0,3343	-0,6686	-1,1143	-0,5571	
B		0,3074	0,6148	0,3689	0,1844			
A	-0,3037	-0,5062	-0,2531					-0,1519
D	0,1329					0,2216	0,4431	0,2659
C				-0,0761	-0,1523	-0,2538	-0,1269	
B		0,1029	0,2058	0,1235	0,0617			
A	-0,0884	-0,1474	-0,0737					-0,0442
D	0,0321					0,0535	0,1069	0,0642
C				-0,0216	-0,0432	-0,0720	-0,0360	
B		0,0298	0,0596	0,0357	0,0179			
A	-0,0232	-0,0387	-0,0193					-0,0116
D	0,0089					0,0149	0,0297	0,0178
C				-0,0061	-0,0123	-0,0205	-0,0102	
B		0,0080	0,0159	0,0096	0,0048			
ΣM	-13,31	13,31	-13,31	13,31	3,50	-3,50	3,50	-3,50
Erreur		0,0013		0,0000		0,0004		-0,0008

Pour les autres charges, les résultats seront dans l'ANNEXE M.



b. Récapitulation des moments fléchissants aux nœuds des portiques

En appliquant les différentes charges sur le portique du dalot, les moments fléchissants aux nœuds ont été déterminés. Le **tableau 93** suivant récapitule ces moments et les résultats pour les combinaisons d'actions à l'ELU et à l'ELS.

L'Etat Limite Ultime (ELU) concerne la ruine de l'ouvrage: **1,35 G + 1,5 Q**

L'Etat Limite de Service (ELS) concerne la perte de fonctionnalité par des problèmes liés soit à la durée des sollicitations, soit à leur impact irréversible ou réversible: **G + Q**

- G : Efforts des sollicitations dues aux charges permanentes ;
- Q : Efforts des sollicitations dues aux charges d'exploitation.

Tableau 93 : Moments fléchissants aux nœuds du portique cadre du dalot simple [kN.m]

Nœuds i		A		B		C		D	
Charges	Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
G_V	M_{AB}	-13,31	13,31	-13,31	13,31	3,50	-3,50	3,50	-3,50
R_{sol}	M_{CD}	4,56	-4,56	4,56	-4,56	-17,34	17,34	-17,34	17,34
P_t	$M_{BC/DA}$	-26,99	26,99	-26,99	26,99	-29,68	29,68	-29,68	29,68
$M_G = \sum M$		-35,74	35,74	-35,74	35,74	-43,51	43,51	-43,51	43,51
Q_d	M_{AB}	-5,33	5,33	-5,33	5,33	1,40	-1,40	1,40	-1,40
Q_{sol}	M_{CD}	1,40	-1,40	1,40	-1,40	-5,33	5,33	-5,33	5,33
Q_r	$M_{BC/DA}$	-11,15	11,15	-11,15	11,15	-11,15	11,15	-11,15	11,15
$M_Q = \sum$		-15,08	15,08	-15,08	15,08	-15,08	15,08	-15,08	15,08
ELU : M_U		-70,86	70,86	-70,86	70,86	-81,35	81,36	-81,35	81,36
ELS : M_{SER}		-50,81	50,82	-50,82	50,81	-58,59	58,59	-58,59	58,59

c. Calcul des moments fléchissants en travée

Le moment fléchissant $M(x)$ en travée d'une barre AX est déterminé comme suit :

$$M(x) = \mu(x) - M_{AX} + x \cdot \frac{M_{AX} + M_{XA}}{L} \quad (VII.3.11)$$

- $\mu(x)$: Moment en un point quelconque de la poutre droite de même portée reposant sur deux appuis simples et supportant la même charge que la barre considérée;
- M_{AX} : Moment fléchissant du nœud A ;
- M_{XA} : Moment fléchissant du nœud X.

Pour une charge rectangulaire uniformément répartie p , le moment de flexion est à mi- travée:

$$\begin{cases} x_o = \frac{L}{2} \\ \mu(x_o) = \frac{p * L^2}{8} \end{cases} \quad (VII.3.12a)$$

Pour une charge trapézoïdale répartie sur une poutre de longueur L , $p_1 < p_2$ telle que montre la **figure 56** :

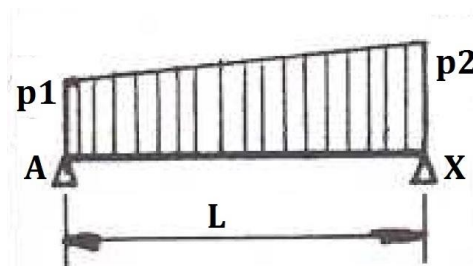


Figure 57 : Modèle de charge trapézoïdale

$$\begin{cases} x_o = \left[\sqrt{\frac{(p_1^2 + p_1 \times p_2 + p_2^2)}{3}} - p_1 \right] \times \frac{L}{(p_2 - p_1)} \\ \mu(x_o) = -p_1 \cdot \frac{x_o^2}{2} - (p_2 - p_1) \cdot \frac{x_o^3}{6L} + \frac{(2 \times p_1 + p_2)L}{6} \cdot x_o \end{cases} \quad (VII.3.12b)$$

Pour un exemple de calcul par une charge rectangulaire uniformément répartie, G_v appliquée sur AB, $L=2,25m$: (formule VII.3.11 et formule VII.3.12a)

$$x_o = \frac{2,25 \text{ m}}{2} = 1,125 \text{ m} \quad \text{et} \quad \mu(x_o) = \frac{62,00 * 2,25^2}{8} = 39,23 \text{ kN.m}$$

$$M(x_o) = \mu(x_o) - M_{AB} + x_o \cdot \frac{M_{AB} + M_{AB}}{L} \quad \text{avec} \quad M_{AB} = -M_{AB} = 13,31 \text{ kN.m}$$

$$M(x_o) = 39,23 - 13,31 = 25,92 \text{ kN.m} \quad \text{Sur la barre AB à 1,125 m de A.}$$



Les **tableaux 94 et 95** récapitulent les résultats pour les moments de flexion maximaux en travée pour chaque barre (ELU et ELS):

Tableau 94 : Moments fléchissants en mi- travée des barres

Barres	Charge	L [m]	x_o [m]	M_{AX} [kN.m]	M_{XA} [kN.m]	$M(x_o)$ [kN.m]
AB	G_V	2,25	1,125	13,31	-13,31	25,92
BC/DA	P_t	3,75	2,003	26,99	-29,68	31,25
CD	G_{sol}	2,25	1,125	17,34	-17,34	33,76
AB	Q_d	2,25	1,125	5,33	-5,33	10,38
BC/DA	Q_r	3,75	1,875	11,15	-11,15	15,61
CD	Q_{sol}	2,25	1,125	5,33	-5,33	10,38

Tableau 95 : Moments de fléchissants en mi- travée à l'ELU et à l'ELS [kN.m]

Travée	AB	BC	CD	DA
MG	25,92	31,25	33,76	31,25
MQ	10,38	15,61	10,38	15,61
M_U : ELU	50,57	65,60	61,15	65,60
M_{SER} : ELS	36,31	46,86	44,15	46,86

VII.3.3.3 Calcul des efforts tranchants aux appuis

L'effort tranchant dans une barre AX est donné rationnellement par la formule suivante :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{AX} + M_{XA}}{L} \quad (VII. 3.13a)$$

$\theta(x)$ désigne l'effort tranchant de l'élément considéré comme simplement appuyé.

Pour un chargement uniforme rectangulaire p , les efforts tranchants aux appuis simples sont :

$$\theta_A = \frac{pL}{2} = -\theta_x \quad (VII. 3.13b)$$

Pour un chargement réparti trapézoïdal $p_1 < p_2$ (**Figure 57**), les efforts tranchants aux appuis simples sont :



$$\begin{cases} \theta_A = \frac{(2 \times p_1 + p_2)L}{6} \\ \theta_X = \frac{-(p_1 + 2 \times p_2)L}{6} \end{cases} \quad (VII.3.13c)$$

Un exemple de calcul par une charge rectangulaire uniformément répartie, $G_v = 62,00$ kN/m appliquée sur AB, $L=2,25$ m: (Formule VII.3.13b et formule VII.3.13a)

$$\theta_A = \frac{62,00 \times 2,25}{2} = 69,75 \text{ kN}$$

$$V_A = \theta_A + \frac{M_{AB} + M_{BA}}{L} = 69,75 + \frac{13,31 - 13,31}{2,25} = 69,75 \text{ kN}$$

$$V_B = -69,75 \text{ kN}$$

Les **tableaux 96 et 97** récapitulent les résultats des efforts tranchants (ELU et ELS):

Tableau 96 : Efforts tranchants aux nœuds des barres

Barres	Charge	Nœuds	L [m]	θ_i [kN]	M_{AX} [kN.m]	M_{XA} [kN.m]	V_i [kN]
AB	G_v	A	2,25	69,75	13,31	-13,31	69,75
BC/DA	P_t	C	3,75	-82,57	26,99	-29,68	-83,29
		B		62,50			61,78
CD	G_{sol}	D	2,25	90,85	17,34	-17,34	90,85
AB	Q_d	A	2,25	27,94	5,33	-5,33	27,94
CD	Q_{sol}	C	3,75	27,94	11,15	-11,15	27,94
BC/DA	Q_r	B	2,25	28,54	5,33	-5,33	28,54

Tableau 97 : Efforts tranchants à l'ELS et à l'ELU [kN]

Barre	AB		BC		CD		DA	
Nœuds	A	B	B	C	C	D	D	A
V_G	69,75	-69,75	61,78	-83,29	90,85	-90,85	-83,29	61,78
V_Q	27,94	-27,94	28,54	-28,54	27,94	-27,94	-28,54	28,54
V_U : ELU	136,08	-136,08	126,21	-155,24	164,55	-164,55	-155,24	126,21
V_{SER} : ELU	97,69	-97,69	90,32	-111,82	118,79	-118,79	-111,82	90,32

Les diagrammes des moments fléchissants à l'Etat Limite Ultime (ELU) et à l'Etat Limite de Service (ELS) sont représentés comme suite. **Figure 58**

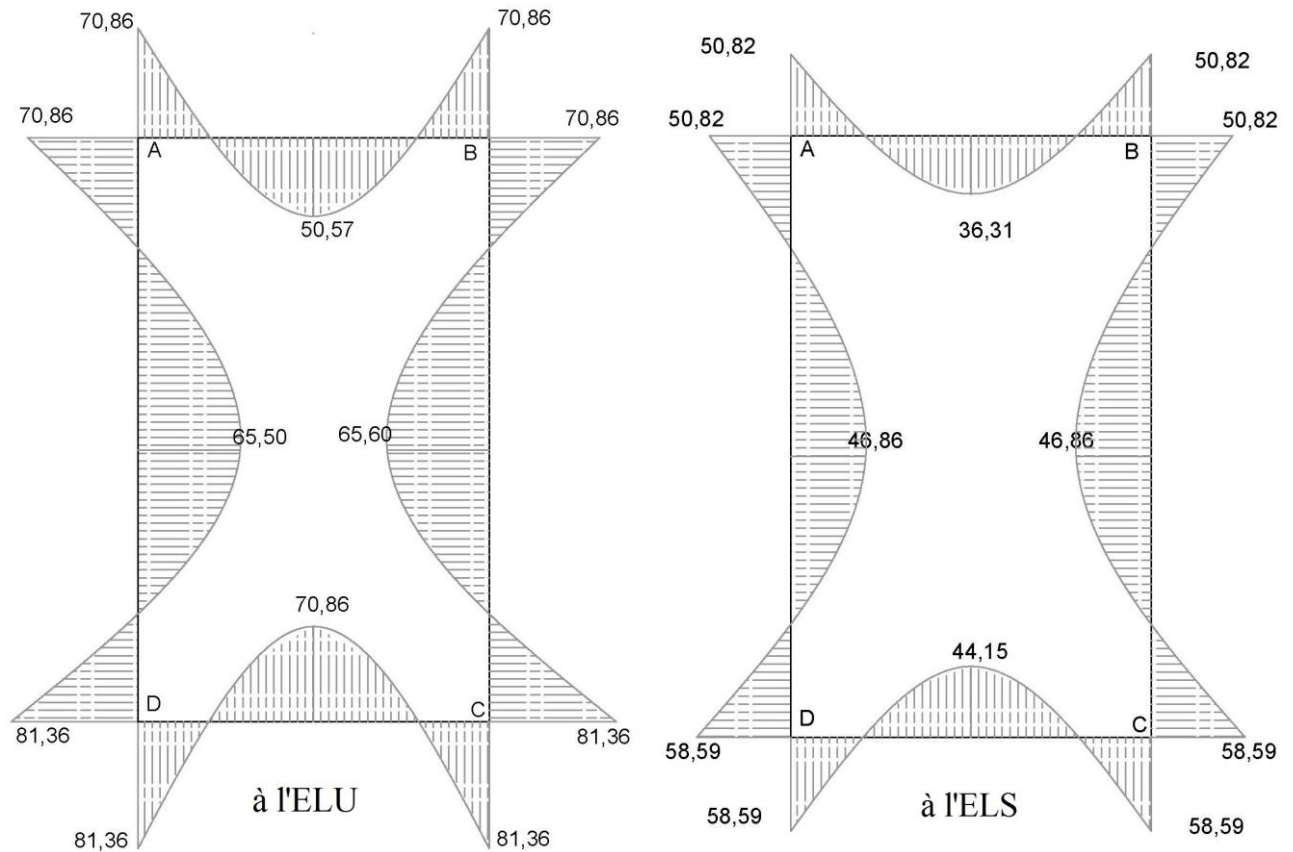


Figure 58 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU et à l'ELS [kN.m]

VII.3.4 Calcul des armatures

VII.3.4.1 Caractéristiques des matériaux

- Béton :
 - Dosage Q350 ;
 - Poids volumique apparent : $\rho_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$;
 - Ciment CEM I 42,5 ; (CEM : Cement)
 - Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, contrôle atténué, à priori par SETRA-LCPC
 - Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge
 $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$;



- Contrainte maximale de compression à l'ELS : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$;
- Résistance de calcul à l'ELU : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,2 \text{ MPa}$.

- Acier :

- Nuance d'acier à haute adhérence (HA) FeE500 ;
- Limite d'élasticité garantie : $f_e = 500 \text{ MPa}$;
- $\gamma_s = 1,15$;
- $\eta = 1,60$;
- Contrainte de traction à l'ELS de fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \right) = 250 \text{ MPa}$$

- Contrainte de traction à l'ELU:

$$\sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1,15} = 434,8 \text{ MPa}$$

VII.3.4.2 Hypothèses de calcul

- Les règles de calcul choisies sont celles de BAEL 91 modifié 99 ;
- La figure de la transmission de charge est au feuillet moyen ;
- La fissuration est préjudiciable et l'enrobage est de $e=4 \text{ cm}$;
- Le tablier et le radier travaillent en flexion simple et le calcul se fait à l'ELS ;
- Les piédroits travaillent en flexion composée.

VII.3.4.3 Armatures de la dalle du tablier

a. Armatures aux nœuds (appuis)

Les sollicitations aux appuis (A et B) sont : $M_{ser} = 50,82 \text{ kN.m} = 0,05082 \text{ MN.m}$

➤ Moment résistant du béton

$$\begin{cases} \overline{\alpha}_1 = \frac{15 \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} \\ M_{rb} = \frac{1}{2} \overline{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3} \right) b_0 d^2 \overline{\sigma}_{bc} \end{cases} \quad (VII. 3.14)$$



Avec :

- b_0 : largeur de base de la section en BA, $b_0 = 1,00 \text{ m}$;
- d : hauteur utile de la dalle [m] , $d = h - e = 0,25 - 0,04 = 0,21 \text{ m}$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ et $\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$;

$$\begin{aligned}\overline{\alpha}_1 &= \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,474 \quad \text{et} \quad M_{rb} \\ &= \frac{1}{2} \times 0,474 \times \left(1 - \frac{0,47}{3}\right) \times 1 \times 0,21^2 \times 15\end{aligned}$$

$$M_{rb} = 0,131934 \text{ MN.m}$$

$M_{rb} > M_{ser}$: Les armatures de compression ne sont pas nécessaires, la section est simplement armée. $A' = 0$.

➤ Calcul d'armatures

Dans la pratique,

$$\begin{cases} \overline{Z}_b = d \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3}\right) \\ A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z}_b \overline{\sigma}_s} \end{cases} \quad (VII.3.15)$$

$$\overline{Z}_b = 0,21 \left(1 - \frac{0,474}{3}\right) = 0,1768 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{0,05082}{0,1768 \times 250} = 0,001149 \text{ m}^2 = 11,49 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{b_0 h}{1\,000} ; 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 h \right\} \quad (VII.3.16)$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{1 \times 0,25}{1\,000} ; 0,23 \times \frac{2,1}{500} \times 0,25 \times 1 \right\}$$

$$A_{min} = \max \{0,00025 ; 0,00020\}$$



$A_{min} = 2,5 \text{ cm}^2 < A_{ser} = 11,49 \text{ cm}^2$: La condition est vérifiée.

Pour **5 HA12+4 HA14** espacées de **10 cm**, la section d'armatures sera **Aréelle=11,81 cm²**

➤ Armatures de répartition Ar

$$A_r = \frac{A_{réelle}}{3} \quad (VII.3.17)$$

$$A_r = \frac{11,81}{3} = 3,94 \text{ cm}^2$$

Ce résultat équivaut à **8 HA8 /ml (4,02 cm²)** répartie dans le sens de la largeur du dalot.

➤ Vérification au cisaillement

Si la relation suivante est vérifiée, les armatures d'efforts tranchants ne seront pas nécessaires :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \quad (VII.3.18)$$

- $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ avec $V_u = 136,08 \text{ kN} = 0,13608 \text{ MN}$
- $\overline{\tau}_u = \min \left(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 1,5 \text{ MPa} \right)$

Par calcul,

$$\overline{\tau}_u = \min \left(0,07 \times \frac{25}{1,5} \text{ MPa} ; 1,5 \text{ MPa} \right) = \min(1,167 \text{ MPa} ; 1,5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{0,13608}{1 \times 0,21} = 0,6479 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,6479 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$$

La condition VII.3.18 est vérifiée, les armatures d'âme ne sont pas nécessaires même si les armatures des piedsroits peuvent assurer ce rôle.

***b. Armatures en travée***

Le moment à l'ELS en travée est $M_{ser} = 36,31 \text{ kN.m} = 0,03631 \text{ MN.m}$

En suivant les mêmes principes que pour le calcul aux appuis, le moment résistant reste $M_{rb} = 0,131934 \text{ MN.m}$ et que la section en travée est également simplement armée.

Par la *formule VII.3.15 et VII.3.16*, la section aura comme armatures à mi- travée :

$$A_{ser} = \frac{0,03631}{0,1768 \times 250} = 0,000821 \text{ m}^2 = 8,21 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,5 \text{ cm}^2$$

En mi- travée de la dalle du tablier, les armatures seront **8 HA12** espacées de **11 cm**.

Les armatures de répartition sont, *formule VII.3.17*: $A_r = \frac{8,21}{3} = 2,36 \text{ cm}^2$ soit **5 HA8/ml (2,51cm²)**.

VII.3.4.4 Armatures de la dalle du radier

Le calcul pour le dimensionnement des armatures reste identique car la dalle du radier travaille en flexion et le calcul est à l'ELS.

- b_0 : largeur de base de la section en BA, $b_0 = 1,00 \text{ m}$;
- d : hauteur utile de la dalle [m] , $d = h - e = 0,25 - 0,04 = 0,21 \text{ m}$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ et $\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$; $\overline{\alpha}_1 = 0,474$ e $\overline{Z}_b = 0,1768 \text{ m}$

Par application des *formules VII.3.15, VII.3.16, VII.3.17 et VII.3.18*, le **tableau 98** suivant résume les résultats par étape du schéma de calcul.



Tableau 98 : Armatures du radier du dalot

Etape	Calcul aux appuis	Calcul à mi- travée
M_{ser} [kN.m]	0,05859	0,04415
M_{rb} [kN.m]	0,131934	0,131934
$M_{rb} > M_{ser}$	Vérifiée : simplement armée	Vérifiée : simplement armée
A_{min} [cm ²]	2,50	2,50
A_{ser} [cm ²]	13,25	9,99
Armatures longitudinales	9 HA12+2 HA14	9 HA12
Espacement [cm]	7,5	10
Aréelle [cm ²]	13,26	10,18
A_r [cm ²]	4,62	3,39
Armatures de répartition	9 HA8/ml	7 HA8/ml
[cm ²]	4,52	3,52
$\bar{\tau}_u$ [MPa]	1,167	-
τ_u [MPa]	0,7835	-
$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	Vérifiée : armatures d'âme pas nécessaires	-

VII.3.4.5 Armatures des piédroits

Le piédroit est soumis à un effort normal dû aux charges et surcharges sur le tablier et aux moments fléchissants dus à la poussée des terres sur sa paroi et dus à la surcharge de remblai. Le piédroit travaille donc en flexion composée.

a. Armatures à la base du piédroit

Les hypothèses de calcul sont :

- Section du piédroit : L=3,50 m ; b=1,00 m ; h=0,25 m
- Sollicitations de calcul à la base du piédroit : $M_g=43,51$ kN.m et $M_q=15,08$ kN.m
 - Moments fléchissant au centre de gravité du béton seul:

$$Mu_{Go} = 81,36 \text{ kN.m} = \mathbf{0,08136 \text{ MN.m}}$$

$$Mser_{Go} = 58,59 \text{ kN.m} = \mathbf{0,05859 \text{ MN.m}}$$



- Effort normal : Avec $N_g=90,85$ kN et $N_q=27,94$ kN

$$N_{ser} = N_g + N_q \quad (VII.3.19)$$

$$N_{ser} = 90,85 + 27,94 = 118,79 \text{ kN} = \mathbf{0,11879 \text{ MN}}$$

- La fissuration est préjudiciable alors le calcul se fait à l'Etat Limite de Service (ELS).

❖ Calcul à l'ELS

$$\begin{cases} N_{ser} \\ M_{ser_{G0}} \\ e_{0ser} = \frac{M_{ser_{G0}}}{N_{ser}} \end{cases} \quad (VII.3.20) \quad \begin{cases} N_{ser} = 0,11879 \text{ kN} \\ M_{ser_{G0}} = 0,05859 \text{ kN.m} \\ e_{0ser} = \mathbf{0,493 \text{ m}} \end{cases}$$

➤ Sollicitations ramenés au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \\ M_{ser_A} = N_{ser} \cdot e_A \end{cases} \quad (VII.3.21) \quad \begin{cases} e_A = 0,493 \times \left(0,21 - \frac{0,25}{2}\right) = 0,5782 \text{ m} \\ M_{ser_A} = 0,11879 \text{ kN} \times 0,5782 \text{ m} = \mathbf{0,06869 \text{ MN.m}} \end{cases}$$

➤ Evaluation de la sollicitation

$$M_{ser,lim} = \frac{1}{2} \overline{\sigma}_{bc} \cdot b \cdot h \cdot \left(d - \frac{h}{3}\right) \quad (VII.3.22)$$

$$M_{ser,lim} = \frac{1}{2} \times 15 \times 1 \times 0,25 \times \left(0,21 - \frac{0,25}{3}\right) = 0,2375 \text{ MN.m}$$

$$M_{ser,lim} = \mathbf{0,2375 \text{ MN.m}} > M_{ser_A} = \mathbf{0,06869 \text{ MN.m}}$$

La section est partiellement tendue.

