

**ETUDE TECHNIQUE DE LA VOIRIE ET DES OUVRAGES HYDRAULIQUES  
DE L'AXE RELIANT DAYKAINA A TILLEKAINA (7493ml) DU PROGRAMME  
TILLABERI TCHANDALO AU NIGER**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE  
MASTER D'INGENIERIE  
OPTION : GENIE CIVIL & HYDRAULIQUE  
SPECIALITE : ROUTES ET OUVRAGES D'ART

-----  
Présenté et soutenu publiquement le 15 janvier 2020 par

**ABDOULAYE OUSSEINI Ismael (N° 20140936)**

**Travaux dirigés par :**

**Dr Mounirou LAWANI, Enseignant-chercheur à 2iE, Département Génie Civil et Hydraulique.**

**M.Yanné Abdoul Kader KOUAMA, Conducteur des travaux de Génie Civil à SOGEA SATOM.**

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr Babacar LEYE

Membres : M. Issa MADOUGOU

M. Moussa LO

**Promotion 2019/2020**

## DEDICACES

*À ma mère Haoua ADAMO et à mon père Abdoulaye OUSSEINI pour  
l'amour, le soutien, les conseils et leurs prières qui n'ont cessé de  
m'accompagner depuis ma naissance.*

*Ainsi qu'à ma deuxième maman Lobo ABBA, à mon frère  
ABDOULAYE OUSSEINI Mohamedine et à toute la famille pour le  
soutien et la patience dont ils ont fait preuve.*

## REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abord ALLAH (SWA), le Tout Miséricordieux et le Très Miséricordieux, Maître des cieux et de la terre, pour sa bénédiction, Ses innombrables et immenses bienfaits qu'il nous accorde et par la grâce de Qui, ce travail a pu être accompli. Nous tenons à exprimer notre gratitude et notre reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ce travail.

Je saisis cette occasion pour remercier particulièrement :

- ✓ Pr Mady KOANDA, Directeur Général de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) ;
- ✓ Pr LAWANE GANA Abdou, Chef département génie civil et hydraulique ;
- ✓ Dr Lawani MOUNIROU, Enseignant-chercheur à 2iE et encadreur pédagogique du présent mémoire ;
- ✓ Toute l'équipe administrative et le corps professoral de l'Institut 2iE ;
- ✓ M. Djibrilla KARIMOU, Chef de projet de la Spen, pour sa contribution dans l'obtention de ce stage et ces conseils bénéfiques ;
- ✓ M. Yamné Abdoul Kader KOUAMA, Conducteur des travaux Génie Civil SOGEA-SOTOM, pour sa disponibilité et le professionnalisme dont il a fait preuve quant à la direction de ce travail ;
- ✓ Mlle Abibatou DIOP, pour sa disponibilité et le professionnalisme dont elle a fait preuve quant à la direction de ce travail ;
- ✓ Mes oncles HASSAN ET OMAR pour les conseils, la compréhension et le soutien qu'ils m'ont apporté.
- ✓ Mlle Adama ISSAKA HASSAN, qui n'a cessé de m'encourager et de me soutenir dans toutes les situations ;
- ✓ Toute la famille pour le soutien durant tout le déroulement de mon cursus ;
- ✓ A tous mes amis SADIKOU Salim, ABDOU MAHAMANE Abdel Fataye, MAHAMAT ALI Abdel Hamid et à toute la promotion, pour la part fraternelle et la considération.

## RESUME

Le gouvernement nigérien a initié un programme de partage et volontariste à long terme à travers la réalisation d'infrastructures dans tous les domaines et cela chaque 18 décembre de chaque année afin de développer le secteur du transport et contribuer au désenclavement des régions du pays. La construction des infrastructures de la ville de Tillabéri (Tillabéri Tchandalo) en est un. La présente étude porte sur l'étude de voirie et d'ouvrages hydrauliques de l'axe reliant Daykaina à Tillekaina long de 7 493 m du programme Tillabéri Tchandalo. Afin d'atteindre les objectifs de cette étude, plusieurs volets ont été abordés à savoir :