❖ Calcul des armatures

➤ Calcul en flexion simple à l'ELS :

En appliquant la formule VII.3.14 : $M_{rb} = \mathbf{0,131934 \text{ MN.m}}$

$$M_{ser_A} = \mathbf{0,06869 \text{ MN.m}} < M_{rb} = \mathbf{0,131934 \text{ MN.m}}$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires. $A'=0$



De même, dans les mêmes conditions de base $b = 1,00 \text{ m}$, $d = 0,21 \text{ m}$, en appliquant la formule VII.3.15 :

$$\begin{cases} \bar{Z}_b = 0,1768 \text{ m} \\ A_{serFS} = \frac{0,06869}{0,1768 \times 250} = 0,001553 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$A_{serFC} = A_{serFS} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} \quad (VII.3.23)$$

$$A_{serFC} = 0,001553 - \frac{0,11879}{250} = 0,0010784 \text{ m}^2 = \mathbf{10,784 \text{ cm}^2}$$

Section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b \cdot d \frac{e - 0,45 \cdot d}{e - 0,185 d} \quad (VII.3.24)$$

$$e = e_{0ser} = 0,493 \text{ m}$$

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{2,1}{500} \times 1 \times 0,21 \times \frac{0,493 - 0,45 \times 0,21}{0,493 - 0,185 \times 0,21} = 0,000178 \text{ m}^2 = 1,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \mathbf{1,78 \text{ cm}^2} < A_{serFC} = \mathbf{10,784 \text{ cm}^2}$$

Pour des aciers **10 HA12** espacés de **10 cm** $A_{réelle} = \mathbf{11,31 \text{ cm}^2}$

➤ Armatures de répartition A_r

$$\text{La formule VII.3.17 donne : } A_r = \frac{A_{réelle}}{3} = \frac{11,31}{3} = 3,77 \text{ cm}^2$$

Ce résultat équivaut à **8 HA8 /ml (4,02 cm²)** répartie dans le sens de la hauteur du dalot.

➤ Vérification au cisaillement

Au nœud C, $V_u = \mathbf{155,24 \text{ kN}} = \mathbf{0,15524 \text{ MN}}$.



Par calcul $\tau_u = \frac{0,15524}{1 \times 0,21} = 0,739 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,6479 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa}$$

La condition VII.3.18 est vérifiée, les armatures d'âme ne sont pas nécessaires.

b. Armatures à en travée du piédroit

- Sollicitations de calcul à mi- travée du piédroit:
 - $M_{serGo} = 46,86 \text{ kN.m} = 0,04686 \text{ MN.m}$
 - $N_{ser} = 0,11879 \text{ MN}$
- En suivant le même principe de calcul à l'ELS à section partiellement tendue et sans armatures comprimées:
 - $A_{serFS} = 0,001288 \text{ m}^2$;
 - $A_{serFC} = 0,000813 \text{ m}^2 = 8,13 \text{ cm}^2$;
 - 8 HA12** en cadre continue avec les armatures aux nœuds ;
 - $A_{réelle} = 9,05 \text{ cm}^2$;
 - $A_r = 3,02 \text{ cm}^2$, Armatures de répartition : **7 HA8/ml (3,52cm²)**

Les armatures des différentes pièces du dalot sont récapitulées dans le **tableau 99**. Le plan de ferrailage est en **ANNEXE O**.

Tableau 99 : Armatures longitudinales et transversales du dalot

Armatures en <i>ml</i> de dalot	Aux nœuds		En travée		Volume de BA [m ³]	Masse d'acier [kg]	Ratio [kg/m ³]
Pièces	Longitudinales	Ar*	Longitudinales	Ar*			
Dalle du tablier	5 HA12+ 4 HA14	8 HA8	8 HA12	5 HA8	0,625	48,189	77,102
Dalle du radier	9 HA12+ 2 HA14	9 HA8	9 HA12	7 HA8	0,625	54,723	87,557
Mur du piédroit	10 HA12	8 HA8	8 HA12	7 HA8	1,000	73,677	73,677

*Ar : Armatures de répartition (transversales)

*BA : Béton Armé



CONCLUSION PARTIELLE

Avant le dimensionnement des structures de chaussée, il a fallu étudier les paramètres liés au trafic, à la situation géotechnique et aux contextes hydrologiques du projet. La conception du remblai de terrassement a été indispensable vu les problèmes de sols compressibles des zones basses. Elle a permis l'évaluation préalable de la durée nécessaire des travaux de terrassement (environ 18 mois) avec l'appui de solutions technico-économiques. Les ouvrages d'assainissements, dalots en béton armé et fossés en maçonnerie, sont obligatoirement dimensionnés pour la protection de l'ensemble de l'ouvrage contre l'eau en période d'inondation. Les chaussées dimensionnées selon la méthode ALIZE-LCPC sont retenues comme variantes. Le choix entre les structures de chaussées souple, bitumineuse épaisse ou en béton de ciment constitue la dernière partie de l'étude. En effet, toutes les conditions sont réunies pour permettre un choix de type de chaussée qui satisfera les objectifs du groupe décideur. L'aide multicritère à la décision permettra d'évaluer l'aboutissement à ce choix selon le cas de figure.

PARTIE III : ANALYSE MULTICRITERE DU CHOIX DE LA CHAUSSEE

CHAPITRE VIII. CRITERES D'EVALUATION

Dans cette étude, l'objet est d'établir un modèle d'analyse aboutissant au choix de chaussée, les critères étudiés, les plus prépondérants, seront les critères liés aux coûts. Des critères liés à l'environnement écologique sont aussi énoncés. Différents jeux de pondération seront associés à ces critères. L'analyse multicritère se basera sur les hypothèses de pondération de ces critères.

VIII.1 Coût initial de construction de la chaussée

VIII.1.1 Coefficient des déboursés

Le coefficient des déboursés K_1 est l'ensemble des frais appliqués au déboursé pour obtenir le prix unitaire des travaux tel que :

$$PU = K_1 \times \frac{D}{R} \quad (VIII.1.1)$$

- PU : Prix unitaire [Ar/unité];
- D : Sommes des déboursés;
- R : Rendement journalier;
- K_1 : Coefficient des déboursés.

Pour l'estimation des sous détails de prix, ce coefficient est calculé par la formule :

$$K_1 = \frac{\left(1 + \frac{A_1}{100}\right) \left(1 + \frac{A_2}{100}\right)}{1 - \left(\frac{A_3}{100}\right) \left(1 + \frac{TVA}{100}\right)} \quad (VIII.1.2)$$

- $A_1 = a_1 + a_2 + a_3 + a_4$ [%] : Frais généraux proportionnels aux déboursés;
- $A_2 = a_5 + a_6 + a_7 + a_8$ [%] : Bénéfice brut et frais proportionnels au prix de revient;
- $A_3 = a_9$ [%] : Frais de siège;
- TVA : Taxe sur les Valeurs Ajoutées, en principe TVA=20%

Les valeurs fourchettes (maximum et minimum) et les valeurs prises des composants du coefficient de déboursé K sont représentées dans le **tableau 100** suivant :

Tableau 100 : Valeurs des coefficients et des frais

Description des coefficients		Min [%]	Max [%]	Choix [%]	TOTAL
Frais d'agence et patente	a_1	3,5	7	5	$A_1 = 19,7 \%$
Frais d'agence et patente	a_2	8	12	10	
Frais d'études et de laboratoire	a_3	3	4	4	
Assurances	a_4	0,5	1	0,7	
Bénéfices nets et impôts sur le bénéfice	a_5	6	15	9	$A_2 = 18,5 \%$
Aléas techniques	a_6	2	3	2,5	
Aléas de révision des prix	a_7	1,5	6	4	
Frais financiers	a_8	2	4	3	

Sachant que pour les entreprises siégeant à Madagascar $A_3 = a_9 = 0\%$, le coefficient considéré pour ce choix sera :

$$K_1 = \frac{\left(1 + \frac{19,7}{100}\right) \left(1 + \frac{18,5}{100}\right)}{1 - \left(\frac{0}{100}\right) \left(1 + \frac{20}{100}\right)} \quad \text{soit} \quad K_1 = 1,42$$

Ce coefficient des déboursés servira de référence pour les calculs des sous-détails des prix unitaires, obtenus via la *formule VIII.1.1*. Certes, ces prix unitaires dépendent de chaque entreprise, mais un coefficient de déboursé trop supérieur à celui-ci entraînera des prix assez élevés. Des exemples de sous-détails de prix unitaires seront présentés en **ANNEXE P**.

VIII.1.2 Détail quantitatif et estimatif spécifique à la chaussée

L'estimation du coût de la chaussée se base sur les Détails Quantitatifs et Estimatifs (DQE) des différentes variantes.

VIII.1.2.1 *Variante de chaussée souple*

Il est rappelé que la structure souple admet 8 cm de BBSG 0/10, 12 cm de GB 0/14 et 37 cm de GCNT 0/31⁵. La Terre-Plein Centrale (TPC) et la Bande d'Arrêt d'Urgence (BAU) sont constituées de GCNT 0/31⁵ revêtus d'une couche de 3 cm de CARBONCOR.



Le **tableau 101** montre l'estimation du coût de la chaussée souple en se basant sur les Détails Quantitatif et Estimatifs (DQE).

Tableau 101 : DQE pour la variante de chaussée souple

	U	Quantité	PU [Ar]	Montant [Ar]
CHAUSSÉE SOUPLE				
Couche de fondation en GCNT 0/31 ⁵	m ³	71 597	103 702,48	7 424 765 813,75
Imprégnation en ECM 60	m ²	93 225	2 700,00	251 707 500,00
Couche de base en GB 0/14	T	62 929	172 521,21	10 856 640 985,31
Accrochage ECR 69	m ²	93 225	1 800,00	167 805 000,00
Couche de roulement en BBSG 0/10	T	44 937	198 242,61	8 908 469 443,31
BAU et TPC en GCNT 0/31 ⁵	m ³	21 131	103 702,48	2 191 337 132,53
BAU et TPC avec revêtement en CARBONCOR	m ²	49 969	33 000,00	1 648 963 800,00
Berge GCNT 0/31 ⁵	m ³	11 933	103 702,48	1 237 460 968,96
Montant HTVA de la chaussée souple				32 687 150 643,85

VIII.1.2.2 Variante de chaussée bitumineuse épaisse

La structure bitumineuse épaisse admet 8 cm de BBSG 0/10, 14 cm de GB 0/14 et 14 cm de GB 0/14. La Terre-Plein Centrale (TPC) et la Bande d'Arrêt d'Urgence (BAU) sont constituées de GCNT 0/31⁵ revêtus d'une couche de 3 cm de CARBONCOR.

Le **tableau 102** montre l'estimation du coût de la chaussée bitumineuse épaisse en se basant sur les Détails Quantitatif et Estimatifs (DQE).



Tableau 102 : DQE pour la variante de chaussée bitumineuse

	U	Quantité	PU [Ar]	Montant [Ar]
CHAUSSEE BITIMINEUSE EPAISSE				
Imprégnation en ECM 60	m ²	93 225	2 700,00	251 707 500,00
Couche de fondation en GB 0/14	T	75 145	172 521,21	12 964 106 588,34
Couche de base en GB 0/14	T	75 145	172 521,21	12 964 106 588,34
Accrochage ECR 69	m ²	93 225	1 800,00	167 805 000,00
Couche de roulement en BBSG 0/10	T	44 937	198 242,61	8 908 469 443,31
BAU et TPC en GCNT 0/31 ⁵	m ³	17 153	103 702,48	1 778 850 142,88
BAU et TPC avec revêtement en CARBONCOR	m ²	49 969	33 000,00	1 648 963 800,00
Berge GCNT 0/31 ⁵	m ³	5 469	103 702,48	567 169 610,77
Montant HTVA de la chaussée bitumineuse épaisse				39 251 178 673,63

VIII.1.2.3 Variante de chaussée en béton de ciment

Notons finalement que la structure en béton de ciment admet 25 cm de BC 5, 15 cm de BC 2 (béton maigre). La Terre-Plein Centrale (TPC) et la Bande d'Arrêt d'Urgence (BAU) sont constituées de GCNT 0/31⁵ revêtus d'une couche de 3 cm de CARBONCOR.

Le **tableau 103** montre l'estimation du coût de la chaussée e béton de ciment en se basant sur les Détails Quantitatif et Estimatifs (DQE).

Tableau 103 : DQE pour la variante de chaussée en béton de ciment

	U	Quantité	PU [Ar]	Montant [Ar]
CHAUSSEE EN BETON DE CIMENT				
Couche de fondation en béton maigre BC2	m ³	31 324	412 837,76	12 931 564 819,04
Couche de base en béton BC5	m ³	46 737	495 503,45	23 158 245 512,59
BAU et TPC en GCNT 0/31 ⁵	m ³	16 905	103 702,48	1 753 069 706,02
BAU et TPC avec revêtement en CARBONCOR	m ²	50 217	33 000,00	1 657 167 600,00
Berme GCNT 0/31 ⁵	m ³	6 712	103 702,48	696 071 795,04
Montant HTVA de la chaussée en béton de ciment				40 196 119 432,70

VIII.2 Coût global des variantes

Pour tenir compte de l'échelonnement dans le temps des différents coûts (coûts de construction, coûts des travaux d'entretien courant, coûts des travaux de renforcement), il est nécessaire d'utiliser un taux d'actualisation afin d'évaluer les divers coûts à la date du cycle de vie de la chaussée. Ainsi trois critères d'évaluations des coûts sont ajoutés au critère de coût initial de la construction de la chaussée :

- Coût global à court terme qui sera évalué sur une période de 10 ans;
- Coût global à moyen terme qui sera évalué sur une période de 20 ans;
- Coût global à long terme qui sera évalué sur une période de 30 ans.

VIII.2.1 Coûts actualisés

Le taux d'actualisation « r » est utilisé pour ramener tous les coûts à la date de construction du projet, les dépenses étant décalées dans le temps.

L'expression du coût global C_t s'écrit :

$$C_t = P_c + \sum_j \frac{(E_c)_j}{(1+r)^j} + \sum_j \frac{(R)_j}{(1+r)^j} \quad (VIII.2.1)$$

Avec :

- P_c : coût initial de la construction de la chaussée;
- $(E_c)_j$: coût d'entretien de la chaussée à l'année j ;
- $(R)_j$: coût de renforcement de la chaussée à l'année j ;
- j : année d'évaluation par rapport à l'année 0 de début de service;
- r : taux d'actualisation pris à 12% auprès de la banque centrale de Madagascar.

VIII.2.2 Scénario type d'entretien et de renforcement

La méthode de dimensionnement ALIZE-LCPC permet d'estimer aisément les scénarios d'entretien et de renforcement. Vu son caractère à faible risque de calcul, les variantes dimensionnées présentent des besoins de renforcement dans l'approche de la fin de la durée initiale de calcul. Cette hypothèse s'ajoute à la fréquence des entretiens enregistrés auprès du MTP et du MEPPATE.

➤ *Estimation pour la chaussée souple et la chaussée bitumineuse épaisse (SS et SBE):*

- PLg 1: Reprofilage léger avec 2 cm de BBTM sur 25% du tracé;
- PLg 2: Reprofilage léger avec 2 cm de BBTM sur 50% du tracé;
- RLd 1 : Reprofilage lourd avec 3 cm de BBTM sur 25% du tracé;
- RLd 2 : Reprofilage lourd avec 3 cm de BBTM sur 50% du tracé
- RND 1: Réfection de nid de poule avec 5 cm de BBSG sur 25 % du tracé;
- RND 2 : Réfection de nid de poule avec 5 cm de BBSG sur 50 % du tracé;
- RH 1 : renforcement par 2 cm BBTM et 8 cm de GB;
- RH 2: réhabilitation par 5 cm de BBSG et 10 cm de GB.

➤ *Estimation pour la chaussée en béton de ciment (SBC):*

- S : Réfection de surface par enduit superficiel ou enrobé très mince à dégâts 20% du tracé;

- J : réfection des joints transversaux et longitudinaux par colmatage de ciment sur 20%;
- R : Renforcement par 2 cm de BBTM et 8 cm GB.

Le **tableau 104** illustre ces scénarios de travaux pendant un période de temps selon le type de structure. Ces scénarios ne sont en aucun cas pris comme définitifs mais ils sont pris comme modèles dans cette étude des coûts. Des auscultations dans le temps de la chaussée pourront confirmer l'application de ces scénarios. Toutefois, ils correspondent aux modes d'endommagement des différents types de structures définies.

Tableau 104 : Scénarios type d'entretien et de renforcement

Années écoulées j	SS	SBE	SBC
4	PLg 1		
5			J+S
7	PLd 1	PLg 1	
10	RND 1		J
12	PLd 1	PLg 1	1 /2 S
14	PLd 2		
15		RLd 1	J+1/2 S
16	RH 1		
18	PLg 2	RND 1	
20	PLd 2		J
20	PLd 2		J
22	RND 2	RH 1	
23			J+S
25	RH 2		
26		PLg 2	
27	PLg 2		R
30	PLd 2	PLg 2	

VIII.2.2.1 Coûts des types de travaux d'entretien

Des coûts d'entretien et de renforcements spécifiques sont attribués à chaque type de travaux de la chaussée.

➤ Pour la chaussée souple et la chaussée bitumineuse épaisse (SS et SBE):

- PLg 1: 556 779 340,21 Ar;
- PLg 2: 1 113 558 680,41 Ar;
- RLd 1 : 1 670 338 020,62 Ar;
- RLd 2 : 3 340 676 041,24 Ar;
- RND 1 : 2 783 896 701,03 Ar;
- RND 2 : 5 567 793 402,07 Ar;
- ❖ RH 1 : 19 100 056 286,14 Ar;
- ❖ RH 2: 29 442 863 759,75 Ar.

➤ Pour la chaussée en béton de ciment (SBC):

- S : 356 338 777,73 Ar;
- J : 23 755 918,52 Ar;
- ❖ R : 17 190 050 657,53 Ar.

VIII.2.2.2 Coûts globaux actualisés

Par application de la formule VIII.2.1, les coûts globaux, espacés de 5 ans, sont récapitulés dans le **tableau 105** et la variation de ces coûts par la **figure 59**.

Tableau 105 : Montant des coûts globaux évalués tous les 5 ans

Année j	SS [Ar]	SBE [Ar]	SBC [Ar]
0	32 687 150 643,85	39 251 178 673,63	40 196 119 432,70
5	33 040 993 980,23	39 251 178 673,63	40 411 795 371,06
10	34 692 910 304,37	39 503 037 371,29	40 419 444 141,04
15	35 805 212 976,63	40 154 556 279,21	40 502 066 784,20
20	39 411 969 692,08	40 516 573 065,14	40 502 066 784,20
25	41 604 032 717,08	42 095 049 665,94	40 530 113 194,82
30	41 767 756 300,58	42 294 282 001,40	41 336 216 207,80

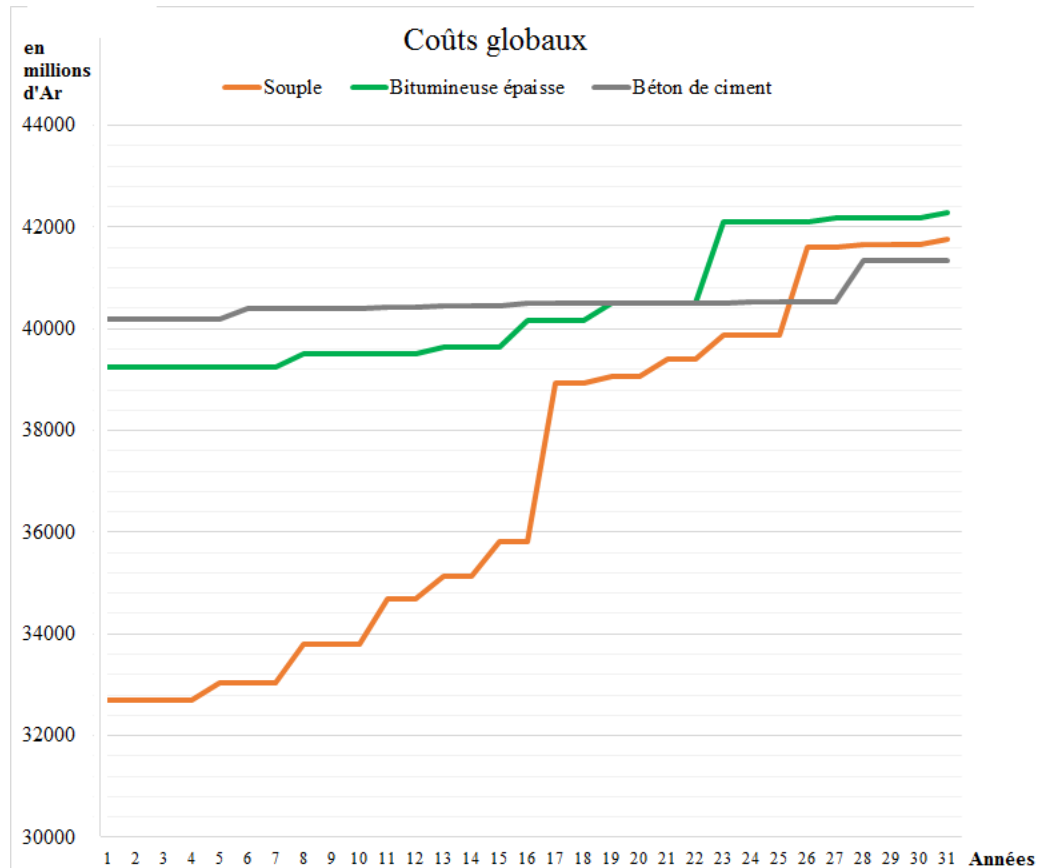


Figure 59 : Evolution des coûts globaux

Les détails des coûts actualisés sont en *ANNEXE Q*.

VIII.3 Critères associés à l'environnement écologique

VIII.3.1 Les hypothèses d'impacts et de dommages écologiques

Les hypothèses sont basées sur les résultats de l' « *Analyse du cycle de vie (ACV) des chaussées en béton de ciment et en béton bitumineux à des fins d'intégration de paramètres énergétiques et environnementaux aux choix des types de chaussées* », Rapport Final en 2009 de Karine Kicak et Jean-François Ménard (Centre interuniversitaire de la recherche de cycle de vie des produits, procédés et services).