La reconnaissance de la zone d'étude à travers la caractérisation du cadre du physiques et naturel (le climat, le sol, le relief etc...) et pour la détermination du trafic, l'étude géométrique pour la conception de notre route qui est de type 2 X 2 voies avec TPC pour une vitesse de référence de 60 km/h, l'analyse des données géotechniques pour l'obtention des CBR afin de pouvoir effectuer le dimensionnement de la chaussée par la méthode CEBTP et RATIONNELLE, les études hydrologiques pour la caractérisation du réseau hydrographique de notre zone d'étude afin de pouvoir déterminer le débit d'eau qui arrive à l'exutoire de nos bassin versant, les études hydrauliques pour la détermination des dimensions hydrauliques des ouvrages, les aspects environnementaux et sociaux afin de faire ressortir les impacts du projet et proposé des mesures d'atténuations au impacts négatifs et le dimensionnement structural des ouvrages pour la détermination des plans de ferrailages.

Au terme de cette étude, nous avons obtenu une structure de chaussée constituée d'une couche de roulement de 5 cm en béton bitumineux posée sur une couche de base en graveleux latéritique de 15 cm d'épaisseur qui à son tour repose sur une couche de fondation de 20 cm d'épaisseur en graveleux latéritique, un débit total de 132,06 m<sup>3</sup>/s à évacuer réparti entre sept dalots dont le plus grand évacue un débit de 38,68 m<sup>3</sup>/s, des caniveaux de section 1 X 1 m sur tout le long du tronçon. Le coût du projet est estimé à 7 560 499 227 francs CFA TTC.

### Mots-Clés :

- 1- Bitumage
- 2- Ouvrages hydrauliques
- 3- Voirie
- 4- Tillabéri Tchandalo
- 5- Niger

## ABSTRACT

The Nigerien government has initiated a long-term, voluntary programme of sharing and sharing through the construction of infrastructure in all areas every December 18<sup>th</sup> each year in order to develop the transport sector and contribute to the opening up of the country's regions. The construction of the infrastructure of the city of Tillabéri (Tillabéri Tchandalo) is one of them. This study concerns the study of roads and hydraulic works on the 7,493 m long axis linking Daykaina to Tillekaina of the Tillabéri Tchandalo programme. In order to achieve the objectives of this study, several components were addressed, namely :

The reconnaissance of the study area through the characterization of the physical and natural environment (climate, soil, relief etc...) and for the determination of the traffic, the geometrical study for the design of our road which is of 2 X 2 lane type with TPC for a reference speed of 60 km/h, the analysis of the geotechnical data to obtain the CBR in order to be able to carry out the dimensioning of the pavement by the CEBTP and RATIONAL method, hydrological studies to characterize the hydrographic network in our study area in order to determine the flow of water arriving at the outlet of our watersheds, hydraulic studies to determine the hydraulic dimensions of the structures, environmental and social aspects to highlight the impacts of the project and propose mitigation measures for negative impacts, and structural sizing of the structures to determine the reinforcement plans.

At the end of this study, we obtained a pavement structure consisting of a 5-cm asphalt concrete wearing course laid on a 15-cm thick lateritic gravel base course which in turn rests on a 20-cm thick lateritic gravel base course, a total flow rate of 132.06 m<sup>3</sup>/s to be discharged distributed among seven gutters, the largest of which discharges a flow rate of 38.68 m<sup>3</sup>/s, and gutters with a section of 1 X 1 m along the entire length of the section. The cost of the project is estimated at 7,560,499,227 CFA francs including all taxes.