Ces résultats ont été validés internationalement sur la base de la méthode d'évaluation des impacts du cycle de vie IMPACT 2002+. Cette méthode possède des facteurs de conversion des résultats d'impacts caractérisés en dommages.

VIII.3.2 Résultats des études sur l'ACV comparative

Les études faites sur les systèmes de chaussées englobent les impacts et dommages sur les *ressources en matières et en énergie* depuis l'extraction des matériaux jusqu'à leur production, ensuite sur les *émissions néfastes* lors de la construction, de l'exploitation et de l'entretien. Les résultats de la comparaison sur l'ACV des chaussées de système Béton de Ciment (BC) et de système Béton Bitumineux (BB) sont présentés de la manière suivante :

$$\Delta_{dommages/impacts}(\%) = \frac{(Impacts_{systèmeBC} - Impacts_{systèmeBB})}{Impacts_{systèmeBB}} \quad (VIII.3.1)$$

Le *tableau 106* identifie le système présentant le moins d'impacts pour chaque catégorie selon les résultats obtenus avec IMPACT 2002+ :

Tableau 106 : Système présentant le moins d'impacts potentiels

Catégorie de dommage	Catégorie d'impact	Système BC	Système BB
Santé humaine	Toxicité humaine « cancer »	√	
	Toxicité humaine « non-cancer »		√
	Effets respiratoires (inorganiques)		√
	Appauvrissement de la couche d'ozone		√
	Effets respiratoires (organiques)		√
Qualité des écosystèmes	Écotoxicité aquatique		√
	Écotoxicité terrestre		√
Réchauffement climatique	Réchauffement global		√
Ressources	Extraction des minéraux		√
	Énergie non renouvelable		√
	Énergie inhérente du bitume	√	
	Écart négatif ou diminution de l'indicateur de dommage/impact en remplaçant une chaussée en enrobé bitumineux par une chaussée en béton de ciment. En faveur de la chaussée en béton de ciment.		
	Écart positif ou augmentation de l'indicateur de dommage/impact en remplaçant une chaussée en enrobé bitumineux par une chaussée en béton de ciment. En faveur de la chaussée en enrobé bitumineux.		

Source : Rapport final sur l'ACV (2009)



L'interprétation des résultats sont comme suit :

- $\Delta_{impacts}(\%) < 0$: La préserve de l'écosystème est en faveur du système BC ;
- $\Delta_{impacts}(\%) > 0$: La préserve de l'écosystème est en faveur du système BB.

VIII.3.3 Evaluation des critères sur les variantes de chaussée du projet

Concernant le système béton bitumineux, la chaussée bitumineuse épaisse nécessite un surplus de 80% de matériaux bitumineux que la chaussée souple. Les trois variantes sont comparées, dans le **Tableau 107**, sur les critères d'impact de l'ACV susmentionnés.

Tableau 107 : Evaluation des critères sur les impacts et dommages sur l'écosystème

Critères d'impact	SS	SBE	SBC
Toxicité humaine « cancer »	2	3	1
Toxicité humaine « non-cancer »	3	2	3
Effets respiratoires (inorganiques)	3	2	3
Appauvrissement de la couche d'ozone	3	2	3
Effets et respiratoires (organiques)	3	2	3
Ecotoxicité aquatique	3	2	3
Ecotoxicité terrestre	3	2	3
Réchauffement global	3	2	3
Extraction des minéraux	3	2	3
Energie non renouvelable	3	2	3
Energie inhérente du bitume	2	3	1
1 : Plus performante en faveur de la préservation de l'écosystème			
2 : Moyennement performante en faveur de la préservation de l'écosystème			
3 : Moins performante en faveur de la préservation de l'écosystème			

Pour une agrégation complète des critères de dommages, la structure en béton de ciment (SBC) est la moins performante en faveur de la préservation de l'écosystème.

CHAPITRE IX. ANALYSE MULTICRITERE POUR LA DECISION

L'outil d'analyse multicritère est la méthode ELECTRE I. Dans le modèle présenté, trois (3) jeux de pondérations seront proposés pour l'application de la méthode. Ces poids varient sur les *critères coûts globaux à court terme, coûts globaux à moyen terme et coûts globaux à long terme*. Les préférences du groupe décideur ne seront refléter que par la sélection de leur pondération. L'avantage de l'outil ELECTRE I est qu'il se base sur des performances réelles, mais non pas sur des notes subjectives. La comparaison des variantes se fait deux à deux, avec des appréciations différentes.

IX.1 Jeu de pondérations et tableau de performance

IX.1.1 Poids des critères

Le **tableau 108** récapitule les poids des critères proposés par le projeteur.

Tableau 108 : Jeux de pondérations sur les critères

Critères		Jeu de Pondération		
	Notations	N°1	N°2	N°3
Coût initial de la chaussée	C1	25	25	25
Coût global à court terme	C2	20	10	10
Coût global à moyen terme	C3	10	20	10
Coût global à long terme	C4	10	10	20
Toxicité humaine « cancer »	C5	4	4	4
Toxicité humaine « non-cancer »	C6	4	4	4
Effets respiratoires (inorganiques)	C7	4	4	4
Appauvrissement de la couche d'ozone	C8	5	5	5
Effets et respiratoires (organiques)	C9	4	4	4
Ecotoxicité aquatique	C10	2	2	2
Ecotoxicité terrestre	C11	2	2	2
Réchauffement global	C12	4	4	4
Extraction des minéraux	C13	2	2	2
Energie non renouvelable	C14	2	2	2
Energie inhérente du bitume	C15	2	2	2
	Somme : $\sum P_j$	100	100	100

IX.1.2 Tableau de performance

Le tableau des performances, **tableau 109**, est établi en fonction des évaluations des variantes.

Tableau 109 : Performance des variantes sur les critères

Critères	Unités	Souple (SS)	Bitumineuse épaisse (SBE)	Béton de ciment (SBC)
C1	[Ar]	32 687 150 643,85	39 251 178 673,63	40 196 119 432,70
C2	[Ar]	34 692 910 304,37	39 503 037 371,29	40 419 444 141,04
C3	[Ar]	39 411 969 692,08	40 516 573 065,14	40 502 066 784,20
C4	[Ar]	41 767 756 300,58	42 294 282 001,40	41 336 216 207,80
C5	[-]	2	3	1
C6	[-]	1	2	3
C7	[-]	1	2	3
C8	[-]	1	2	3
C9	[-]	1	2	3
C10	[-]	1	2	3
C11	[-]	1	2	3
C12	[-]	1	2	3
C13	[-]	1	2	3
C14	[-]	1	2	3
C15	[-]	2	3	1

IX.2 Tableau de performance modifiée pour ELECTRE I

Avant d'utiliser le tableau de performance énoncé précédemment, ELECTRE I impose de retraduire les performances en notes variant sur des échelles dont la longueur est proportionnelle aux poids des critères. Pour le jeu N°1, si on pose la performance la plus moins bonne égale (PFP) à 0 et la meilleure (PHP) au poids P_j du critère considéré, on obtient la performance modifiée Y (*formule IX.2.1*) dans le **tableau 110**.

$$Y = \frac{(X - PFP) \times P_j}{(PHP - PFP)} \quad (IX.2.1)$$

Tableau 110 : Performances de variantes modifiées pour ELECTRE I

Critères	Poids	Haute performance (PHP)	Faible performance (PFP)	Y [-]		
				SS	SBE	SBC
C1	25	32 687 150 643,85 Ar	40 196 119 432,70 Ar	25	3,146	0
C2	20	34 692 910 304,37 Ar	40 419 444 141,04 Ar	20	3,201	0
C3	10	39 411 969 692,08 Ar	40 516 573 065,14 Ar	10	0	0,131
C4	10	41 336 216 207,80 Ar	42 294 282 001,40 Ar	5,496	0	10
C5	4	1	3	2	0	4
C6	4	1	3	2	0	4
C7	4	1	3	4	2	0
C8	5	1	3	4	2	0
C9	4	1	3	5	2,5	0
C10	2	1	3	4	2	0
C11	2	1	3	2	1	0
C12	4	1	3	2	1	0
C13	2	1	3	4	2	0
C14	2	1	3	2	1	0
C15	2	1	3	2	1	0

IX.3 Indice de concordance spécifique et concordance globale

Il est rappelé que l'intérêt de la méthode ELECTRE I repose sur l'agrégation partielle. Les variantes sont surclassées deux à deux sur chaque critère.

Pour un critère d'évaluation c_j , l'indice de concordance spécifique $c_j(a, b)$ prend les valeurs 0 et 1 pour lesquelles :

- $c_j(a, b)=1 \Leftrightarrow$ le critère c_j est en faveur de aSb (aPb ou aIb) : $\delta_j(a, b) \geq 0$;
- $c_j(a, b)=0 \Leftrightarrow$ le critère c_j n'est absolument pas en faveur de aSb (bPa) : $\delta_j(a, b) < 0$

De ce fait, il y aura 15 matrices 3×3 de concordances spécifiques à chaque critère j pour 3 variantes.

Voici un exemple de matrice sur le critère C1, **tableau 111**, démontrant le coût initial de la construction en suivant l'hypothèse que la variante de la colonne surclasse celle de la ligne correspondante.

Tableau 111 : Concordance spécifique des hypothèses de surclassement sur le critère C1

Concordance spécifique c ₁ (a,b)	Critère C1 : Coût initial de la chaussée		
Colonne (a) surclasse ligne (b)	SS	SBE	SBC
SS	1	0	0
SBE	1	1	0
SBC	1	1	1

Ensuite, l'hypothèse de surclassement a (colonnes) surclasse b (lignes) est vérifié pour chaque paire de variantes en calculant l'indice de concordance globale noté $C(a,b)$, tel que $a=v_i$ et $b=v_k$, est :

$$C_{ik} = C(a,b) = \frac{\sum_{j=1}^{j=m} c_j(a,b) \cdot P_j}{\sum_{j=1}^{j=m} P_j} \quad (IX.3.1)$$

L'indice de concordance qualifie le degré de crédibilité de la relation aSb . (Formule IX.3.1). Le tableau de concordance globale est obtenu au **tableau 112**.

Tableau 112 : Concordance globale sur les hypothèses de surclassement

Concordance globale C (a,b)			
Colonne (a) surclasse ligne (b)	SS	SBE	SBC
SS	1	0	0,16
SBE	1	1	0,26
SBC	0,84	0,74	1

IX.4 Indice de discordance

L'indice de discordance indique si le non-respect de l'hypothèse de surclassement aSb n'est pas trop important, pour les critères qui ne vérifient pas aPb . La formule IX.4.1 consiste à retenir la plus grande différence $\delta_j(b, a) = g_j(b) - g_j(a)$, pour tous les critères, et elle sera divisée par l'amplitude de la plus grande échelle, en l'occurrence, le poids du critère $C1 = 25$.

$$D_{ik} = D(a, b) = \frac{\text{maximum}[\delta_j(b, a)]}{\text{amplitude de la plus grande échelle}} \quad (IX.4.1)$$

Le **tableau 113**, tableau d'indice de discordance contrevérifiant l'hypothèse que la colonne (a) surclasse la ligne (b), se présente comme suit :

Tableau 113 : Discordance des hypothèses de surclassement

Discordance D (a,b)			
Colonne (a) surclasse ligne (b)	SS	SBE	SBC
SS	0	0,874	1,000
SBE	-0,040	0	0,128
SBC	0,180	0,400	0

IX.5 Résultats

IX.5.1 Seuil de surclassement

L'hypothèse de surclassement aSb est respectée selon les conditions suivantes :

- $C(a, b) \geq Sc$: seuil de concordance qui exprime le minimum de concordance requis ;
- $D(a, b) \leq Sd$: seuil de discordance qui exprime le maximum de discordance toléré.

Sc=0,7 et Sd=0,2 sont choisis comme seuils moyennes (ni trop exigeants ni peu exigeants).

En suivant ces conditions, les hypothèses de aSb seront acceptés ou rejetés, et la variante qui surclasse toutes les autres est la meilleure variante à choisir. **Tableau 114.**

Tableau 114 : Vérification des seuils pour le jeu de pondération n°1

Vérification sur la concordance C (a,b) : $C(a, b) \geq 0,7$			
Colonne (a) surclasse ligne (b)	SS	SBE	SBC
SS	-	Rejetée	Rejetée
SBE	Acceptée	-	Rejetée
SBC	Acceptée	Acceptée	-
Discordance D (a,b) : $D(a, b) \leq 0,2$			
Colonne (a) surclasse ligne (b)	SS	SBE	SBC
SS	-	Rejetée	Rejetée
SBE	Acceptée	-	Acceptée
SBC	Acceptée	Rejetée	-

IX.5.2 Résultats du jeu de pondération n°1

Un graphe de surclassement peut être établi pour ce jeu de pondération :

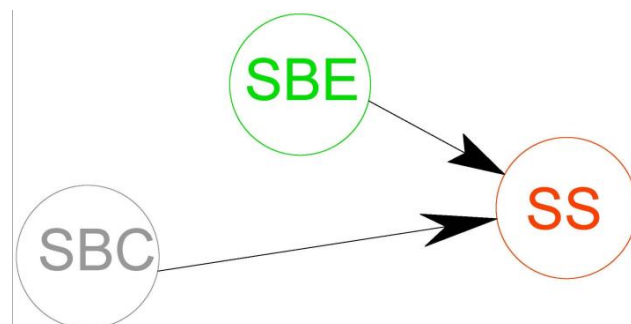


Figure 60 : Graphe de surclassement pour le jeu N°1

100% des critères sont en faveur de **chaussée souple (SS)** à choisir comme la meilleure variante.

IX.6 Graphe de surclassement sur les autres jeux de pondération

IX.6.1 Deuxième jeu de pondération

Pour le jeu de pondération N°2, les vérifications sur les seuils sont en *ANNEXE P*.

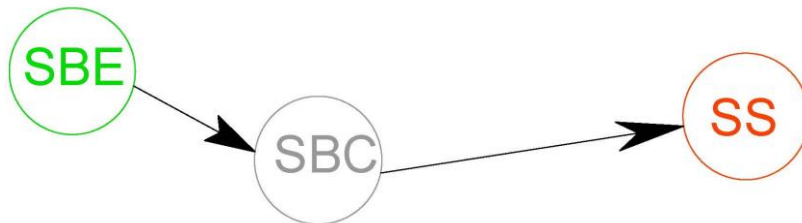


Figure 61 : Graphe de surclassement pour le jeu n°2

100% des critères sont en faveur de **chaussée souple (SS)** à choisir comme la meilleure variante.

IX.6.2 Troisième jeu de pondération

Pour le jeu de pondération N°, les vérifications sur les seuils sont en *ANNEXE P*.

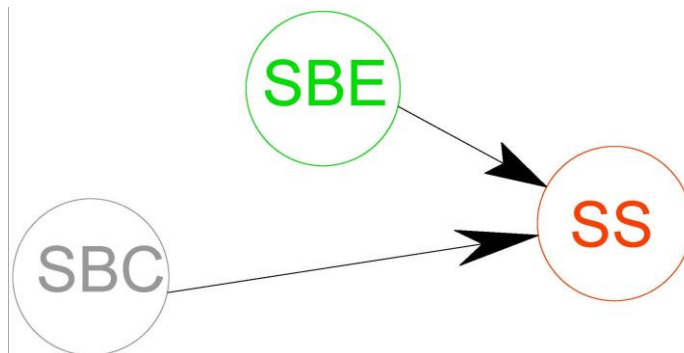


Figure 62 : Graphe de surclassement pour le jeu n°3

75 % des critères surclassent la structure souple par rapport à la structure en béton de ciment et 100% la surclassent par rapport à la structure bitumineuse épaisse. La meilleure variante à choisir demeure ainsi la **chaussée souple**.

IX.7 Discussions et limites de l'analyse

Le premier jeu de pondération prime plus sur le coût global à court terme sur 10 ans. Le second est relatif au coût global à moyen terme, sur 20 ans et quant au troisième, il est orienté à long terme sur 30 ans. Même si on peut croire que la chaussée en béton soit la meilleure variante sur 30 ans, les critères et l'analyse en ont décidé autrement.

Il est remarqué que les jeux de poids traduisent des préférences qui conditionnent le résultat de l'analyse par la méthode. Le changement de poids peut changer les résultats.

L'analyse multicritère présentée dans cette étude reste un modèle proposé. En effet, des autres jeux de pondération, et même, l'introduction de nouveaux critères (ou la suppression) est possible. L'ajout de la Valeur Actualisée Net (VAN), l'Indice de Profitabilité (IP) et le Taux de Rentabilité Interne (TRI), peut ainsi modifier les précédents résultats obtenus. Ces trois critères supplémentaires nécessitent, par contre, l'évaluation des variantes sur l'ensemble du projet, y compris les ouvrages d'art (ponts et échangeur). Toutefois, les critères utilisés dans cette analyse demeurent valables et fiables dans le cadre d'un projet présidentiel. *Les hypothèses d'application de cette analyse se limitent donc le cadre de cet ouvrage.* Les résultats par rapport aux conditions de base demeurent acceptables et exhaustives.

CONCLUSION PARTIELLE

Les critères d'évaluations pour l'analyse du choix de type de chaussée sont multiples. Les plus prépondérants sont les critères liés aux coûts. Le caractère probabilistique du dimensionnement ALIZE-LCPC a permis d'établir des scénarios d'entretien et de renforcement de chaussée et les coûts y afférant. Toutefois, les critères sur les impacts des structures sur l'écosystème ne sont pas écartés surtout pour un projet qui demande, éventuellement, des investisseurs internationaux. Le jeu de poids des critères peut se traduire par la préférence du groupe décideur. Le résultat de l'analyse multicritère en dépendra fortement. L'outil ELECTRE I est surtout utilisé pour pouvoir comparer les variantes deux à deux sur chaque critère. Le coût initial a été le critère le plus influant parce que l'investissement initial est important. La chaussée souple s'avère être la meilleure solution de chaussée pour les trois jeux de pondération. Les hypothèses d'application de l'analyse multicritère sont acceptables pour les décideurs même si l'ajout d'autres critères s'avère encore plus intéressant.

CONCLUSION

La Région Analamanga, notamment les Districts d'Antananarivo Renivohitra et d'Ambohidratrimo, possède de nombreux potentialités économiques qui peuvent contribuer à son développement durable, voire celui du pays. Les flux économiques seront redynamisés par la construction d'une nouvelle autoroute de quatre (4) voies reliant l'aéroport internationale d'Ivato et Andohatopenaka. Un tel projet nécessite d'importants investissements financiers. Les prises de décision sont acheminées par l'appui des outils d'aide multicritère.

L'analyse du trafic a démontré que le nombre de véhicule ne cessera de s'accroître et elle a justifié le besoin de la nouvelle autoroute dans l'horizon 2018-2048. Le choix optimal des gisements de matériaux de construction s'est opéré en mettant en valeur l'appui multicritère. Les études ont justifié la nécessité du remblai de terrassement et l'étendue des risques que présentent les inondations faces à la durabilité du projet. Une appréhension négligée des problèmes de stabilité du remblai et du tassement des sols compressibles, peut entraîner des répercussions néfastes à la chaussée et à l'ensemble du projet. La conception des variantes de chaussée a pu se faire après les bonnes conditions de terrassement. Les coupes transversales sont obtenues par la méthode ALIZE-LCPC afin d'estimer la date probable du début de renforcement. La sécurité de la chaussée contre l'agression des eaux d'inondation nécessite la conception des dalots et des fossés.

L'analyse multicritère sur le choix des chaussées à investir se base sur les critères coûts et les critères d'impacts écologiques. Les résultats pour les poids de critères proposés amènent à conclure que la chaussée souple est la meilleure variante. L'analyse est fiable par l'application de l'outil performant ELECTRE I.

L'application des analyses multicritères est variée, mais limitée à trois exemples de décision dans cet ouvrage. L'intégration concrète des outils d'aide à la décision, pour la conception et pour le choix de variantes en projet d'infrastructure routière, contribuent à une amélioration de la pertinence des études du projeteur. Celui-ci se doit de guider le décideur dans sa prise de décision en lui proposant des éléments d'analyse intégrant au mieux la complexité et la diversité des domaines affectées par le projet routier. Dans le milieu du Génie Civil, face à des choix à proposer, un ingénieur se doit de maîtriser ces variétés d'outils.



BIBLIOGRAPHIE

- Ouvrages :

- [1] Ministère de l'Agriculture, de l'Elevage et de la Pêche. *Monographie de la Région d'Antananarivo*. Unité de Politique de Développement Rural; UPDR. 2013.
- [2] JOERIN F. *Méthode multicritère d'aide à la décision et SIG pour la recherche d'un site de Volume 5, Revue internationale de géomatique, N°5, Ecole Polytechnique fédérale de Lausanne, (EPFL)*. Lausanne . 1995.
- [3] MAYSTRE; PICTET; SIMOS. *Méthodes multicritères ELECTRE. Description conseils pratiques et cas d'application à la gestion environnementale: Presse Polytechniques et Universitaires Romandes*. Lausanne . 1994.
- [4] Pascal GREGOIRE. *Modèle conceptuel d'aide à la décision multicritère pour le choix de négocié d'un scénario de draguage maritime, thèse de doctorat, Faculté des Sciences Appliquées, Université d'Artois*. 2004.
- [5] ROY B. *Méthodologie Multicritère d'Aide à la Décision, Economica*. Paris . 1985.
- [6] ROY B.; BOUYSSOU D. *Aide multicritère à la décision: Méthodes et cas, Economica*. Paris .1993.
- [7] CEBTP - BCEOM. *Les Routes dans les Zones Tropicales et Désertiques - Tome I et II*. [éd.] Coopération et Développement Ministère des Relations extérieures. Collection Routes et Villes. République française . Janvier 1992.
- [8] CEBTP. *Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux*. [éd.] Coopération et Développement Ministère des Relations extérieures. s.l. : Centre Expérimentale de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics, 1984.
- [9] Georges JEUFFROY, Raymond SAUTEREY. *Cours de routes, Dimensionnement des chaussées*. 2ème. s.l. : Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1991. p. 245P.
- [10] Le Service d'Etudes des Routes et Autoroutes (SETRA). *Aménagement des Routes Principales*. Août 1994.
- [11] Le Service d'Etudes des Routes et Autoroutes (SETRA). *Guide des Etude de Trafic Interurbain*. Bagneux, France . Mai 1992.