### Key words :

---

- 1 - Asphaltting
- 2 - Hydraulic structures
- 3 - roads
- 4 - Tillabéri Tchandalo
- 5 – Niger

## LISTE DES ABREVIATIONS

**2iE** : Institut Internationale d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

**BA** : Béton Armé ;

**BB** : Béton Bitumineux

**BAEL** : Béton Armé aux Etats Limites ;

**BV** : Bassin-Versant ;

**CAM** : Coefficient d'Agressivité Moyen ;

**CBR** : Californian Bearing Ratio ;

**CEBTP** : Centre Expérimental de recherche et d'étude du Bâtiment et des Travaux Publics ;

**ELS** : Etat limite de service ;

**ELU** : Etat Limite Ultime ;

**GNT** : Grave Non Traitée ;

**ICTAVRU** : Instructions sur les conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines ;

**BCEOM** : Bureau Central d'Etude pour les équipements d'Outre-Mer

**LCPC** : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées ;

**MPa** : Méga Pascal ;

**OPM** : Optimum Proctor modifié ;

**CIEH** : Comité Interafricaine d'Etude Hydraulique

**PK** : Point Kilométrique ;

**PL** : Véhicule Poids Lourd ;

**SETRA** : Service d'Études techniques des Routes et Autoroutes ;

**TJMA** : Trafic Journalier Moyen Annuel ;

**TPC** : Terre-Plein Central.

**Vr** : Vitesse de référence

**FAO** : Food and Agriculture Organization

**CCTP** : Cahier de Clauses Techniques Particulières

## TABLE DES MATIERES

### Table des matières

DEDICACES .....	i
REMERCIEMENTS .....	ii
RESUME .....	iii
ABSTRACT .....	iv
LISTE DES ABREVIATIONS .....	v
TABLE DES MATIERES .....	vi
LISTE DES TABLEAUX .....	x
LISTE DES FIGURES .....	xi
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE DU PROJET .....	2
I. Présentation de la structure d'accueil .....	2
1. Historique .....	2
2. Domaines d'activité .....	2
a. Routes et terrassements .....	2
b. Génie civil .....	3
c. Hydraulique et assainissement.....	3
d. Bâtiment .....	3
3. La SOGEA-SATOM au Niger .....	4
a. Activités.....	4
b. Moyens humains .....	4
c. Moyens matériels .....	4
II. PRESENTATION DU PROJET .....	5
1. Contexte et justification .....	5
2. La localisation du projet.....	5
3. Cadre physique et naturel de la zone d'étude.....	6
a. Le climat et le sol.....	6
b. Le relief .....	7
c. Agriculture, élevage et pêche .....	7
4. Objectifs de l'étude.....	7
CHAPITRE II : METHODOLOGIE DE CONCEPTION .....	8

CHAPITRE III : ETUDES TECHNIQUES .....	10
I. Etude de la géométrie routière.....	10
1. Normes géométriques .....	10
2. Dimensionnement géométrique .....	11
a. Tracé en plan.....	11
b. Profil en long .....	12
c. Profil en travers.....	12
3. Aménagement des amorces .....	13
II. Dimensionnement structural de la chaussée et analyse des données géotechniques.....	14
1. Analyse des données géotechniques .....	14
a. Reconnaissance des sols de la plateforme .....	14
b. Emprunts latéritiques pour la couche base et la couche de fondation .....	15
c. Carrières des roches massives pour le revêtement.....	15
2. Étude du trafic .....	15
a. Données et hypothèse de calcul .....	15
b. Trafic de l'année de mise en service .....	17
c. Trafic cumulé en poids lourds (Méthode CEBTP) .....	17
d. Classe de trafic et calcul d'essieux équivalents.....	17
3. Dimensionnement structural de la chaussée.....	18
a. Le prédimensionnement par méthode CEBTP .....	18
b. Calcul des contraintes et déformations admissibles.....	20
c. Vérification par le logiciel Alizé LCPC .....	22
III. ETUDE hydraulique et hydrologique .....	22
1. Etude hydrologique.....	22
a. La délimitation des bassins versants .....	23
b. Etude pluviométrique .....	24
c. Calcul des débits décennaux :.....	25
d. Calcul du débit centennal .....	31
e. Synthèse des résultats et choix des débits du projet .....	31
f. Calcul du débit des caniveaux .....	32
2. Etude hydraulique .....	34
a. Choix des ouvrages de franchissement .....	34
b. Calcul des sections hydrauliques des caniveaux.....	35