- [12] Le Service d'Etudes des Routes et Autoroutes (SETRA). *Guide technique-Réalisations des remblais et des couches de forme*. Paris, France . 2000.
- [13] Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Le Service d'Etudes des Routes et Autoroutes (LCPC-SETRA). *Etude et réalisation de remblai sur sols compressibles, Guide Technique*. Novembre 2000.
- [14] Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Le Service d'Etudes des Routes et Autoroutes (LCPC-SETRA). *Conception et Dimensionnement des structures de chaussée, Guide Technique*. s.l. : Ministère de l'Equipeement, des Transports et du Tourisme, 1994. p. 260P.
- [15] Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Le Service d'Etudes des Routes et Autoroutes (LCPC-SETRA). *Réseau Routier National, Catalogue des structures de chaussées neuves*. s.l. : Ministère de l'Equipeement, des Transports et du Tourisme, 1998. p. 312P.
- [16] Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Le Service d'Etudes des Routes et Autoroutes (LCPC-SETRA). *Chaussée en béton. Guide technique*. Ministère de l'Equipeement, du Logement, des Transports et du Tourisme, Mars 2000
- [17] MOREAU et PILOT. *Etude en vrai grandeur de la rupture en remblai sur vase, Remblai de Lanester*. mai 1973.
- [18] Nguyen VAN TUU. *Hydraulique Routière*. Ministère de la coopération et du développement, BCEOM, Paris, Janvier 1979.
- [19] Jean PERCHAT et Jean ROUX. *PRATIQUE DU BAEL 91, cours avec exercices corrigés*, Eyrolles, Paris, 2000.
- [20] Karine KICAK et Jean-François MENARD. *Anaylse du cycle de vie des chaussées en béton de ciment et en bétons bitumineux à des fins d'intégration de paramètres énergitiques et environnementaux aux choix des types de chaussée*. Montréal, Quebec : Centre interuniversitaire de recherche sur le cycle de vie des produits, procédés et services. Septembre 2009.



- **Cours dispensés à l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo (ESPA):**

[21] *Cours de Route I, ESPA. 2013.* Andrianirina RANDRIANTSIMBAZAFY. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics.

[22] *Cours de Route II. 2014.* Andrianirina RANDRIANTSIMBAZAFY. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics.

[23] *Cours de Technologie des routes. 2013.* Andrianirina RANDRIANTSIMBAZAFY. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics.

[24] *Cours d'Entretien Routier. ESPA. 2014.* Moïse RALAIARISON. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics

[25] *Cours de Géométrie et Trafic Routier, ESPA. 2014.* Moïse RALAIARISON . Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics.

[26] *Cours de géotechnique routière. ESPA. 2013.* Martin RABENATOANDRO. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics

[27] *Cours Mécanique des sols I, ESPA. 2013.* Landy RAHELISON. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics.

[28] *Cours de Mécanique des sols II, ESPA. 2014.* Solonjatovo RAKOTONIRINA. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics

[29] *Cours de calcul des structures, ESPA. 2014.* Rivonirina RAKOTOARIVELO. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics

[30] *Cours de Résistance des Matériaux II. ESPA. 2013.* Rivonirina RAKOTOARIVELO. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics



- [31] *Cours de BAEL. ESPA. 2013.* Lalatiana RAVAOHARISOA. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics
- [32] *Cours d'hydrologie générale. ESPA. 2013.* David RANDRIANASOLO. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics
- [33] *Cours d'hydraulique routière. ESPA. 2014.* Martin RABENATOANDRO. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics
- [34] *Cours de Management de construction. ESPA. 2015.* Landy RAHELISON. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics
- [35] *Cours de calcul des structures, ESPA. 2013.* Victor RAZAFINJATO. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics
- [36] *Cours de BAEL. ESPA. 2014.* Pierre ANDRIANANTENAINA. Vontovorona : Université d'Antananarivo, Ecole Supérieure Polytechnique, Département Bâtiment et Travaux Publics

ANNEXES

**ANEXXE A : CADRE LOGIQUE DU PROJET**

Logique d'intervention	Indicateurs Objectivement Vérifiables	Sources de Vérification/Investigations	Hypothèses
<u>Objectif global :</u>			
Assurer un développement durable des deux Districts par redynamisation des flux socio-économiques.	Taux d'accroissement général du trafic; Etat du réseau de circulation urbaine ; Indicateurs économiques et macroéconomiques.	Rapports et statistiques au niveau des grands acteurs des travaux routiers, des transports et économiques ; Sondages et enquêtes socio-économiques	Evolution du contexte socio-économique et politique ; Détérioration de la chaussée ; Aléas climatiques et météorologiques.
<u>Objectifs spécifiques :</u>			
1- Améliorer la pérennité de l'infrastructure et les coûts liés au projet.	Niveau de service de la chaussée ; Rapport de coût de réalisation et d'entretien ; Durée de praticabilité par an ;	Durée de vie de l'autoroute ; Bureau de contrôle et laboratoire; Rapports et statistiques au niveau administration routière; Rapports et statistiques économiques: INSTAT, FMI, FER.	Aléas climatiques : inondations ; Pression politique sur le planning et la réalisation ; Non-respect de la politique de gestion ; Surexploitation de l'autoroute.
2- Permettre l'extension du choix de structures à travers des critères spécifiques au projet.	Variétés de familles de structures	Génération des variantes de structures ; Caractéristiques et durabilité des structures adaptées à l'autoroute.	Technologies nouvelles à Madagascar ; Restriction et réticence sur le coût de réalisation.
3- Développer des outils d'aide à la décision et maîtrisables par les projecteurs, les gestionnaires et le groupe décideur pour le choix d'investissement.	Concordance et justification des décisions; Logique de décision du groupe décideur.	Résultats des analyses multicritères ;	Application des logiciels d'aide à la décision ; Révisions des critères ; Algorithme compliqué pour le groupe décideur.



ANEXXE A : CADRE LOGIQUE DU PROJET

Logique d'intervention	Indicateurs Objectivement Vérifiables	Sources de Vérification/Investigations	Hypothèses
Extrants :			
1.1- Accroissement économique durable de la zone d'influence concernée.	PIB Flux de marchandises ; Taux des embouteillages ;	Rapports et statistiques économiques: INSTAT, FMI, Banque mondiale, AFD, Union Européenne ; Sondage et enquête sur terrain.	Evolution de la situation politique, économique et sociale.
1.2-Meilleure qualité de la circulation des marchandises et des personnes.	Taux d'accroissement économique de la zone d'influence.		Augmentation accrue et soudaine du taux d'accroissement du trafic.
2.1- Mise en valeur des réalisations techniques et des matériaux performants.	Géométrie de l'autoroute ; Qualité du remblai ; Ouvrages hydrauliques ;	Rapports et statistiques au niveau des grands acteurs des travaux routiers et des transports: MTP, MEPPATE, MTM, ARM, LNTPB ; Rapport des accidents aux Hôpitaux.	Aléas climatiques et météorologiques: inondations ;
2.2- Sécurité et confort au niveau de la circulation.	Nombre périodique d'accident.		Mise en œuvre coûteuse et difficile.
3.1- Capacité organisationnelle et de gestion des travaux routiers.	Les travaux de construction, d'entretien de renforcement et de réhabilitation ;	Rapports et statistiques au niveau des grands acteurs des travaux routiers et des transports: MTP, MEPPATE, MTM, ARM, LNTPB, FER ; Archives des Entreprises contractants dans le projet.	Désorganisation de la responsabilité (mal définie et mal répartie) ;
3.2 – Développement du réseau routier, de son extension, de son amélioration et de leur programmation.	Conditions spécifiques et recommandations diverses ; PUD.		Priorisation dans les programmations des projets ; Problèmes de fonds et d'investissement.
3.3- Amélioration des prises de décisions	Rapports de méthodes d'aide à la décision	Rapport entre durée de vie et DRCI ; Prospection de la rentabilité d'investissement.	Divergence d'opinion sur les critères subjectifs (pondération); Nouveaux critères insérés.



ANEXXE A : CADRE LOGIQUE DU PROJET

Logique d'intervention	Indicateurs Objectivement Vérifiables	Sources de Vérification/Investigations	Hypothèses
Activités :			
1.1- Collecter les contraintes naturelles et techniques pour la réalisation.	Le trafic estimé de la nouvelle autoroute ; L'hydrologie ; Les reconnaissances géotechniques.	Résultat de comptage et calcul de Trafic cumulé ; Résultats des données météorologiques et hydrologiques ; Résultats des essais au laboratoire et in situ des sols et des matériaux.	Données non mises à jour ; Données non exhaustives.
1.2- Concevoir les ouvrages préliminaires et annexes liés à l'autoroute	Le tracé en plan, le profil en travers, le profil en long ; La stabilité du remblai de terrassement ; Le dimensionnement des assainissements.	Instructions sur les conditions techniques d'aménagement des autoroutes de liaison ; Résultat de calcul de stabilité par une méthode ; Résultat des calculs hydrauliques.	Conditions des zones basses argileuses difficiles ; Marge de calcul délicat.
1.3- Concevoir les variantes de structures de la chaussée	L'optimisation du dimensionnement des variantes de structures.	Guide technique des structures de chaussées Combinaisons pour une structure ; Logiciel Alizé par LCPC-SETRA.	Structures adaptées au projet à Madagascar ; Surdimensionnement/sous dimensionnement ;
2.1 - Enoncer des critères et les spécifications dans une application de l'analyse multicritère et les pondérer selon leur importance	Liste des critères et des spécifications avec leur poids respectifs selon l'exigence du décideur ou la logique du projeteur	Concertation et Justification des exigences du décideur. Estimation des valeurs de spécifications du projeteur.	Subjectivité de la pondération ; Débat sur le poids des critères ; Critères insuffisantes.
2.2- Procéder à une analyse multicritère pour des situations de prises de décisions	La rationalisation des critères indicateurs ; Le processus de la méthode d'analyse d'aide à la décision.	Tableau des performances ; Canevas de la méthode ; Meilleure variante mise en évidence.	Possibilité de critères flous ; Irrationalité des résultats ; Pluralités et variétés des méthodes.
3.3- Aider à la décision sur la variante à retenir issue d'une analyse multicritère	Le choix de la première au classement ; Le choix de la meilleure variante	Résultats du classement des variantes ; Meilleure solution proposée.	Décision sur des critères non pertinents ; Décisions sur une mauvaise pondération subjective.



ANEXXE A : CADRE LOGIQUE DU PROJET

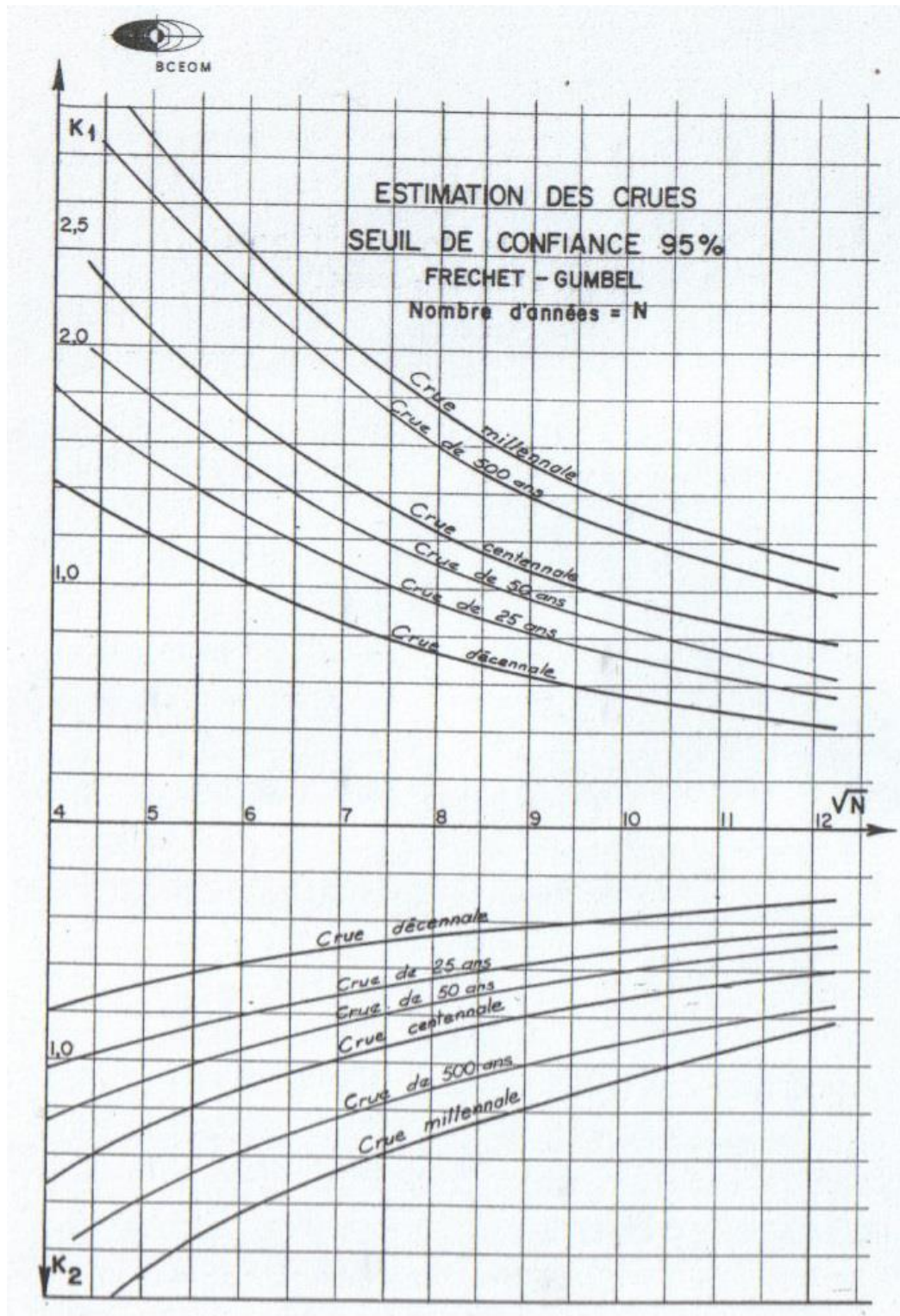
Logique d'intervention	Indicateurs Objectivement Vérifiables	Sources de Vérification/Investigations	Hypothèses
<u>Intrants</u>			
Carte du projet; Données climatologiques ; Rapports et Revus géotechniques ; Le trafic influant ; Les matériaux disponibles ; Rapports d'entretien références ; Les techniques et les technologies ; Les spécificités des structures; Les plates-formes support de la chaussée ; Les besoins collectifs à satisfaire ; Le prix unitaire d'une structure type	<ul style="list-style-type: none"> ○ Monographie de la région d'Analamanga ; ○ Documents techniques des caractéristiques du projet ; ○ Maîtrises, Expertises, APS ; ○ PUD ; ○ Résultats de comptage de trafic ; ○ Plan national de transport ; ○ Recommandations du Maître d'Ouvrage et des Bailleurs. 	<ul style="list-style-type: none"> ○ Ministère de la Pêche et de l'Agriculture ; ○ FTM, INSTAT; ○ LNTPB, ARM; ○ MTP; MEPPATE, MTM; ○ FER, FMI, Banque Mondiale, AFD, Union Européenne, Ministère des Finances et du Budget. 	Données incomplètes ; Données non représentatives ; Evolution de l'exigence ; « Boum » de l'accroissement du trafic ; Persistance des besoins en qualité de structures.



ANEEEXE B : 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	0,00393	0,0157	0,0393	0,0157	0,0382	0,0393	0,0158	0,0642	0,148	0,275	0,455	0,708	1,07	1,64	2,71	3,84	5,02	6,63	7,88	10,8	12,1	1
2	0,02100	0,0200	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	0,211	0,446	0,713	1,02	1,39	1,83	2,41	3,22	4,61	5,99	7,38	9,21	10,6	13,8	15,2	2
3	0,0153	0,0243	0,0717	0,115	0,216	0,352	0,584	1,00	1,42	1,87	2,37	2,95	3,67	4,64	6,25	7,81	9,35	11,3	12,8	16,3	17,7	3
4	0,0639	0,0908	0,207	0,297	0,484	0,711	1,06	1,65	2,19	2,75	3,36	4,04	4,88	5,99	7,78	9,49	11,1	13,3	14,9	18,5	20,0	4
5	0,158	0,210	0,412	0,554	0,831	1,15	1,61	2,34	3,00	3,66	4,35	5,13	6,06	7,29	9,24	11,1	12,8	15,1	16,7	20,5	22,1	5
6	0,299	0,381	0,676	0,872	1,24	1,64	2,20	3,07	3,83	4,57	5,35	6,21	7,23	8,56	10,6	12,6	14,4	16,8	18,5	22,5	24,1	6
7	0,485	0,598	0,989	1,24	1,69	2,17	2,83	3,82	4,67	5,49	6,35	7,28	8,38	9,80	12,0	14,1	16,0	18,5	20,3	24,3	26,0	7
8	0,710	0,857	1,34	1,65	2,18	2,73	3,49	4,59	5,53	6,42	7,34	8,35	9,52	11,0	13,4	15,5	17,5	20,1	22,0	26,1	27,9	8
9	0,972	1,15	1,73	2,09	2,70	3,33	4,17	5,38	6,39	7,36	8,34	9,41	10,7	12,2	14,7	16,9	19,0	21,7	23,6	27,9	29,7	9
10	1,26	1,48	2,16	2,56	3,25	3,94	4,87	6,18	7,27	8,30	9,34	10,5	11,8	13,4	16,0	18,3	20,5	23,2	25,2	29,6	31,4	10
11	1,59	1,83	2,60	3,05	3,82	4,57	5,58	6,99	8,15	9,24	10,3	11,5	12,9	14,6	17,3	19,7	21,9	24,7	26,8	31,3	33,1	11
12	1,93	2,21	3,07	3,57	4,40	5,23	6,30	7,81	9,03	10,2	11,3	12,6	14,0	15,8	18,5	21,0	23,3	26,2	28,3	32,9	34,8	12
13	2,31	2,62	3,57	4,11	5,01	5,89	7,04	8,63	9,93	11,1	12,3	13,6	15,1	17,0	19,8	22,4	24,7	27,7	29,8	34,5	36,5	13
14	2,70	3,04	4,07	4,66	5,63	6,57	7,79	9,47	10,8	12,1	13,3	14,7	16,2	18,2	21,1	23,7	26,1	29,1	31,3	36,1	38,1	14
15	3,11	3,48	4,60	5,23	6,26	7,26	8,55	10,3	11,7	13,0	14,3	15,7	17,3	19,3	22,3	25,0	27,5	30,6	32,8	37,7	39,7	15
16	3,54	3,94	5,14	5,81	6,91	7,96	9,31	11,2	12,6	14,0	15,3	16,8	18,4	20,5	23,5	26,3	28,8	32,0	34,3	39,3	41,3	16
17	3,98	4,42	5,70	6,41	7,56	8,67	10,1	12,0	13,5	14,9	16,3	17,8	19,5	21,6	24,8	27,6	30,2	33,4	35,7	40,8	42,9	17
18	4,44	4,90	6,26	7,01	8,23	9,39	10,9	12,9	14,4	15,9	17,3	18,9	20,6	22,8	26,0	28,9	31,5	34,8	37,2	42,3	44,4	18
19	4,91	5,41	6,84	7,63	8,91	10,1	11,7	13,7	15,4	16,9	18,3	19,9	21,7	23,9	27,2	30,1	32,9	36,2	38,6	43,8	46,0	19
20	5,40	5,92	7,43	8,26	9,59	10,9	12,4	14,6	16,3	17,8	19,3	21,0	22,8	25,0	28,4	31,4	34,2	37,6	40,0	45,3	47,5	20
21	5,90	6,45	8,03	8,90	10,3	11,6	13,2	15,4	17,2	18,8	20,3	22,0	23,9	26,2	29,6	32,7	35,5	38,9	41,4	46,8	49,0	21
22	6,40	6,98	8,64	9,54	11,0	12,3	14,0	16,3	18,1	19,7	21,3	23,0	24,9	27,3	30,8	33,9	36,8	40,3	42,8	48,3	50,5	22
23	6,92	7,53	9,26	10,2	11,7	13,1	14,8	17,2	19,0	20,7	22,3	24,1	26,0	28,4	32,0	35,2	38,1	41,6	44,2	49,7	52,0	23
24	7,45	8,08	9,89	10,9	12,4	13,8	15,7	18,1	19,9	21,7	23,3	25,1	27,1	29,6	33,2	36,4	39,4	43,0	45,6	51,2	53,5	24
25	7,99	8,65	10,5	11,5	13,1	14,6	16,5	18,9	20,9	22,6	24,3	26,1	28,2	30,7	34,4	37,7	40,6	44,3	46,9	52,6	54,9	25
26	8,54	9,22	11,2	12,2	13,8	15,4	17,3	19,8	21,8	23,6	25,3	27,2	29,2	31,8	35,6	38,9	41,9	45,6	48,3	54,1	56,4	26
27	9,09	9,80	11,8	12,9	14,6	16,2	18,1	20,7	22,7	24,5	26,3	28,2	30,3	32,9	36,7	40,1	43,2	47,0	49,6	55,5	57,9	27
28	9,66	10,4	12,5	13,6	15,3	16,9	18,9	21,6	23,6	25,5	27,3	29,2	31,4	34,0	37,9	41,3	44,5	48,3	51,0	56,9	59,3	28
29	10,2	11,0	13,1	14,3	16,0	17,7	19,8	22,5	24,6	26,5	28,3	30,3	32,5	35,1	39,1	42,6	45,7	49,6	52,3	58,3	60,7	29
30	10,8	11,6	13,8	15,0	16,8	18,5	20,6	23,4	25,5	27,4	29,3	31,3	33,5	36,3	40,3	43,8	47,0	50,9	53,7	59,7	62,2	30