c.	Dimensionnement hydraulique des dalots.....	36
IV.	Dimensionnement structural des ouvrages.....	39
1.	Normes et règlements de calcul.....	39
2.	Données.....	39
a.	Matériaux.....	39
b.	Sol.....	40
3.	Dimensionnement du caniveau 1x1.....	40
a.	Prédimensionnement.....	40
b.	Ferraillage du caniveau.....	40
4.	Dimensionnement des dalots.....	41
a.	Prédimensionnement.....	41
b.	Méthode de calcul.....	42
c.	Calcul des sollicitations sous charge permanente.....	43
d.	Calcul des Sollicitations sous charges d'exploitation.....	44
e.	Calcul des sections d'armatures.....	44
V.	Signalisation et sécurité routière.....	45
a.	Signalisation temporaire.....	46
b.	Signalisation permanente.....	46
c.	Signalisation verticale.....	48
d.	L'éclairage public.....	49
CHAPITRE V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL.....		50
I.	Etude d'impact environnemental et social.....	50
1.	Identification des impacts du projet.....	50
a.	Impact sur le milieu physique.....	50
b.	Impacts sur le milieu biologique.....	51
c.	Les Impacts sociaux humains.....	51
2.	Présentation des mesures proposées.....	52
a.	Mesures sur les conditions atmosphériques, nuisance sonore et vibrations.....	52
b.	Mesures pour la végétalisation, érosion et sédimentation.....	53
c.	Mesures sanitaires.....	53
3.	Evaluation et analyse des impacts du projet.....	54
a.	Evaluation des impacts du projet.....	54
II.	Devis estimatif et quantitatif.....	56



CONCLUSION .....	58
BIBLIOGRAPHIE .....	59
ANNEXE .....	60

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Valeurs limites des tracés en plan (ICTAVRU,2009).....	12
Tableau 2: Classification des sols (CEBTP, Guide de dimensionnement des chaussées,1984) .....	14
Tableau 3: comptage poste de Daykaina (Pk0+000).....	16
Tableau 4:comptage poste de Tillekaina (Pk7+000).....	16
Tableau 5: classification du trafic par la méthode (CEBTP, Guide de dimensionnement des chaussées,1984 .....	18
Tableau 6:variante de chaussée proposée (CEBTP, Guide de dimensionnement des chaussées,1984).....	19
Tableau 7:Module de Young des matériaux de chaussée (Mm. A. Andrieux ; B. Bamba ; F. X. Caseneuve ; A. Cave ; M. Cosyn ; et Al., 1980).....	20
Tableau 8: vérification des déformations .....	22
Tableau 9: résultats de l'analyse fréquentielle .....	25
Tableau 10:coefficient de ruissellement (BCEOM).....	26
Tableau 11:résultats des débits calculés par la méthode rationnelle .....	27
Tableau 12: valeurs de Pm10 .....	29
Tableau 13:valeurs de Ig pour les bassins versants.....	30
Tableau 14:valeurs de Kr10 .....	30
Tableau 15: valeurs de Tb10.....	31
Tableau 16:choix des débits de projet .....	32
Tableau 17:les débits de dimensionnement caniveaux.....	33
Tableau 18: coordonnée des exutoires des bassins versants et les types d'ouvrages choisis....	34
Tableau 19: récapitulatif des dimensions des caniveaux.....	35
Tableau 20:récapitulatif des valeurs de $q^*$ ; $H1^*$ ; $H1$ ; $Q^*$ ; $Ic^*$ ; $Ic$ ; $q^{**}$ ; $V$ .....	38
Tableau 21:Les dimensions définitives des ouvrages .....	39
Tableau 22 : Aciers théoriques calculés et choix des armatures du caniveau 1x1 .....	41
Tableau 23:épaisseurs retenues après prédimensionnement.....	42
Tableau 24: sollicitation permanente sur le Dalot.....	43
Tableau 25:sollicitation sous charge d'exploitation .....	44
Tableau 26: choix des sections d'armatures du Dalot 5X1.5X3 .....	45
Tableau 27 : Caractéristique géométrique des panneaux .....	48
Tableau 28 : Hauteur des candélabres .....	49
Tableau 29 : Espacement des candélabres .....	49
Tableau 30:Matrice numérique .....	55
Tableau 31: Matrice de Fecteau .....	56
Tableau 32: récapitulatif des devis estimatifs .....	57

## LISTE DES FIGURES

Figure 1: localisation de zone du projet.....	6
Figure 2: plan type des amorces .....	13
Figure 3:délimitation des bassins versants Global Mapper,18 .....	23
Figure 4: schéma de répartition des charges permanentes.....	43
Figure 5:ligne discontinues de type T'1 .....	47
Figure 6:Ligne d'effet des feux .....	47
Figure 7 : Passage piéton .....	47
Figure 8: répartition du coût global du projet .....	57

## INTRODUCTION

Le Niger est un vaste pays continental éloigné de toute façade maritime et couvrant une superficie de 1 267 000 km<sup>2</sup>. Sa population est estimée à 21 millions d'habitants en 2018. La quasi-absence de voie ferrée en exploitation sur le territoire, les problèmes de navigabilité sur le fleuve Niger, la faiblesse du transport aérien du fait de son coût trop élevé fait du transport routier le principal mode de transport. Le réseau routier national totalise, en 2016, 19 957 km de route dont 4 361 revêtues, 7 877 km de route en terre non revêtus, le reste étant constitué de routes rurales et pistes sommaires. Cet ainsi, dans le but de promouvoir l'émergence des routes au Niger le gouvernement a mis sur pied un programme de renaissance dont la mission est la transformation de l'ensemble du territoire à travers la réalisation d'infrastructures dans tous les domaines de la vie et cela chaque du 18 décembre de chaque année. Cette année, c'est Tillabéri, qui ait été désignée pour abriter les festivités du 61<sup>ème</sup> anniversaire de la proclamation de la République, le 18 décembre, célébration désignée sous le nom de « Tillabéri Tchandalo ». Ce programme permettra à la région de Tillabéri de bénéficier à son tour d'un paquet d'infrastructures comprenant la voirie urbaine, des équipements d'assainissement et des réseaux d'eau.

L'entreprise SOGEA-SOTOM, attributaire du marché, est dans l'obligation de produire des documents techniques, administratifs et financiers afin d'aboutir à une réalisation conforme et professionnelle du projet.

Le présent mémoire, afin de répondre à cette problématique, fournit une étude technique détaillée accompagnée d'un devis quantitatif et estimatif permettant de venir à bout des obstacles rencontrés sur le terrain. Cette étude sera axée sur les principaux points suivants :

- ⇒ La conception géométrique ;
- ⇒ L'analyse des données géotechniques ;
- ⇒ Le dimensionnement structurel de la chaussée et de ses ouvrages d'assainissement ;
- ⇒ Une étude d'impact environnemental et social ;
- ⇒ La présentation d'une méthodologie d'exécution.

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE DU PROJET

### I. Présentation de la structure d'accueil

L'entreprise SOGEA-SATOM est l'une des principales composantes internationales du groupe français connu sous le nom de VINCI Construction. Ce groupe s'est implanté dans 116 pays où il intervient dans le domaine de la construction des infrastructures (routes, barrages, châteaux d'eau, etc.).

#### 1. Historique

Filiale africaine de Vinci Construction, SOGEA-SATOM est présente sur le continent africain depuis près de 90 ans et dans plus de 20 pays, dont le Niger.

Opérateur stable et permanent en Afrique, la SOGEA-SATOM a commencé son aventure dès les années 1930, au Maroc, avec l'ouverture de l'usine Sidi Bouknadel et la fourniture des premiers conduits d'adduction d'eau de Rabat. Puis, elle se poursuit en plein cœur du continent africain en 1948, lorsqu'elle s'implante au Gabon, puis en 1951, avec la signature de ses premiers contrats de travaux routiers au Niger et au Tchad. C'est ainsi que la SATOM a su se positionner comme le chef de file des entreprises du BTP au Niger notamment en ce qui concerne les travaux routiers.