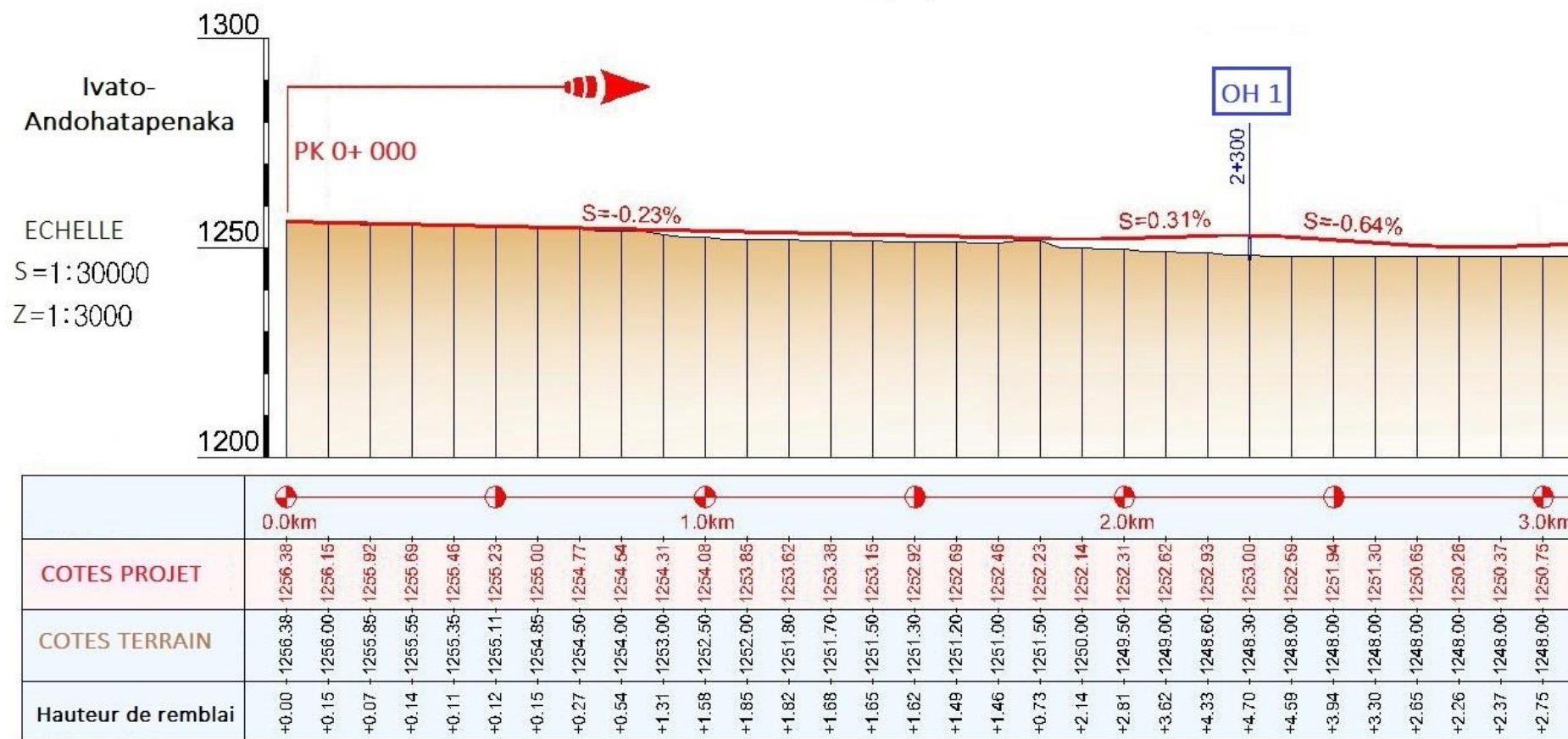
ANNEXE C : ABAQUE POUR ESTIMER LES CRUES POUR UN SEUIL DE CONFIANCE 95 % FRECHET-GUMBEL





ANNEXE D : PROFIL EN LONG DU PROJET

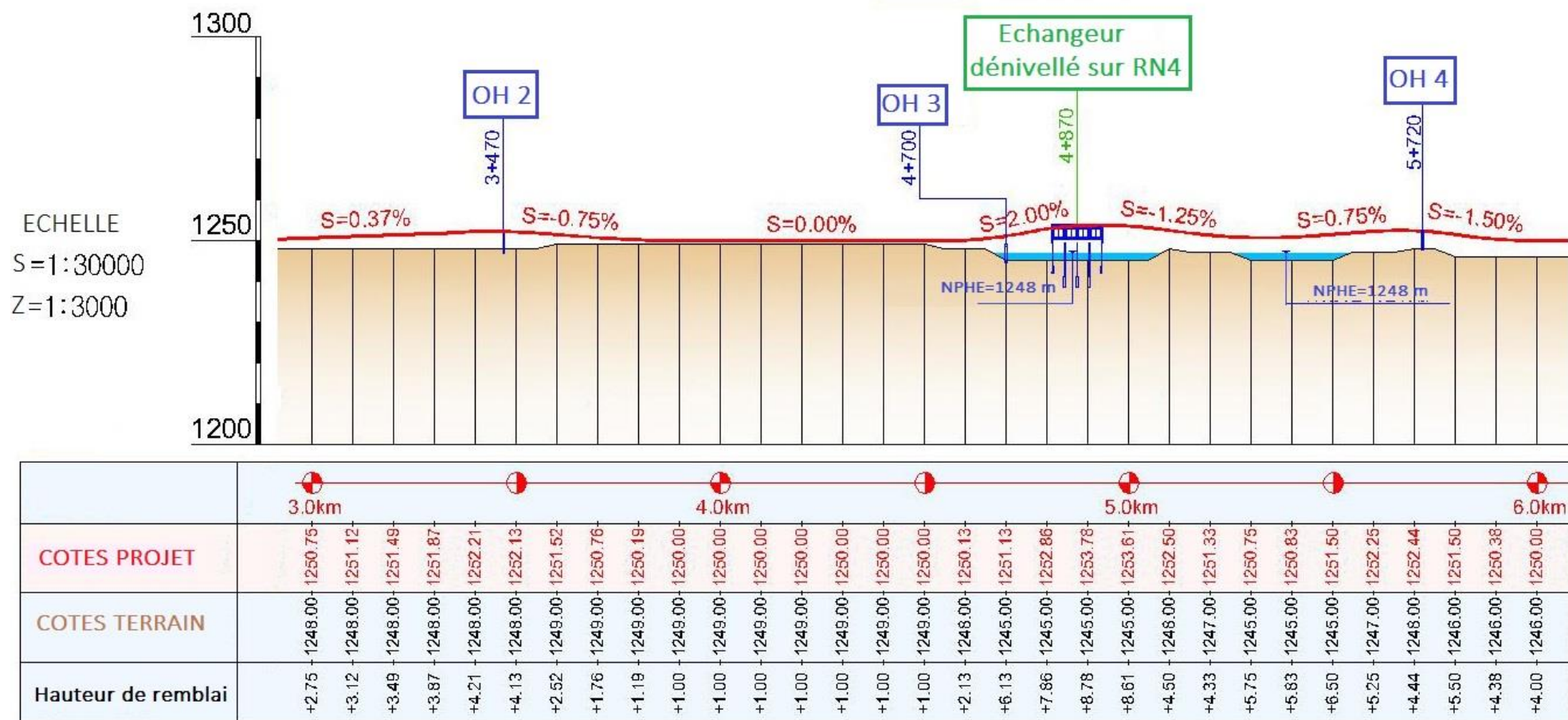
PK 0+000 à PK 3+000





ANNEXE D : PROFIL EN LONG DU PROJET

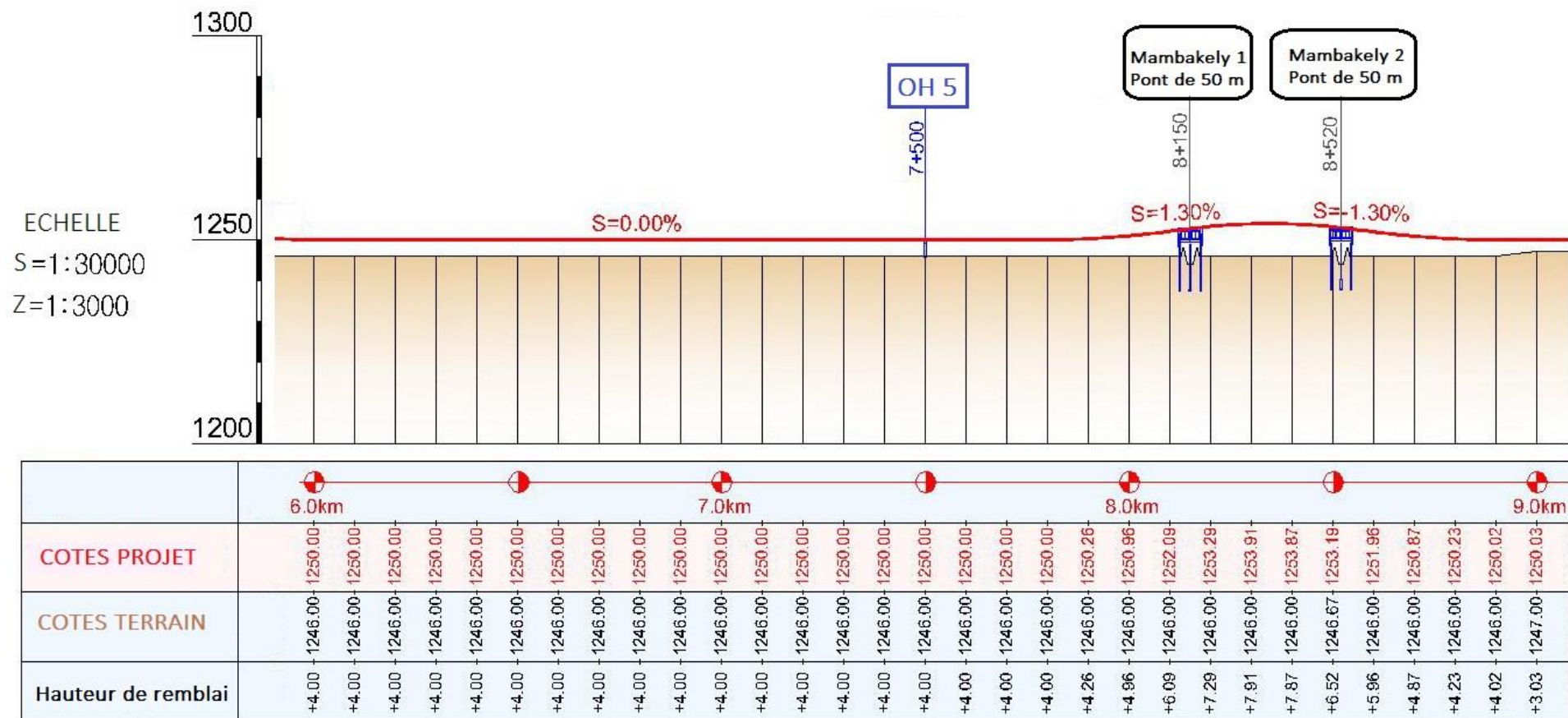
PK 3+000 à PK 6+000

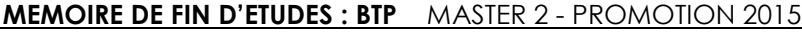




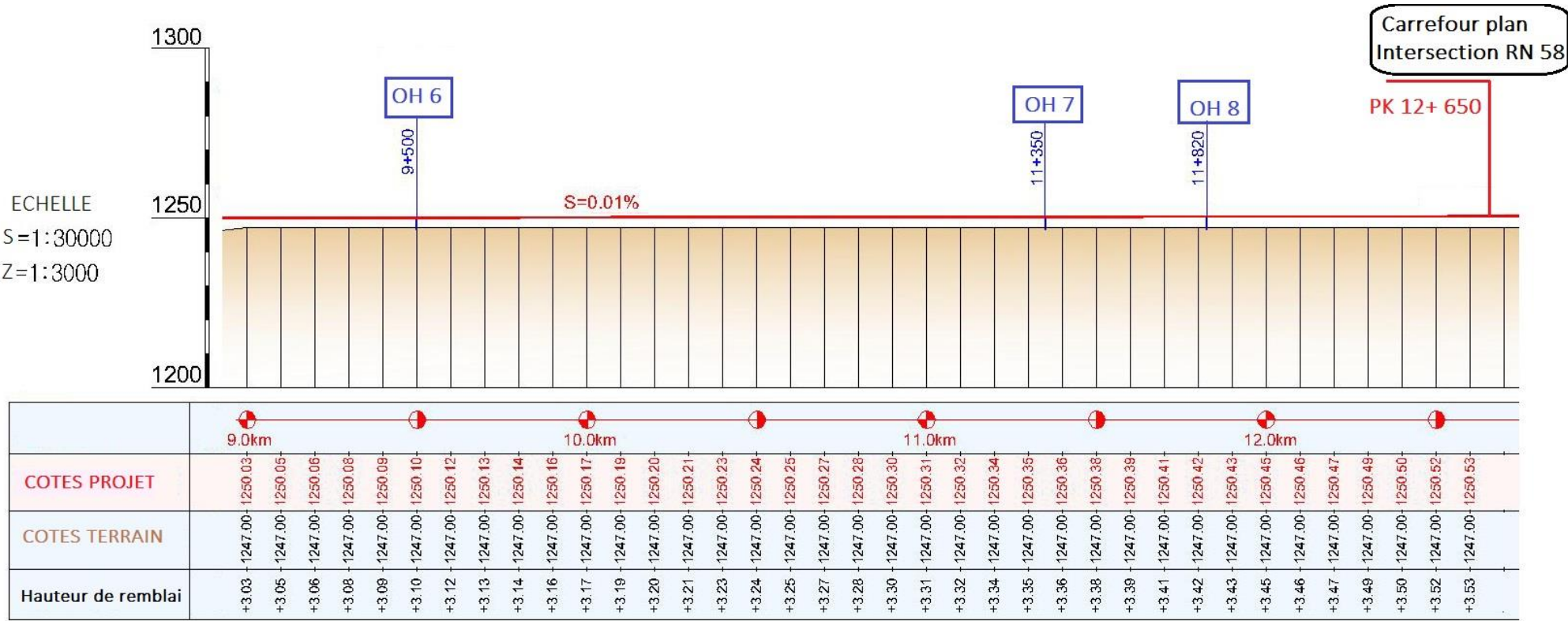
ANNEXE D : PROFIL EN LONG DU PROJET

PK 6+000 à PK 9+000



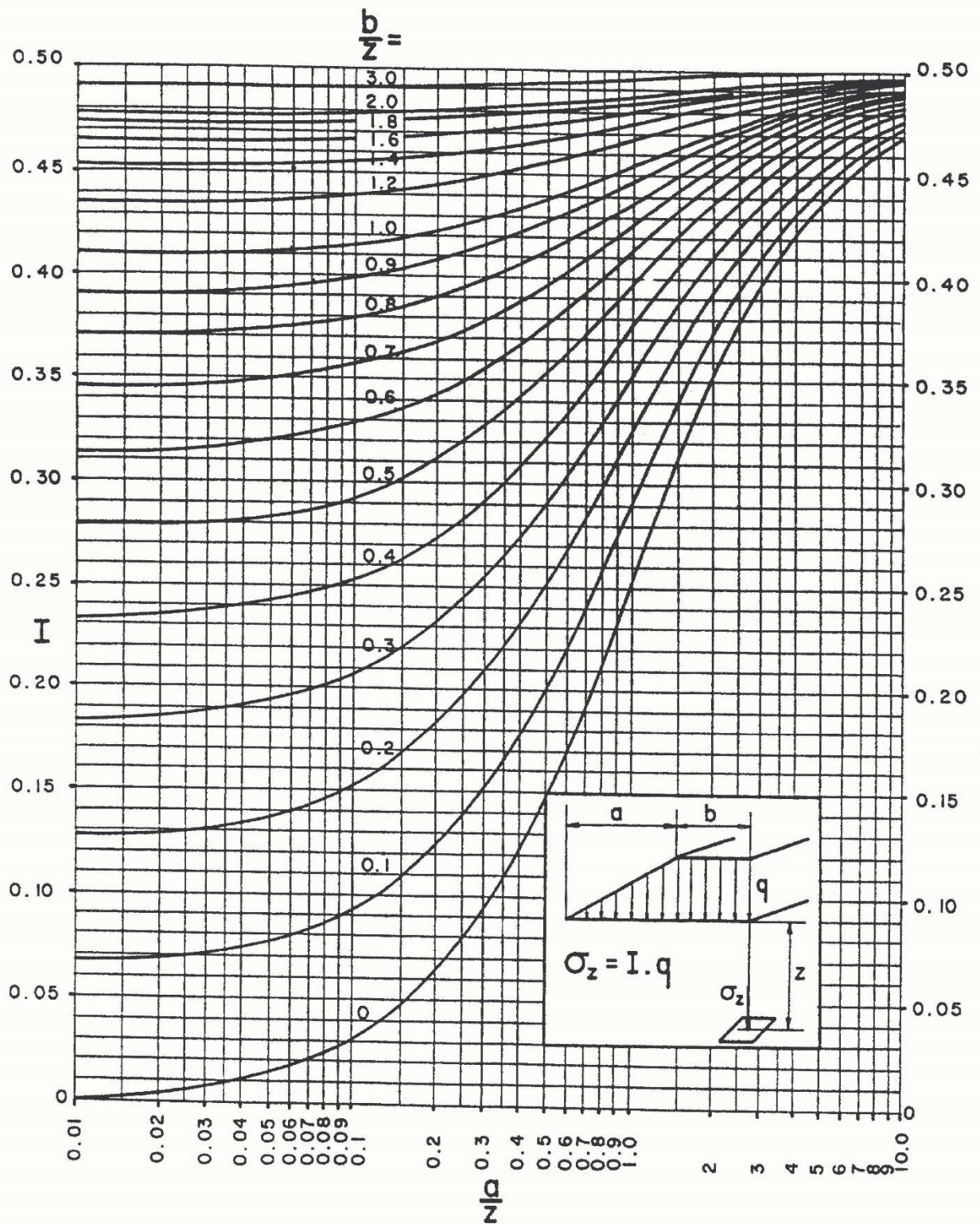


PK 9+000 à PK 12+650





ANNEXE E : ABAQUE D'OSTERBERG





ANEXXE D : TASSEMENTS FINAUX EN FIN D'ETAPE DE CHARGEMENT

Les tableaux suivants récapitulent les tassements pour se référer au contrôle à chaque fin d'étape pour chaque hauteur et pour chaque tronçon. A chaque début d'étape la référence de mesure revient à 0.

D1- Tassements en fin d'étape pour le tronçon 1

	Tassements du tronçon 1 [cm]		
H finie [m]	Etape 1	Etape 2	Etape 3
1,00	5,02	5,78	-
1,50	5,02	18,56	-
2,00	5,02	25,09	-
2,50	5,02	35,00	34,89
3,00	5,02	35,00	42,13
3,50	5,02	35,00	48,39
4,00	5,02	35,00	53,91
4,50	5,02	35,00	58,85
5,00	5,02	35,00	63,31

D2- Tassements en fin d'étape pour le tronçon 2

	Tassements du tronçon 2 [cm]		
H finie [m]	Etape 1	Etape 2	Etape 3
1,00	11,56	13,68	-
1,50	11,56	29,54	-
2,00	11,56	42,03	-
2,50	11,56	48,94	49,49
3,00	11,56	48,94	58,68
3,50	11,56	48,94	66,66
4,00	11,56	48,94	73,70
4,50	11,56	48,94	80,02
5,00	11,56	48,94	85,74



D3- Tassements en fin d'étape pour le tronçon 3

	Tassements du tronçon 3 [cm]		
H finie [m]	Etape 1	Etape 2	Etape 3
1,00	1,80	2,19	-
1,50	1,80	8,04	-
2,00	1,80	12,80	-
2,50	1,80	16,23	16,40
3,00	1,80	16,23	19,92
3,50	1,80	16,23	23,03
4,00	1,80	16,23	25,81
4,50	1,80	16,23	28,32
5,00	1,80	16,23	30,61

D4- Tassements en fin d'étape pour le tronçon 4



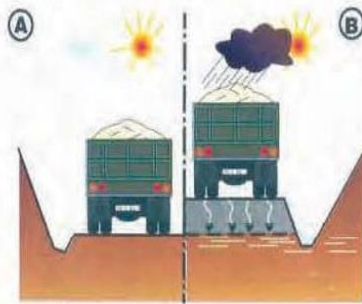
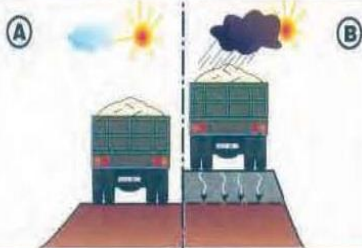
	Tassements du tronçon 4 [cm]		
H finie [m]	Etape 1	Etape 2	Etape 3
1,00	1,36	1,65	-
1,50	1,36	6,37	-
2,00	1,36	10,10	-
2,50	1,36	12,65	12,95
3,00	1,36	12,65	15,61
3,50	1,36	12,65	17,93
4,00	1,36	12,65	19,99
4,50	1,36	12,65	21,84
5,00	1,36	12,65	23,51



**ANEXXE E : EXTRAIT DU CATALOGUE CEBTP POUR LE
DIMENSIONNEMENT DE STRUCTURES CHAUSSEES**

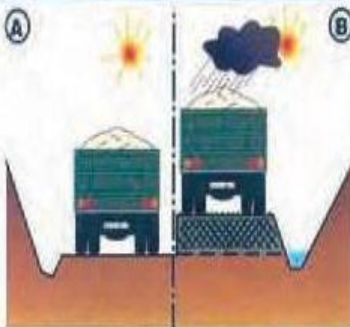


TRAFIC T5		S1	S2	S3	S4	S5
		T5	T5	T5	T5	T5
R	Béton bitumineux		10	10	10	10
B	Grave ciment		22	22	22	25
F	Graveleux latéritique ou grave naturelle ou tout-venant de concassage		35	20	25	0
R	Béton bitumineux	10	10	10	10	10
B	Grave ciment	22	22	22	22	25
F	Sable argileux ou grave améliorés au ciment	45	25	20	15	0
R	Béton bitumineux	7	7	7	7	7
B	Grave bitume	18	18	18	18	18
F	Graveleux latéritique ou grave naturelle ou tout-venant de concassage	50	35	30	25	0
R	Béton bitumineux	7	7	7	7	7
B	Grave bitume	17	17	17	17	20
F	Grave améliorée au ciment	45	25	20	15	0
R	Béton bitumineux	7	7	7	7	7
B	Grave bitume	17	17	17	17	20
F	Sable bitume	45	25	20	20	0
R	Béton bitumineux		10	10	10	10
B	Grave ciment		22	22	22	25
F	Scories volcaniques (pouzzolanes)		35	30	25	0
R	Béton bitumineux	7	7	7	7	7
B	Grave bitume	18	18	18	18	20
F	Scories volcaniques	55	35	30	25	0
R	Béton bitumineux	10	10	10	10	10
B	Grave ciment	22	22	22	22	25
F	Sol chaux	30	25	20	15	0
R	Béton bitumineux	7	7	7	7	7
B	Grave bitume	17	17	17	17	20
F	Sol chaux	30	25	20	15	0

ANNEXE F : DIFFERENTS TYPES DE PARTIE SUPERIEURE DE TERRASSEMENT (PST) ET D'ARASE (AR)

Cas de P.S.T	Schéma	Description	Classe de l'arase	Commentaires
P.S.T. n°0		Sols A, B ₁ , B ₂ , B ₃ , B ₄ , B ₅ , B ₆ , C ₁ se trouvant dans un état hydrique (th). Contexte Zones tourbeuses, marécageuses ou inondables. PST dont la portance risque d'être quasi nulle au moment de la réalisation de la chaussée ou au cours de la vie de l'ouvrage.	AR0	La solution de franchissement de ces zones doit être recherchée par une opération de terrassement (purge, substitution) et/ou de drainage (fossés profonds, rabattement de la nappe...) de manière à pouvoir reclasser le nouveau support obtenu au moins en classe AR1.
P.S.T. n°1		Sols Matériaux des classes A, B ₂ , B ₃ , B ₄ , B ₅ , B ₆ , C ₁ , R ₁₂ , R ₁₃ , R ₁₄ et certains matériaux C ₂ , R ₂₃ et R ₂₄ dans un état hydrique (h). Contexte. PST en matériaux sensibles de mauvaise portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme (A) et sans possibilité d'amélioration à long terme (B).	AR1	Dans ce cas de PST, il convient : - soit de procéder à une amélioration du matériau jusqu'à 0,5 m d'épaisseur par un traitement principalement à la chaux vive et selon une technique remblai. On est ramené au cas de PST 2, 3 ou 4 selon le contexte - soit d'exécuter une couche de forme en matériau granulaire insensible à l'eau de forte épaisseur (en admettant une légère réduction si l'on intercale un géotextile anticontaminant à l'interface PST - couche de forme).
P.S.T. n°2		Sols Matériaux des classes A, B ₂ , B ₃ , B ₄ , B ₅ , B ₆ , C ₁ , R ₁₂ , R ₁₃ , R ₁₄ et certains matériaux C ₂ , R ₂₃ et R ₂₄ dans un état hydrique (m). Contexte PST en matériaux sensibles à l'eau de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme (A). Cette portance peut cependant chuter à long terme sous l'action des infiltrations des eaux pluviales et d'une remontée de la nappe (B).	AR1	Bien que les exigences requises à court terme pour la plate-forme support puissent être éventuellement obtenues au niveau de l'arase, il est cependant quasiment toujours nécessaire de prévoir la réalisation d'une couche de forme. Si l'on peut réaliser un rabattement de la nappe à une profondeur suffisante, on est ramené au cas de PST 3.
P.S.T. n°3		Sols Mêmes matériaux que dans le cas de PST 2. Contexte PST en matériaux sensibles à l'eau, de bonne portance au moment de la mise en œuvre de la couche de forme (A) mais pouvant chuter à long terme sous l'action de l'infiltration des eaux pluviales (B).	AR1 AR2	En l'absence de mesures de drainage à la base de la chaussée et d'imperméabilisation de l'arase, même situation que celle décrite dans le cas de PST 2. Classement en AR2 si des dispositions constructives de drainage à la base de la chaussée et d'imperméabilisation de l'arase permettent d'évacuer les eaux et d'éviter leur infiltration dans la PST.