Parmi les clefs du succès et de la force de SOGEA-SATOM, il y a :

- ✓ L'ancienneté et la solidité de ses liens administratifs avec l'Afrique ;
- ✓ La capacité de disposer de moyens humains et matériels adéquats ;
- ✓ Le respect des normes techniques et des règles de sécurité ;
- ✓ La bonne organisation et la qualité observée lors de l'exécution des travaux ;
- ✓ La prise en compte du volet environnemental et social dans chaque projet.

#### 2. Domaines d'activité

##### a. Routes et terrassements

En plaine ou en montagne, à travers les déserts ou la forêt équatoriale, des milliers de véhicules circulent chaque jour sur des routes réalisées par la SATOM. La SOGEA-SATOM a construit plus de dix mille kilomètres de routes bitumées et réhabilité environ cinq mille kilomètres de

voies défoncées ou ravinées par les pluies. Ses interventions couvrent l'ensemble des travaux : étude de tracé, reconnaissance géotechnique, exploitation des carrières, terrassement, assainissement, ouvrages d'art, couches de chaussée, revêtement, signalisation...

### **b. Génie civil**

En génie civil, les équipes de SOGEA-SATOM s'adaptent aux demandes des pays africains, quels que soient leurs besoins, leur programme de développement ou leur situation géographique. En collaboration éventuelle avec les sous-traitants locaux, les équipes de génie civil de SOGEA-SATOM participent à la conception, au pilotage et à la réalisation :

- ✓ D'infrastructures hydrauliques (barrages, châteaux d'eau, stations d'épuration et de traitement) ;
- ✓ D'infrastructures aéroportuaires (aérogares, tours de contrôle, pistes, etc.).
- ✓ Les ports en eau profonde ;
- ✓ Les ponts, passages supérieurs ou inférieurs et viaducs ;
- ✓ Les barrages de régulation ou liés à la production d'électricité ;
- ✓ Les centrales thermiques notamment celle de Kotu (en Gambie) et celle de Tombo 3 (en Guinée).

### **c. Hydraulique et assainissement**

Les compétences de la SOGEA-SATOM en hydraulique s'exercent dans différents domaines :

- ✓ Construction et réhabilitation des réseaux d'eau potable, usée, pluviale, de rejets industriels, d'hydrocarbures ;
- ✓ Construction et réhabilitation des stations de traitement d'eaux potables et usées ;
- ✓ Fourniture du matériel pour la maintenance des installations de pompage, de traitement et d'épuration.

### **d. Bâtiment**

L'Afrique poursuit le développement de ses infrastructures urbaines. Ici et là, la SOGEA-SATOM réalise des édifices tels que les hôpitaux, hôtels, lycées et collèges, logements, bureaux, marchés ou les centres culturels. Ainsi, la SOGEA-SATOM intervient dans la réalisation de plusieurs types de bâtiment. Ces bâtiments ont dans certains cas, des conceptions simples pour servir et durer avec un minimum de maintenance dans les zones éloignées des agglomérations urbaines. Ils peuvent également constituer des structures sophistiquées, en

mettant en œuvre des matériaux et des techniques plus modernes comme dans le cas des quatre sièges nationaux de la BCEAO réalisés au Togo, au Niger, au Bénin et au Burkina Faso.

### 3. La SOGEA-SATOM au Niger

#### a. Activités

SOGEA-SATOM est présente au Niger depuis plus de 60 ans et intervient dans les mêmes corps de métier que sa maison mère. Pour les dix dernières années, l'activité de SOGEA-SATOM au Niger est consacrée à :

- ✓ 60 % aux travaux routiers et de terrassement ;
- ✓ 20 % au génie civil ;
- ✓ 10 % à l'hydraulique et assainissement ;
- ✓ 10 % au bâtiment.

Opérateur stable et permanent, SOGEA-SATOM se positionne comme le chef de file des entreprises du BTP au Niger. L'Agence SOGEA-SATOM Niger est située dans la zone industrielle de Niamey sur la rue des Brasseries et dispose d'un parc matériel performant.

#### b. Moyens humains

SOGEA-SATOM Niger compte aujourd'hui 1 004 travailleurs, dont 752 permanents et 252 temporaires.

#### c. Moyens matériels

Le matériel constitue une part très importante des ressources de la société, il est l'essentiel de son patrimoine. Il détermine la capacité de l'entreprise à exécuter des travaux importants dans le respect des délais.

Le parc matériel de SOGEA-SATOM Niger comprend environ 800 machines variées dont : des pelles, des camions-bennes, des camions-citernes, des camions-grues, des niveleuses, des compacteurs, des tractopelles, des bulldozers, des grues à tour, des camions-toupies, des centrales d'enrober, des centrales à bétons, des bétonnières, des groupes électrogènes, des véhicules pour le transport du personnel, de fonction et de services, etc.



## II. PRESENTATION DU PROJET

### 1. Contexte et justification

Le Niger s'est doté d'une vision partagée et volontariste à long terme, pour devenir un pays émergent, démocratique et uni dans sa diversité. Ainsi, la modernisation des villes du Niger est un volet essentiel inscrit dans le programme de renaissance du Niger dont l'ambition est la transformation de l'ensemble du pays à travers la réalisation d'infrastructures dans tous les domaines de la vie et cela chaque du 18 décembre de l'année. Cette modernisation de la ville suit son cours normal depuis le 18 décembre 2014 avec « Dosso Sogha » et tout récemment en décembre 2018 « Zinder Saboua » en passant évidemment par « Maradi Kolliya » en 2015 ; « Agadez Sokni » en 2016 ; « Tahoua Sakola » en 2017. Cette année, c'est Tillabéri, qui ait été désignée pour abriter les festivités du 61ème anniversaire de la proclamation de la république, le 18 décembre, célébration désignée sous le nom de Tillabéri « Tchandalo ». Ce programme permettra à la région de Tillabéri de bénéficier à son tour d'un paquet d'infrastructure comprenant la voirie urbaine, des équipements d'assainissement et des réseaux d'eau potable.

### 2. La localisation du projet

La région de Tillabéri est située au sud-ouest de la République du Niger. Elle couvre une superficie de 97 251 km<sup>2</sup> (97 506 km<sup>2</sup> avec la commune urbaine de Niamey enclavée), soit 7.7 % du pays. Elle s'inscrit entre le 10° 12' 37" nord et le 1° 27' 10" et est limitée :

- ✓ Au nord par la République du Mali,
- ✓ À l'est par les régions de Tahoua et Dosso,
- ✓ Au sud par le Bénin,
- ✓ À l'ouest par le Burkina Faso.