Source : GTR (2000)

ANNEXE F : DIFFERENTS TYPES DE PARTIE SUPERIEURE DE TERRASSEMENT (PST) ET D'ARASE (AR)

<p>P.S.T. n°4</p>		<p>Sois Mêmes matériaux qu'en PST 1 sous réserve que la granularité permette leur traitement</p> <p>Contexte PST en matériaux sensibles à l'eau (en remblai ou rapportés en fond de déblai hors nappe) améliorés à la chaux ou aux liants hydrauliques selon une technique "remblai" et sur une épaisseur de 0,30 à 0,50 m. L'action du traitement est cependant durable.</p>	<p>AR2</p>	<p>La portance de l'arase peut être localement élevée mais la dispersion n'autorise pas un classement supérieur. La décision de réalisation d'une couche de forme sur cette PST dépend du projet et des valeurs de portance de l'arase mesurées à court terme (après prise du liant).</p>
<p>P.S.T. n°5</p>		<p>Sois B, et D, et certains matériaux rocheux de la classe R₁₃</p> <p>Contexte PST en matériaux sableux fins insensibles à l'eau hors nappe, posant des problèmes de traficabilité.</p>	<p>AR2 AR3</p>	<p>La portance de l'arase de cette PST dépend beaucoup de la nature des matériaux. Classement en AR3 si le module EV2 de l'arase est supérieur à 120 MPa. Les valeurs de portance à long terme peuvent être assimilées aux valeurs mesurées à court terme. La nécessité d'une couche de forme sur cette PST ne s'impose que pour satisfaire les exigences de traficabilité.</p>
<p>P.S.T. n°6</p>		<p>Sois Matériaux des classes D₁, R₁₁, R₁₁, R₁₃, R₁₃, R₁₅, R₁₅, R₁₅, ainsi que certains matériaux C₈, R₂₇, R₁₃ et R₁₃</p> <p>Contexte PST en matériaux graveleux ou rocheux insensibles à l'eau mais posant des problèmes de réglage et/ou de traficabilité.</p>	<p>AR3 AR4</p>	<p>Classement en AR3 si EV2 ≥ 120 MPa et en AR4 si EV2 ≥ 200 MPa. Les valeurs de portance à long terme peuvent être assimilées aux valeurs mesurées à court terme. La nécessité d'une couche de forme ne s'impose que pour les exigences à court terme (nivellement et traficabilité) et peut donc se réduire à une couche de fin réglage.</p>

- (A) Comportement de la PST à la mise en œuvre de la couche de forme
(B) Situation pendant la "phase de construction" de la chaussée.

Source : GTR (2000)

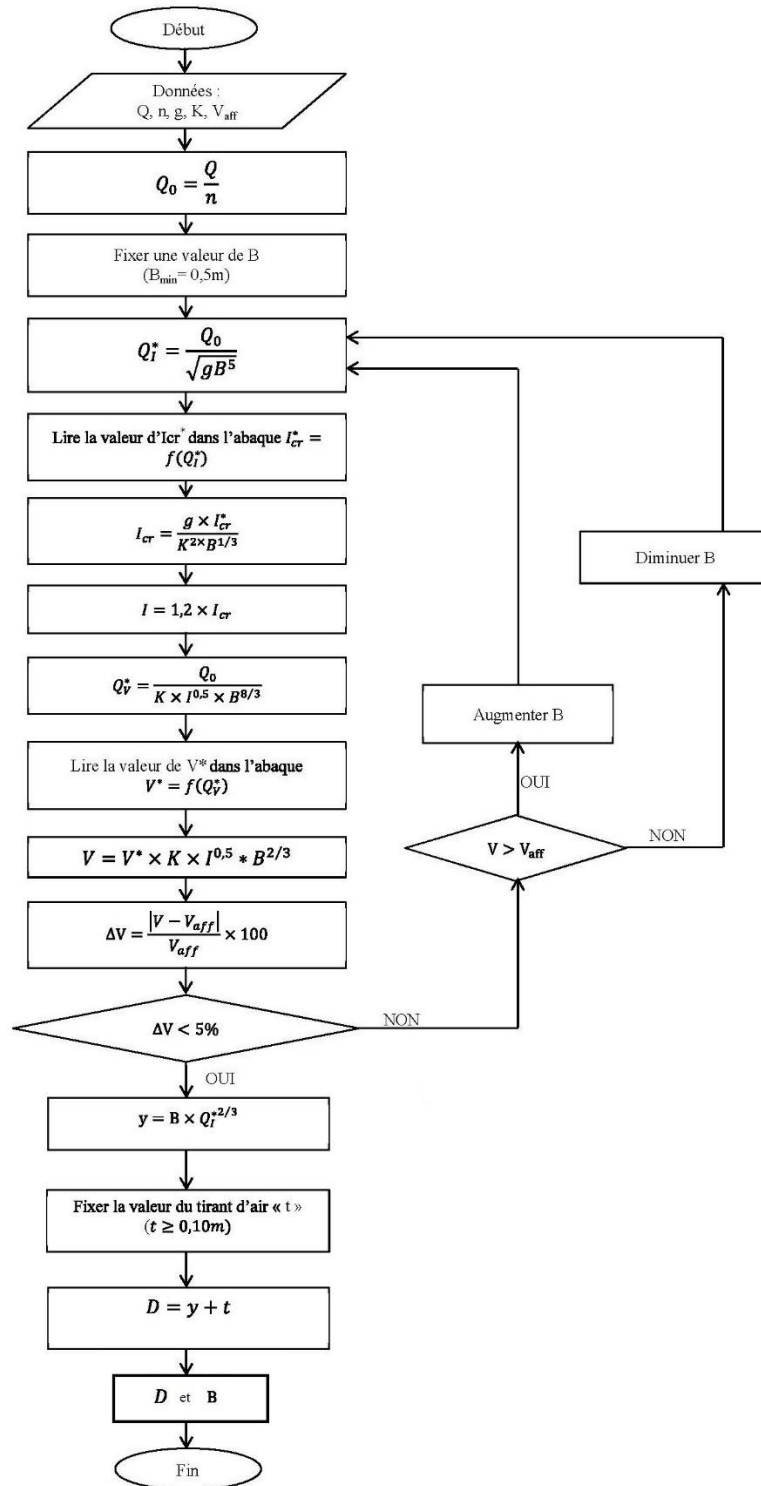


ANNEXE G : ELEMENT INDICATIFS POUR LE CHOIX DE LA COUCHE DE ROULEMENT

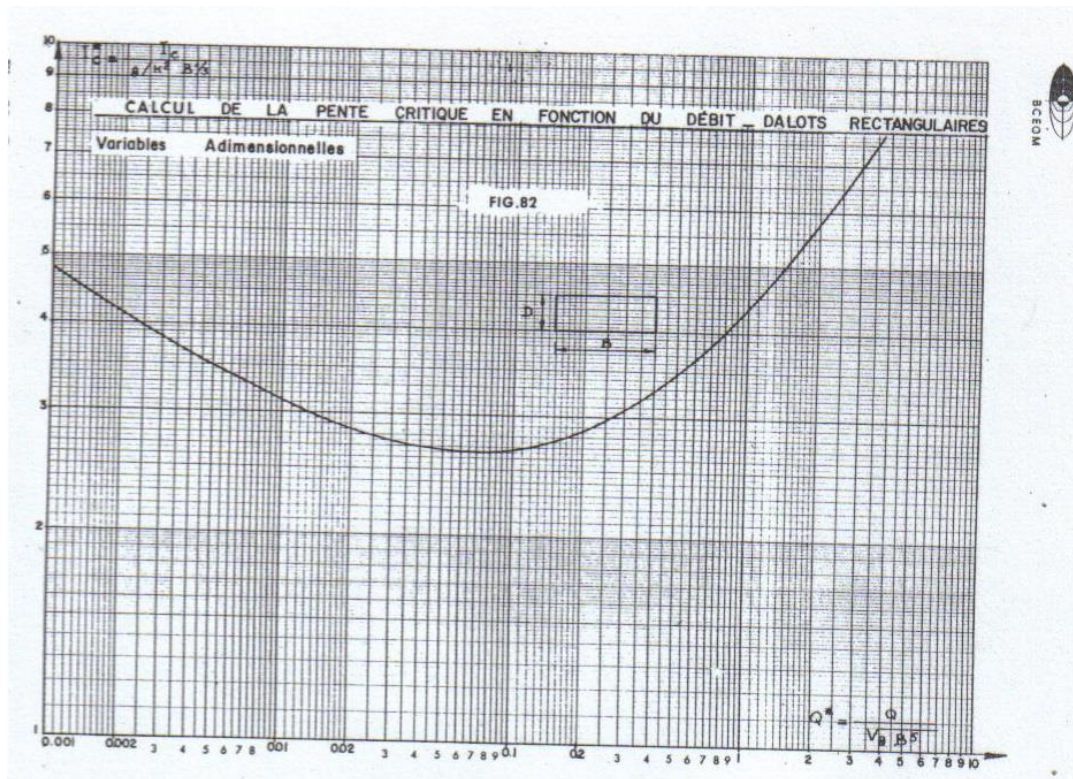
Objectifs	Caractéristiques	Enduits superficiels ESU	Enduits épais	Enrobés coulés à froid ECF	BBUM	Sable enrobé clouté	BBTM	Asphalte clouté	BBC 0/6	BB drainant	BBM	BBC 0/10	BBSG	BBME	Béton de ciment		
															Strié	Dénudé	Clouté
Sécurité	Normes NF P	98-160					98-137	98-145	98-133	98-134	98-132	98-133	98-130	98-141	98-170		
	Épaisseur (cm)			<1,5	<2	<2	2 à 3	2 à 4	3	3 à 4	3 à 5	5 à 7	5 à 9	5 à 9			
	Adhérence initiale	++	++	0 à +	+	+	+	+	+	+(1)	+	+	0	0	0	+	+
	Adhérence à 5 ans	0 à +	+	0 à -	?	-	+	-	0	+	0	0	0 à -	0	-	0 à +	0
	Drainabilité surface	+	+	-	0 à -	0 à -	0	-	0 à -	0	++	0	-	-	0	0 à +	0
Confort	Amélioration de l'uni	-	--	--	-	-	0	-	0	+	+	+	+	+	(2)+	(2)+	(2)+
	Silence	- à --	--	0	0 à +	-	+	-	-	++	0 à +	-	0 à +	0 à +	--	- à 0	--
	Photamétrie	++	++							++			-	-	+	+	+
Possibilité d'apport structurel	Imperméabilité de surface	+	++	-	+	0 à +	+	++	+	(3)	+	+	++	++	(4)	(4)	(4)
	Anti-remontée de fissures	-	0	--	-	-	-	-	-	0	0	+	+	+			
	Orniérage	(5)	(5)		+	-	+	0	0	++	0	0	0	++	++	++	++
Légende		(1) L'adhérence à faible vitesse des enrobés drainants à leur mise en service est en général moyenne car elle est perturbée par la présence d'un film de liant à la surface des granulats. Après décapage par le trafic, l'adhé-			rence à faible vitesse s'améliore. A vitesse élevée, les valeurs de CFL sont bonnes.			(3) Par définition, les enrobés drainants ne sont pas imperméables. Si le corps de chaussée doit être protégé, il y a lieu de mettre en œuvre			un dispositif assurant cette fonction avant ré pondage de l'enrobé drainant.			(5) Pour ces techniques, il ne s'agit pas véritablement d'orniérage, mais plutôt d'un phénomène de lissage et de poinçonnement du support.			
		++ Très bon															
		+ Bon															
		0 Moyen															
		- Médiocre															
		-- Mauvais															

Source : LCPC-SETRA (1994)

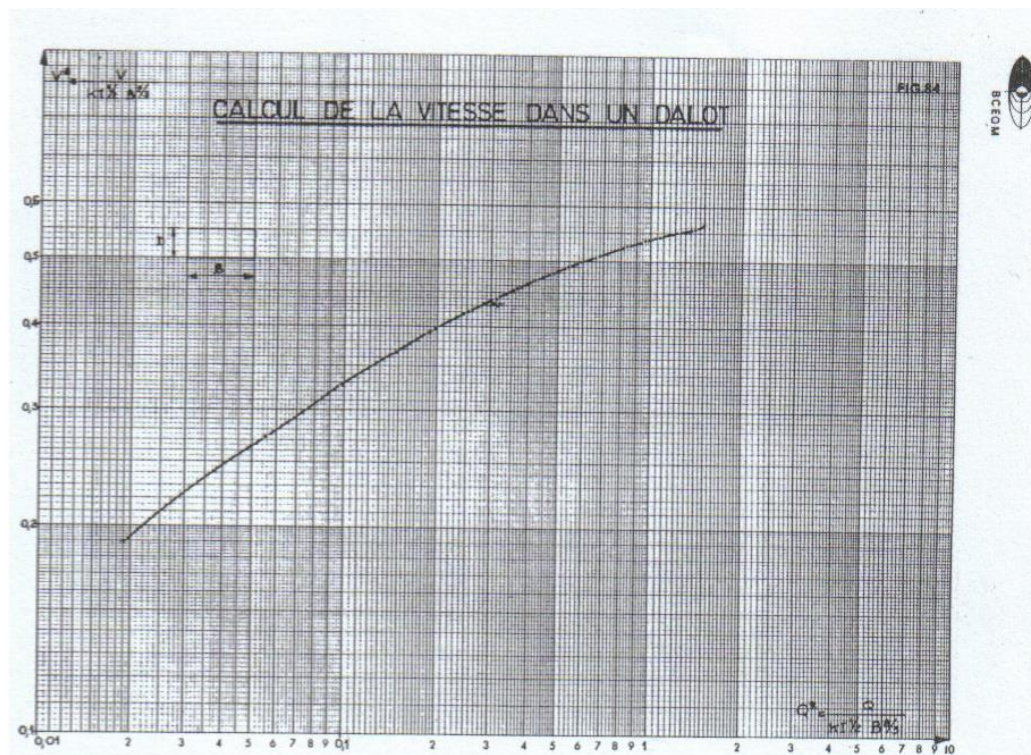
ANNEXE H : ORGANIGRAMME DE DIMENSIONNEMENT DE DALOT D'ASSAINISSEMENT



ANNEXE I : ABAQUE DE CALCUL DE LA PENTE CRITIQUE DU DALOT D'ASSAINISSEMENT



ANNEXE J : ABAQUE DE CALCUL DE LA VITESSE DANS UN DALOT





**ANNEXE K : RESULTATS DE CALCUL DE DEBIT A EVACUER POUR LES
FOSES DE PIED DE TALUS**

Section	L [m]	H du talus [m]	Q_{01} [m ³ /s]	Q_{02} [m ³ /s]	Q_{03} [m ³ /s]	Q_{04} [m ³ /s]	Q_0 [m ³ /s]
SC 1	150	2,14	0,145	0,029	0,005	0,019	0,198
SC 2	150	2,81	0,145	0,029	0,005	0,030	0,209
SC 3	150	3,98	0,145	0,029	0,005	0,049	0,228
SC 4	500	3,84	0,236	0,048	0,016	0,155	0,455
SC 5	670	3,15	0,311	0,064	0,022	0,158	0,554
SC 6	530	2,12	0,249	0,051	0,017	0,065	0,382
SC 7	170	7,00	0,084	0,017	0,006	0,112	0,218
SC 8	430	6,55	0,204	0,041	0,014	0,259	0,519
SC 9	420	5,55	0,200	0,040	0,014	0,208	0,462
SC 10	480	4,47	0,227	0,046	0,016	0,182	0,470
SC 11	450	4,00	0,213	0,043	0,015	0,148	0,419
SC 12	450	4,00	0,213	0,043	0,015	0,148	0,419
SC 13	400	4,00	0,191	0,038	0,013	0,131	0,374
SC 14	300	4,00	0,145	0,029	0,010	0,099	0,283
SC 15	350	4,83	0,168	0,034	0,011	0,147	0,360
SC 16	370	7,40	0,177	0,036	0,012	0,257	0,482
SC 17	500	4,42	0,236	0,048	0,016	0,186	0,486
SC 18	480	3,07	0,227	0,046	0,016	0,109	0,397
SC 19	500	3,13	0,236	0,048	0,016	0,117	0,417
SC 20	400	3,19	0,191	0,038	0,013	0,096	0,339
SC 21	400	3,25	0,191	0,038	0,013	0,099	0,341
SC 22	550	3,32	0,258	0,052	0,018	0,139	0,468
SC 23	200	3,37	0,098	0,019	0,007	0,052	0,177
SC 24	270	3,41	0,131	0,026	0,009	0,072	0,238
SC 25	430	3,45	0,204	0,041	0,014	0,116	0,375
SC 26	400	3,52	0,191	0,038	0,013	0,110	0,353



**ANNEXE L : RESULTATS DU DIMENSIONNEMENT DES FOSSES DE PIEDS DE
TALUS DE REMBLAI**

Section	b [cm]	h [cm]	V [m/s]	Q_{max} [m ³ /s]	$\frac{ Q_{max}-Q_0 }{Q_0} \times 100$ [%]	b×H [cm]×[cm]
SC 1	50	18	2,23	0,201	1,38	50×30
SC 2	50	19	2,28	0,216	3,45	50×30
SC 3	50	20	2,32	0,232	1,67	
SC 4	50	34	2,76	0,469	3,14	50×50
SC 5	50	39	2,86	0,559	0,90	
SC 6	50	30	2,66	0,399	4,35	50×40
SC 7	50	19,5	2,30	0,224	2,85	50×30
SC 8	50	38	2,84	0,540	4,17	50×50
SC 9	50	34	2,76	0,469	1,52	
SC 10	50	35	2,78	0,487	3,57	50×45
SC 11	50	32	2,71	0,434	3,60	
SC 12	50	32	2,71	0,434	3,60	50×40
SC 13	50	29	2,63	0,382	2,15	
SC 14	50	23,5	2,46	0,289	2,18	50×40
SC 15	50	28	2,60	0,365	1,33	
SC 16	50	35	2,78	0,487	1,06	50×45
SC 17	50	35	2,78	0,487	0,09	50×45
SC 18	50	31	2,69	0,416	4,78	
SC 19	50	32	2,71	0,434	4,14	50×40
SC 20	50	27	2,57	0,348	2,62	
SC 21	50	27	2,57	0,348	1,90	50×45
SC 22	50	34	2,76	0,469	0,29	
SC 23	50	17	2,18	0,185	4,93	50×30
SC 24	50	21	2,36	0,248	4,37	
SC 25	50	29	2,63	0,382	1,72	50×40
SC 26	50	28	2,60	0,365	3,37	



ANNEXE M : METHODE DE CROSS POUR L'APPLICATION INDEPENDANTE DE CHAQUE CHARGE

M-1 : MOMENTS FLECHISSANTS AUX NŒUDS PAR LA REACTION PERMANENTE DU SOL SUR LE RADIER [kN.m]

$G_{sol}=80,75$ kN/m est une charge uniforme linéaire qui s'applique sur CD ($L=2,25$ m)

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
Cij	0,375	0,625	0,625	0,375	0,375	0,625	0,625	0,375
\mathcal{M}_i						34,068	-34,068	
C				-6,388	-12,775	-21,292	-10,646	
B		1,996	3,992	2,395	1,198			
A	-0,749	-1,248	-0,624					-0,374
D	8,454					14,090	28,180	16,908
C				-2,866	-5,733	-9,555	-4,777	
B		1,091	2,181	1,309	0,654			
A	-3,579	-5,965	-2,983					-1,790
D	1,231					2,052	4,104	2,463
C				-0,507	-1,015	-1,692	-0,846	
B		1,091	2,181	1,309	0,654			
A	-0,871	-1,451	-0,726					-0,435
D	0,240					0,400	0,801	0,480
C				-0,198	-0,396	-0,659	-0,330	
B		0,289	0,577	0,346	0,173			
A	-0,198	-0,330	-0,165					-0,099
D	0,080					0,134	0,268	0,161
C				-0,058	-0,115	-0,192	-0,096	
B		0,070	0,139	0,084	0,042			
A	-0,056	-0,094	-0,047					-0,028
D	0,023					0,039	0,078	0,047
ΣM	4,56	-4,56	4,56	-4,56	-17,34	17,34	-17,34	17,34
Erreur	0,0005		-0,0010		0,0017		0,0000	



**M-2 : MOMENTS FLECHISSANTS AUX NŒUDS PAR LA POUSSEE DE TERRE SUR LE
PIEDROIT [kN.m]**

Charge trapézoïdale répartie le long de la hauteur du piédroit sur la barre BC (L = 3,75 m).

$$p_1 = G_p(0) = 22,63 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad p_2 = G_p(3,75) = 54,74 \text{ kN/m}$$

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
Cij	0,375	0,625	0,625	0,375	0,375	0,625	0,625	0,375
\mathcal{M}_i	-41,570			41,570	-49,097			49,097
D	-9,206					-15,343	-30,686	-18,411
A	19,041	31,735	15,867					9,520
B		-17,949	-35,899	-21,539	-10,770			
C				14,102	28,203	47,006	23,503	
D	-6,192					-10,320	-20,640	-12,384
A	9,053	15,088	7,544					4,526
B		-6,764	-13,529	-8,117	-4,059			
C				2,696	5,392	8,986	4,493	
D	-1,691					-2,819	-5,637	-3,382
A	3,171	5,285	2,642					1,585
B		-1,668	-3,336	-2,002	-1,001			
C				0,716	1,432	2,387	1,194	
D	-0,521					-0,868	-1,737	-1,042
A	0,821	1,368	0,684					0,410
B		-0,438	-0,875	-0,525	-0,263			
C				0,212	0,424	0,707	0,353	
D	-0,143					-0,239	-0,477	-0,286
A	0,218	0,363	0,182					0,109
B		-0,123	-0,246	-0,148	-0,074			
C				0,059	0,117	0,195	0,098	
D	-0,039					-0,065	-0,129	-0,077
A	0,061	0,101	0,051					0,030
B		-0,034	-0,068	-0,041	-0,020			
C				0,016	0,032	0,053	0,027	
ΣM	-26,99	26,99	-26,99	26,99	-29,68	29,68	-29,68	29,68
Erreur		-0,001		0,000		0,000		0,001



M-3 : MOMENTS FLECHISSANTS AUX NŒUDS PAR LA SURCHARGE SUR LE TABLIER [kN.m]

$Q_d=24,84\text{kN/m}$ est une charge uniforme linéaire qui s'applique sur AB ($L=2,25\text{m}$)

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
C_{ij}	0,375	0,625	0,625	0,375	0,375	0,625	0,625	0,375
\mathcal{M}_i		10,477	-10,477					
A	-3,929	-6,548	-3,274					-1,964
D	0,368					0,614	1,228	0,737
C				-0,115	-0,230	-0,384	-0,192	
B		4,333	8,666	5,200	2,600			
A	-1,763	-2,938	-1,469					-0,882
D	0,201					0,335	0,671	0,403
C				-0,550	-1,101	-1,835	-0,917	
B		0,631	1,262	0,757	0,379			
A	-0,312	-0,520	-0,260					-0,156
D	0,201					0,335	0,671	0,403
C				-0,134	-0,268	-0,446	-0,223	
B		0,123	0,246	0,148	0,074			
A	-0,122	-0,203	-0,101					-0,061
D	0,053					0,089	0,177	0,106
C				-0,030	-0,061	-0,102	-0,051	
B		0,041	0,082	0,049	0,025			
A	-0,035	-0,059	-0,030					-0,018
D	0,013					0,021	0,043	0,026
C				-0,009	-0,017	-0,029	-0,014	
B		0,012	0,024	0,014	0,007			
A	-0,009	-0,015	-0,008					-0,005
D	0,004					0,006	0,012	0,007
C				-0,002	-0,005	-0,008	-0,004	
B		0,003	0,006	0,004	0,002			
A	-0,003	-0,004	-0,002					-0,001
D	0,001					0,002	0,003	0,002
C				-0,001	-0,001	-0,002	-0,001	
B		0,001	0,002	0,001	0,001			
ΣM	-5,33	5,33	-5,33	5,33	1,40	-1,40	1,40	-1,40
Erreur		0,002		0,000		0,001		-0,001



M-4 : MOMENTS FLECHISSANTS AUX NŒUDS PAR LA REACTION DE LA SURCHARGE AU SOL [kN.m]

$Q_{sol}=24,84\text{kN/m}$ est une charge uniforme linéaire qui s'applique sur CD ($L=2,25\text{m}$)

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
C_{ij}	0,375	0,625	0,625	0,375	0,375	0,625	0,625	0,375
\mathcal{M}_i						10,477	-10,477	
C				-1,964	-3,929	-6,548	-3,274	
B		0,614	1,228	0,737	0,368			
A	-0,230	-0,384	-0,192					-0,115
D	2,600					4,333	8,666	5,200
C				-0,882	-1,763	-2,938	-1,469	
B		0,335	0,671	0,403	0,201			
A	-1,101	-1,835	-0,917					-0,550
D	0,379					0,631	1,262	0,757
C				-0,156	-0,312	-0,520	-0,260	
B		0,335	0,671	0,403	0,201			
A	-0,268	-0,446	-0,223					-0,134
D	0,074					0,123	0,246	0,148
C				-0,061	-0,122	-0,203	-0,101	
B		0,089	0,177	0,106	0,053			
A	-0,061	-0,102	-0,051					-0,030
D	0,025					0,041	0,082	0,049
C				-0,018	-0,035	-0,059	-0,030	
B		0,021	0,043	0,026	0,013			
A	-0,017	-0,029	-0,014					-0,009
D	0,007					0,012	0,024	0,014
C				-0,005	-0,009	-0,015	-0,008	
B		0,006	0,012	0,007	0,004			
A	-0,005	-0,008	-0,004					-0,002
D	0,002					0,003	0,006	0,004
C				-0,001	-0,003	-0,004	-0,002	
B		0,002	0,003	0,002	0,001			
A	-0,001	-0,002	-0,001					-0,001
D	0,001					0,001	0,002	0,001
ΣM	1,40	-1,40	1,40	-1,40	-5,33	5,33	-5,33	5,33
Erreur		0,001		-0,001		0,002		0,000



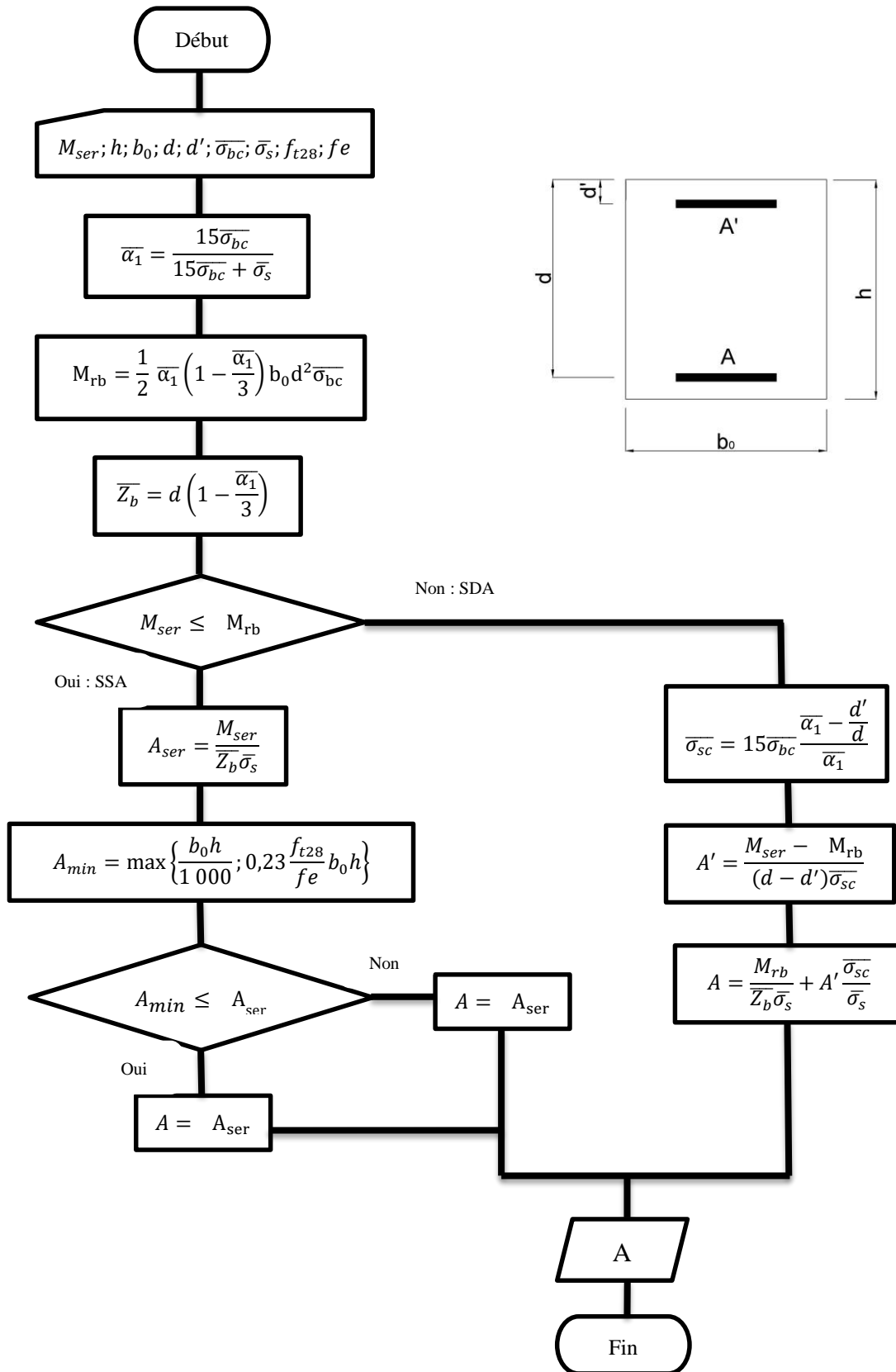
**M-5 : MOMENTS FLECHISSANTS AUX NŒUDS DUS A LA SURCHARGE DE REMBLAI SUR LE
PIEDROIT [kN.m]**

$Q_r = 15,22 \text{ kN/m}$ est une charge uniforme linéaire qui s'applique sur BC ($L=3,75\text{m}$)

Nœuds i	A		B		C		D	
Barres ij	AD	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DA
C_{ij}	0,375	0,625	0,625	0,375	0,375	0,625	0,625	0,375
M_i	-17,836			17,836	-17,836			17,836
D	-3,344					-5,574	-11,147	-6,688
A	7,942	13,237	6,619					3,971
B		-7,642	-15,284	-9,170	-4,585			
C				5,249	10,498	17,496	8,748	
D	-2,385					-3,975	-7,950	-4,770
A	3,760	6,267	3,133					1,880
B		-2,619	-5,239	-3,143	-1,572			
C				1,040	2,080	3,467	1,733	
D	-0,677					-1,129	-2,258	-1,355
A	1,236	2,061	1,030					0,618
B		-0,647	-1,294	-0,776	-0,388			
C				0,285	0,569	0,948	0,474	
D	-0,205					-0,341	-0,683	-0,410
A	0,319	0,532	0,266					0,160
B		-0,172	-0,344	-0,207	-0,103			
C				0,083	0,167	0,278	0,139	
D	-0,056					-0,093	-0,187	-0,112
A	0,086	0,143	0,071					0,043
B		-0,048	-0,097	-0,058	-0,029			
C				0,023	0,046	0,076	0,038	
D	-0,015					-0,025	-0,051	-0,030
A	0,024	0,040	0,020					0,012
B		-0,013	-0,027	-0,016	-0,008			
C				0,006	0,012	0,021	0,010	
ΣM	-11,15	11,15	-11,15	11,15	-11,15	11,15	-11,15	11,15
Erreur		-0,001		0,000		0,000		0,002

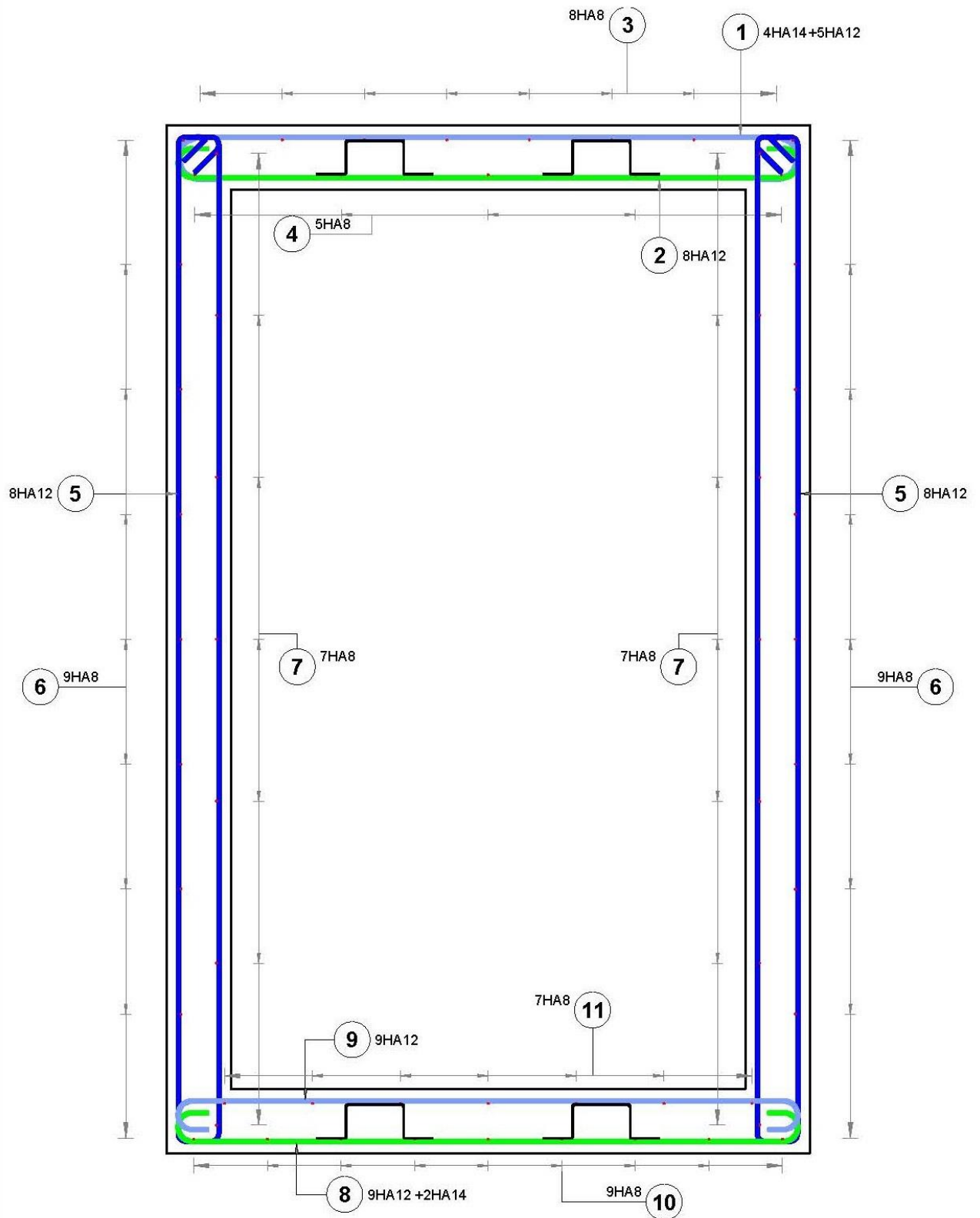


ANNEXE N : ORGANIGRAME DE CALCUL DES ARMATURES EN FLEXION
SIMPLE D'UNE SECTION RECTANGULAIRE (CAS FP ET FTP- A L'ELS)



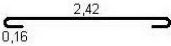
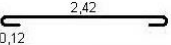
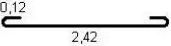
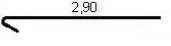
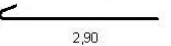
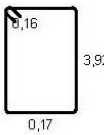
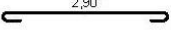



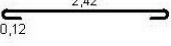




ANNEXE O : PLAN DE FERRAILLAGE TYPE DU DALOT- CAS DU DALOT OH3





ANNEXE O : NOMENCLATURE DU PLAN DE FERRAILLAGE DANS 1 ML DU DALOT

Pos.	Nuance d'acier	Diamètre	Nombre d'éléments	Espacement (m)	Longueur (m)	Schéma	Masse d'une barre (kg)
1	HA 500	14	4	0,10	2,90		3,51
		12	5		2,77		2,46
2	HA 500	12	8	0,11	2,77		2,46
3	HA 500	8	8	0,32	3,20		1,26
4	HA 500	8	5	0,57	3,14		1,24
5	HA 500	12	1	0,10	8,42		7,48
6	HA 500	8	1	0,49	3,14		1,24
7	HA 500	8	1	0,63	3,14		1,24
8	HA 500	12	9	0,075	2,77		2,46
		14	2		2,90		3,51
9	HA 500	12	9	0,10	2,77		2,46
10	HA 500	8	9	0,29	3,14		1,24
11	HA 500	8	7	0,34	3,05		1,20



Module de richesse K	3,5	teneur en liant	5,4 %			agrégat de densité		2,85	
Béton bitumineux 0/10									
R=		150	T/j						
K1=		1,42							
COMPOSANTE DES PRIX			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTS [Ar]			TOTAL [Ar]
Désignation	U	Qtté	U	Qtté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
1. Matériel									
Camion à bennes	U	5	H	8	50 000,00	2 000 000,00			5 490 000,00
Finisseur	U	1	H	8	190 000,00	1 520 000,00			
Compacteur à jante pneumatique	U	1	H	8	70 000,00	560 000,00			
Compacteur à jantes lisse	U	1	H	8	70 000,00	560 000,00			
Centrale d'enrobé	fft	1	fft	1	850 000,00	850 000,00			
2. Personnel									
Conducteur de travaux	Hj	1	H	8	2 310,00		18 480,00		226 804,48
Chef de chantier	Hj	1	H	8	2 240,00		17 920,00		
Chef d'équipe	Hj	2	H	8	1 540,00		24 640,00		
Conducteurs d'engins	Hj	3	H	8	1 540,00		36 960,00		
Conducteur de camions	Hj	5	H	8	1 540,00		61 600,00		
Ouvrier spécialisé	Hj	2	H	8	1 575,28		25 204,48		
Manœuvres	Hj	5	H	8	1 050,00		42 000,00		
3. Matériaux									
Bitume 60/70	T		T	8,10	1 480 000,00			11 988 000,00	15 224 315,79
agrégat 0/10	m3		m3	49,8	65 000,00			3 236 315,79	
							Déboursé D	20 941 120,27	
							PU= K1*D/R	198 242,61	

XXXV



GCNT 0/31,5									
R=		630	m3/j						
K1=		1,42							
COMPOSANTE DES PRIX			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTS [Ar]			TOTAL [Ar]
Désignation	U	Qtté	U	Qtté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
1. Matériel									
Camion à bennes	U	5	H	8	50 000,00	2 000 000,00			4 726 000,00
Camion citerne	U	1	H	8	50 000,00	400 000,00			
Bulldozers	U	1	H	8	85 000,00	680 000,00			
Niveleuse	U	1	H	8	85 000,00	680 000,00			
Compacteur à jantes lisse	U	2	H	8	60 000,00	960 000,00			
Outillages	U	1	H	4	1 500,00	6 000,00			
2. Personnel									
Conducteur de travaux	Hj	1	H	8	2 310,00		18 480,00		251 444,48
Chef de chantier	Hj	1	H	8	2 240,00		17 920,00		
Chef d'équipe	Hj	2	H	8	1 540,00		24 640,00		
Conducteurs d'engins	Hj	4	H	8	1 540,00		49 280,00		
Conducteur de camions	Hj	6	H	8	1 540,00		73 920,00		
Ouvrier spécialisé	Hj	2	H	8	1 575,28		25 204,48		
Manceuvres	Hj	5	H	8	1 050,00		42 000,00		
3. Matériaux									
Eau	m3		m3	29,07	2 800,00			81 402,86	
GCNT 0/31,5	m3		m3	630,0	65 000,00			40 950 000,00	41 031 402,86
								Déboursé D	46 008 847,34
								PU= K1*D/R	103 702,48



Béton BC5 Q350									
R=		50	m3/j						
K1=		1,42							
COMPOSANTE DES PRIX			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTES [Ar]			TOTAL [Ar]
Désignation	U	Qté	U	Qté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
1. Matériel									
Camion benne	U	2	H	8	50 000,00	800 000,00			3 944 000,00
Camion citerne	U	1	H	8	50 000,00	400 000,00			
Camion bétonnière	U	1	H	8	125 000,00	1 000 000,00			
Machine à coffrage glissant	U	1	H	8	190 000,00	1 520 000,00			
Pervibrateur	U	2	H	8	11 000,00	176 000,00			
Outils	U	4	H	8	1 500,00	48 000,00			
2. Personnel									
Conducteur de travaux	Hj	1	H	8	2 310,00		18 480,00		226 804,48
Chef de chantier	Hj	1	H	8	2 240,00		17 920,00		
Chef d'équipe	Hj	2	H	8	1 540,00		24 640,00		
Conducteurs d'engins	Hj	4	H	8	1 540,00		49 280,00		
Conducteur de camions	Hj	4	H	8	1 540,00		49 280,00		
Ouvrier spécialisé	Hj	2	H	8	1 575,28		25 204,48		
Manœuvres	Hj	5	H	8	1 050,00		42 000,00		
3. Matériaux									
Eau	m3		m3	8,75	2 800,00			24 500,00	13 276 500,00
Ciment	kg		kg	17 500	580,00			10 150 000,00	
Joint 4*20	U		U	30	1 800,00			54 000,00	
Sable roulé 0/4	m3		m3	20	8 400,00			168 000,00	
Agégrat 6/20	m3		m3	40	72 000,00			2 880 000,00	
								Déboursé D	17 447 304,48
								PU= K1*D/R	495 503,45



Béton BC2 Q250									
R=		30	m3/j						
K1=		1,42							
COMPOSANTE DES PRIX			COUTS DIRECTS			DEPENSES DIRECTS [Ar]			TOTAL
Désignation	U	Qtté	U	Qtté	PU [Ar]	Matériel	MO	Matériaux	
1. Matériel									
Camion bennes	U	2	H	8	50 000,00	800 000,00			2 280 000,00
Camion citerne	U	1	H	8	50 000,00	400 000,00			
bétonnière	U	3	H	8	35 000,00	840 000,00			
Pervibrateur	U	2	H	8	12 000,00	192 000,00			
Outillages	U	4	H	8	1 500,00	48 000,00			
2. Personnel									
Conducteur de travaux	Hj	1	H	8	2 310,00		18 480,00		202 164,48
Chef de chantier	Hj	1	H	8	2 240,00		17 920,00		
Chef d'équipe	Hj	2	H	8	1 540,00		24 640,00		
Conducteur de camions	Hj	6	H	8	1 540,00		73 920,00		
Ouvrier spécialisé	Hj	2	H	8	1 575,28		25 204,48		
Manœuvres	Hj	5	H	8	1 050,00		42 000,00		
3. Matériaux									
Eau	m3		m3	5,70	2 800,00			15 960,00	6 239 760,00
Ciment	kg		kg	7 500	580,00			4 350 000,00	
Coffrage Planche 4*20	U		U	30	1 500,00			45 000,00	
Sable 0/5	m3		m3	12	8 400,00			100 800,00	
Gravillons 5/15 et 15/25	m3		m3	24	72 000,00			1 728 000,00	
								Déboursé D	8 721 924,48
								PU= K1*D/R	412 837,76



ANNEXE Q : DETAILS DES COUTS GLOABAUX ACTUALISES

- SS : Structure Souple,
- SBE : Structure Bitumineuse Epaisse ;
- SBC : Structure en Béton de Ciment.

Année j	SS [Ar]	SBE [Ar]	SBC [Ar]
0	32 687 150 644	39 251 178 674	40 196 119 433
1	32 687 150 644	39 251 178 674	40 196 119 433
2	32 687 150 644	39 251 178 674	40 196 119 433
3	32 687 150 644	39 251 178 674	40 196 119 433
4	33 040 993 980	39 251 178 674	40 196 119 433
5	33 040 993 980	39 251 178 674	40 411 795 371
6	33 040 993 980	39 251 178 674	40 411 795 371
7	33 796 570 073	39 503 037 371	40 411 795 371
8	33 796 570 073	39 503 037 371	40 411 795 371
9	33 796 570 073	39 503 037 371	40 411 795 371
10	34 692 910 304	39 503 037 371	40 419 444 141
11	34 692 910 304	39 503 037 371	40 419 444 141
12	35 121 644 471	39 645 948 760	40 465 175 785
13	35 121 644 471	39 645 948 760	40 465 175 785
14	35 805 212 977	39 645 948 760	40 465 175 785
15	35 805 212 977	40 154 556 279	40 502 066 784
16	38 920 845 899	40 154 556 279	40 502 066 784
17	38 920 845 899	40 154 556 279	40 502 066 784
18	39 065 652 614	40 516 573 065	40 502 066 784
19	39 065 652 614	40 516 573 065	40 502 066 784
20	39 411 969 692	40 516 573 065	40 502 066 784
21	39 411 969 692	40 516 573 065	40 502 066 784
22	39 872 106 116	42 095 049 666	40 502 066 784
23	39 872 106 116	42 095 049 666	40 530 113 195
24	39 872 106 116	42 095 049 666	40 530 113 195
25	41 604 032 717	42 095 049 666	40 530 113 195
26	41 604 032 717	42 182 777 171	40 530 113 195
27	41 656 251 470	42 182 777 171	41 336 216 208
28	41 656 251 470	42 182 777 171	41 336 216 208
29	41 656 251 470	42 182 777 171	41 336 216 208
30	41 767 756 301	42 294 282 001	41 336 216 208

**ANNEXE R : VERIFICATION DES HYPOTHESES DE SURCLASSEMENT**

- SS : Structure Souple,
- SBE : Structure Bitumineuse Epaisse ;
- SBC : Structure en Béton de Ciment.

P-1 : JEU DE PONDERATION N°2

Vérification sur la concordance C (a,b) : $C(a,b) \geq 0,7$			
Colonne (a) surclasse ligne (b)	SS	SBE	SBC
SS	-	Rejetée	Rejetée
SBE	Acceptée	-	Rejetée
SBC	Acceptée	Rejetée	-
Discordance D (a,b) : $D(a,b) \leq 0,2$			
Colonne (a) surclasse ligne (b)	SS	SBE	SBC
SS	-	Rejetée	Rejetée
SBE	Acceptée	-	Acceptée
SBC	Acceptée	Rejetée	-

P-2 : JEU DE PONDERATION N°3

Vérification sur la concordance C (a,b) : $C(a,b) \geq 0,7$			
Colonne (a) surclasse ligne (b)	SS	SBE	SBC
SS	-	Rejetée	Rejetée
SBE	Acceptée	-	Rejetée
SBC	Acceptée	Rejetée	-
Discordance D (a,b) : $D(a,b) \leq 0,2$			
Colonne (a) surclasse ligne (b)	SS	SBE	SBC
SS	-	Rejetée	Rejetée
SBE	Acceptée	-	Acceptée
SBC	Rejetée	Rejetée	-

ANNEXE S : DEMARCHE DE LA METHODE ELECTRE I

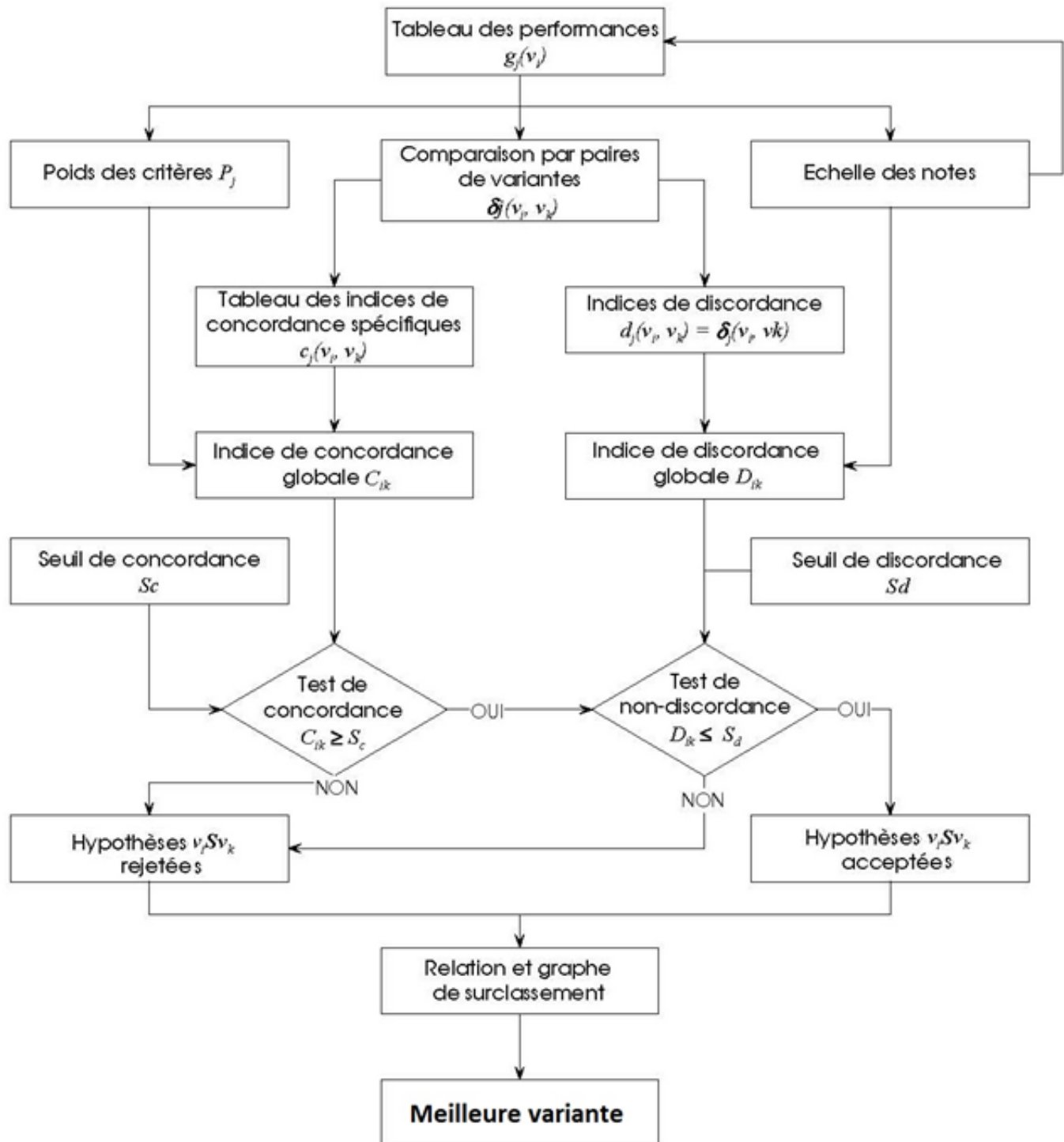




TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS	i
SOMMAIRE	ii
LISTE DES FIGURES	viii
LISTE DES TABLEAUX.....	x
INTRODUCTION.....	1
PARTIE I : GENERALITES DU PROJET ET METHODES.....	2
CHAPITRE I. CONTEXTES PRELIMINAIRES ET CADRAGE DE L'ETUDE	2
I.1 Contexte du projet	2
I.2 Domaine d'étude du projet.....	3
I.2.1 Description du projet.....	3
I.2.2 Localisation du projet et milieu physique	3
I.2.2.1 Localisation	3
I.2.2.2 Milieu physique	5
I.2.3 Milieu social et humain.....	7
I.2.3.1 Population.....	7
I.2.3.2 Santé	8
I.2.3.3 Infrastructures routières :.....	9
I.2.4 Potentialités économiques de la zone d'influence	10
I.2.4.1 Agriculture.....	10
I.2.4.2 Elevage et la pêche	11
I.2.4.3 Industrie et artisanat.....	12
I.2.4.4 Transport et commerce	12
I.2.4.5 Tourisme et hôtellerie	13
I.3 Identification et analyse des besoins	13
I.4 Formulation des objectifs	14
I.5 Situation de l'étude dans la réalisation d'un projet routier	15
I.6 Différents intervenants	17
I.6.1 Le groupe décideur	17
I.6.2 Le groupe d'étude	17
CHAPITRE II. METHODE D'AIDE A LA DECISION.....	18
II.1 Problématique de référence	18



II.2	Terminologie	18
II.2.1	Variantes	18
II.2.2	Critère	19
II.2.3	Relation entre les variantes	19
II.3	Poids des critères	20
II.4	Agrégation des critères	21
II.5	Processus d'aide à la décision	21
II.6	Choix de la méthode multicritère	22
II.6.1	Méthode adoptant l'agrégation complète	22
II.6.1.1	Evaluation des performances avec WSM	22
II.6.1.2	Choix de la meilleure variante	23
II.6.2	Méthode adoptant l'agrégation partielle	23
II.6.3	Méthode adoptant l'agrégation locale et itérative	23
II.6.3.1	Evaluation des performances avec le GOAL PROGRAMMING	24
II.6.3.2	Choix de la meilleure variante	24
PARTIE II : CONCEPTION TECHNIQUE		26
CHAPITRE III. ETUDE DES PARAMETRES DE CONCEPTION		26
III.1	Etude et analyse du trafic	26
III.1.1	Comptage du trafic	26
III.1.1.1	Principe du comptage	26
III.1.2	Estimation du trafic pour la nouvelle construction	29
III.1.2.1	Répartition des trafics des trois sections sur la nouvelle autoroute	29
III.1.2.2	Volume du trafic de Poids Lourds dans un sens pour la nouvelle autoroute en 2018	31
III.1.3	Justification du choix de l'infrastructure en fonction de la demande en trafic ..	31
III.1.3.1	Evaluation du débit horaire et de la capacité de l'autoroute	31
III.1.3.2	Constat et conclusion de l'étude de la capacité horaire	35
III.2	Etude géotechnique	36
III.2.1	Généralités	36
III.2.2	Etude des gisements meubles	37
III.2.2.1	Spécifications pour les matériaux meubles	37
III.2.2.2	Reconnaissance géotechnique des gisements meubles	38
III.2.2.3	Analyse multicritère de l'exploitation des gisements meubles	42



III.2.3	Etude des gisements rocheux	47
III.2.3.1	Spécifications des matériaux rocheux	47
III.2.3.2	Reconnaissance géotechnique des gisements rocheux	50
III.2.3.3	Analyse multicritère pour le choix de carrière à exploiter	51
III.2.4	Reconnaissance du site vis-à-vis des sols supports du tracé du projet	53
III.2.4.1	Lithologie des terrains rencontrés.....	53
III.2.4.2	Synthèse des résultats des essais au laboratoire	54
III.3	Etude hydrologique.....	56
III.3.1	Bassin versant de l'Ikopa et du projet.....	56
III.3.1.1	Présentation des sous-bassins versants	56
III.3.2	La pluviométrie.....	59
III.3.2.1	Présentation des données	59
III.3.2.2	Choix de la loi à utiliser.....	61
III.3.2.3	Paramètres de calcul	62
III.3.2.4	Calcul de la hauteur de pluie maximale de différentes fréquences	63
III.3.3	Estimations des débits des sous-bassins versants	68
III.3.3.1	Coefficient de ruissellement C	68
III.3.3.2	Intensité de pluie.....	69
III.3.3.3	Temps de concentration t_c	69
CHAPITRE IV. GEOMETRIE ET PROFIL EN TRAVERS DE L'AUTOROUTE.....		71
IV.1	Tracé en plan et profil en long	71
IV.1.1	Principe de conception.....	71
IV.1.2	Valeurs caractéristiques du tracé en plan et du profil en long	73
IV.2	Profil en travers type.....	74
IV.2.1	Largeur de la plate-forme de l'autoroute	74
IV.2.2	La hauteur du remblai et la pente du talus	75
CHAPITRE V. CONCEPTION ET ETUDE DU REMBLAI.....		76
V.1	Problèmes liés aux sols compressibles.....	76
V.2	Etude de la stabilité	76
V.2.1	Stabilité vis-à-vis de la rupture rotationnelle	76
V.2.1.1	Méthode de calcul.....	77
V.2.1.2	Modèle géométrique du remblai.....	80
V.2.1.3	Résultats des calculs	81



V.2.1.4	Interprétations des résultats:	83
V.2.2	Stabilité au poinçonnement.....	85
V.2.2.1	Méthode d'approche	85
V.2.2.2	Evaluation de la stabilité au poinçonnement	88
V.2.2.3	Interprétation des résultats.....	88
V.3	Etude du tassement.....	89
V.3.1	Evaluation du tassement pour la première étape de chargement	89
V.3.1.1	Les surcharges du remblai	89
V.3.1.2	Contrainte effective dues au poids propres de chaque couche	91
V.3.1.3	Calcul des tassements	92
V.3.1.4	Temps de consolidation	93
V.3.2	Effet de la mise en œuvre par étape	96
V.3.3	Evaluation d'un tassement par trois étapes de chargement	97
V.4	Première étape de chargement.....	97
V.4.1.1	Deuxième étape de chargement.....	98
V.4.1.2	Troisième étape de chargement	99
V.4.2	Interprétation des résultats de la méthode de mise en œuvre par étape	100
V.5	Amélioration du phasage des travaux	101
V.5.1	Surcharge temporaire pour une hauteur définie de remblai.....	102
V.5.1.1	Evaluation du facteur temps et du degré de consolidation	102
V.5.1.2	Evaluation des tassements induits	102
V.5.1.3	Détermination de la surcharge	103
V.5.2	Interprétations du procédé de la surcharge temporaire	104
V.5.3	Estimation du temps des travaux de terrassement et le mouvement de terres .	105
V.6	Remarque sur la mise en œuvre	107
V.6.1	Compactage et consolidation	107
V.6.2	Couche drainante et film géotextile	107
CHAPITRE VI. CONCEPTION DES STRUCTURES DE CHAUSSEE		108
VI.1	Les variantes de structures.....	108
VI.1.1	Structures souples	109
VI.1.2	Structures bitumineuses épaisses	109
VI.1.3	Les structures en béton de ciment.....	109
VI.2	Dimensionnement suivant la méthode CEBTP	110



VI.2.1	Paramètres d'entrée.....	110
VI.2.1.1	Indice portant de la plate-forme.....	110
VI.2.1.2	Classe du trafic	111
VI.2.2	Structures de la chaussée	111
VI.2.2.1	Structure souple	111
VI.2.2.2	Structure bitumineuse épaisse	112
VI.2.2.3	Structure en béton de ciment	112
VI.3	Dimensionnement par la méthode ALIZE-LCPC	112
VI.3.1	Les étapes de la méthode ALIZE-LCPC	113
VI.3.2	Hypothèses de base	114
VI.3.2.1	Le Trafic	114
VI.3.3	Plateforme de la chaussée	118
VI.3.3.1	Partie supérieure de terrassement	118
VI.3.3.2	Couche de forme.....	118
VI.3.4	Choix de la couche de surface	119
VI.3.5	Valeurs admissibles calculées.....	121
VI.3.5.1	Vérification des structures de chaussées souples et bitumineuse épaisses 121	
VI.3.5.2	Vérification des structures en béton de ciment.....	123
VI.3.6	Choix de la structure de base et variation des épaisseurs	125
VI.3.7	Optimisation acceptable vis-à-vis de des valeurs admissibles et la mise en œuvre 126	
VI.3.8	Epaisseurs finales des couches.....	129
VI.4	Choix des résultats obtenus par les méthodes de dimensionnement	129
VI.5	Définition de la coupe transversale de la structure.....	130
CHAPITRE VII. OUVRAGES D'ASSAINISSEMENTS		132
VII.1	Dimensionnement hydraulique des ouvrages d'équilibre	132
VII.1.1	Topologie de simulation de crues.....	132
VII.1.2	Fonctionnement des dalots	134
VII.1.2.1	Dalot d'assainissement	134
VII.1.2.2	Dalot d'équilibre.....	134
VII.1.3	Dimensionnement des dalots d'équilibre	135
VII.1.3.1	Hypothèses de départ	135



VII.1.3.2	Dimensionnement des dalots d'équilibre.....	136
VII.1.4	Dimensions finaux des dalots le long du projet	139
VII.2	Evacuation des eaux de surface	140
VII.2.1	Débit maximum à évacuer.....	140
VII.2.1.1	Section homogène de calcul	140
VII.2.1.2	Débit à évacuer de chaque fossé	142
VII.2.2	Dimensionnement des fossés de pieds de talus	143
VII.2.2.1	Hypothèses de calcul	144
VII.2.2.2	Calcul de la hauteur des fossés	144
VII.3	Etude mécanique d'un dalot	145
VII.3.1	Prédimensionnement	146
VII.3.2	Evaluation des charges agissant sur le dalot	146
VII.3.2.1	Charges permanentes	146
VII.3.2.2	Charges d'exploitation.....	148
VII.3.2.3	Modélisation des charges appliquées au dalot.....	151
VII.3.3	Calcul des efforts par la méthode de Cross	152
VII.3.3.1	Principe de calcul.....	152
VII.3.3.2	Calcul des moments	154
VII.3.3.3	Calcul des efforts tranchants aux appuis	158
VII.3.4	Calcul des armatures	160
VII.3.4.1	Caractéristiques des matériaux	160
VII.3.4.2	Hypothèses de calcul	161
VII.3.4.3	Armatures de la dalle du tablier.....	161
VII.3.4.4	Armatures de la dalle du radier.....	164
VII.3.4.5	Armatures des piédroits	165
PARTIE III : ANALYSE MULTICRITERE DU CHOIX DE LA CHAUSSEE		170
CHAPITRE VIII. CRITERES D'EVALUATIONS		170
VIII.1	Coût initial de construction de la chaussée.....	170
VIII.1.1	Coefficient de déboursé.....	170
VIII.1.2	Détail quantitatif et estimatif spécifique à la chaussée	171
VIII.1.2.1	Variante de chaussée souple.....	171
VIII.1.2.2	Variante de chaussée bitumineuse épaisse	172
VIII.1.2.3	Variante de chaussée en béton de ciment	173



VIII.2	Coût global des variantes.....	174
VIII.2.1	Coûts actualisés	174
VIII.2.2	Scénario type d'entretien et de renforcement.....	175
VIII.2.2.1	Couts des types de travaux d'entretien.....	177
VIII.2.2.2	Coûts globaux actualisés	177
VIII.3	Critères associés à l'environnement écologique.....	178
VIII.3.1	Les hypothèses d'impacts et de dommages écologiques	178
VIII.3.2	Résultats des études sur l'ACV comparative	179
VIII.3.3	Evaluation des critères sur les variantes de chaussée du projet	180
CHAPITRE IX. ANALYSE MULTICRITERE POUR LA DECISION.....		181
IX.1	Tableau de performance et jeu de pondération.....	181
IX.1.1	Poids des critères.....	181
IX.1.2	Tableau de performance.....	182
IX.2	Tableau de performance modifiée pour ELECTRE I.....	182
IX.3	Indice de concordance spécifique et concordance globale	183
IX.4	Indice de discordance	185
IX.5	Résultats.....	185
IX.5.1	Seuil de surclassement	185
IX.5.2	Résultats du jeu de pondération n°1	186
IX.6	Graphe de surclassement sur les autres jeux de pondération.....	187
IX.6.1	Deuxième jeu de pondération	187
IX.6.2	Troisième jeu de pondération.....	187
IX.7	Discussions et limites de l'analyse	188
CONCLUSION		189
BIBLIOGRAPHIE.....		I
ANNEXES		V

Auteur : **RASOANAIVO Nary Solofomandimby**

Adresse : **II J 132 Bis H Ambodivoanjo**

Téléphone : **+261 33 08 011 16 / +261 32 87 061 06**

E-mail : narydimbypro@gmail.com



Titre du mémoire :

**« CONCEPTION DE L'AUTOROUTE RELIANT IVATO ET ANDOHATAPENAKA EN
INTEGRANT L'AIDE MULTICRITERE A LA DECISION »**

Nombre de pages : 189

Nombre de tableaux : 114

Nombre de figures : 62

RESUME

Au profit du développement, désengorger les Districts d'Analamanga nécessite la construction d'une infrastructure routière adéquate : l'autoroute. Les décideurs auront besoin d'outils d'aide multicritère pour organiser leur prise de décision. Le trafic fort, les contraintes géotechniques et l'agression des eaux sont des paramètres qui conditionnent la conception. Le remblai est nécessaire; les solutions de banquettes latérales, de remblaiement par étape et de surcharge temporaire optimisent la sécurité et la durée d'exécution des travaux sur sols compressibles. Le dimensionnement des variantes de chaussées s'estime mieux par la méthode ALIZE. Les ouvrages d'assainissements dimensionnés contribuent à la sécurité de l'ensemble contre les effets néfastes de l'eau. L'analyse multicritère pour le choix de la chaussée se base sur les critères coûts et impacts sur l'écosystème. La meilleure décision dépendra du poids de chaque critère suivant l'outil ELECTRE.

Mots clés : autoroute, multicritère, décision, conception, remblai, solutions, variantes de chaussées, sécurité, analyse, choix, poids.

ABSTRACT

For the development of the districts of Analamanga, it is compulsory to unblock those districts by building an appropriate road which is the highway. Then, the decision makers will need multicriterion tools to help them and to organize their decision. The conception depends on many parameters including the heavy traffic, the geotechnical restrictions and the water aggression. The embankment is necessary: using the solution of lateral bench, the solution by embanking per stage and the solution by temporary overweighting increase the security besides the period of work over compressible soils. Therefore, the best method for dimensioning the variants of pavement is the ALIZE method. The wastewater facilities which were calculated improve the security of the structure against the harmful effects of the water. For the choice of the pavement, the multicriterion analysis is based on the cost criteria and the impact on ecosystem.

Keywords: highway, multicriterion, decision, conception, embankment, solutions, variants of pavement, security, analysis, selection, weight.

Rapporteur : **Monsieur RANDRIANTSIMBAZAFY Andrianirina**