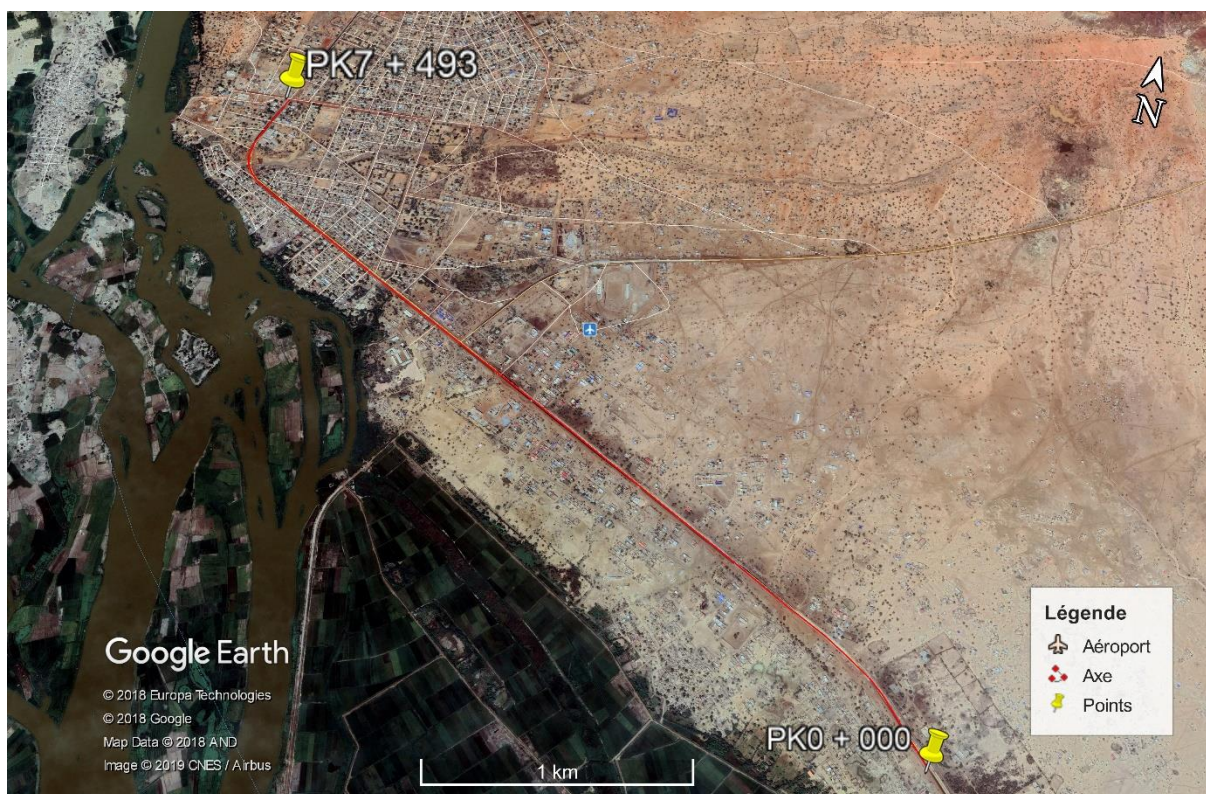


Figure 1 : localisation de zone du projet

### 3. Cadre physique et naturel de la zone d'étude

#### a. Le climat et le sol

La région connaît un climat de type sahélien caractérisé par une courte saison de pluie (juin à septembre) et une longue saison sèche (octobre à mai).

Sur le plan pédologique, on distingue trois types de sols :

- ✓ Les sols des plateaux cuirassés, qui sont très dégradés et n'offrent aucune possibilité agricole du fait de leur profondeur, et surtout de leur extrême aridité ;
- ✓ Les sols à texture sableuse incluant les sols ferrugineux tropicaux des vallées sablonneuses. Ils sont utilisés à des fins agricoles pendant l'hivernage et exposés à une dégradation continue en raison du manque de jachère ;
- ✓ Les sols idiomorphes localisés dans la vallée du fleuve Niger. Ils sont réservés aux cultures de contre saison.

### b. Le relief

C'est un plateau à environ 250 d'altitude coupé par des cours d'eau temporaires (Gorouol, Sirba) et permanents (Mékrou, Tapoa). À l'est, dans le département de Filingué, elle comprend une partie de la vallée du Dallol Bosso, empreinte du cours d'eau fossile de l'Azawak.

### c. Agriculture, élevage et pêche

Le niveau des précipitations et la présence du fleuve Niger et de quelques affluents en font une région propice pour l'agriculture dans la partie sud-ouest. Elle produit 75 % du riz du pays, 18 % du mil, du sorgho et des cultures maraîchines.

La région élève 21 % des bovins du pays, 19 % des ânes, 14 % des ovins, 13 % des chèvres et est la première fournisseuse de poisson du pays.

## 4. Objectifs de l'étude

### ✓ Objectif général

Le présent stage a pour objet de proposer une étude technico-économique et environnementale de la voirie et des ouvrages hydrauliques de l'axe reliant Daykaina à Tillekaina du programme Tillabéri Tchandalo au Niger

### ✓ Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques du présent mémoire visent à :

- ⇒ Faire une étude de base ;
- ⇒ Faire la conception et le dimensionnement de la chaussée et de ses ouvrages ;
- ⇒ Proposer d'un plan de gestion environnemental et social ;
- ⇒ Evaluer le coût du projet.

## CHAPITRE II : METHODOLOGIE DE CONCEPTION

Dans le but de mieux atteindre les objectifs dudit projet avec efficience, il est nécessaire et impératif de produire des résultats scientifiquement acceptables, obtenus en respectant les normes et une méthodologie rigoureuse. De nombreuses études différentes et dépendantes les unes des autres seront menées afin d'aboutir à la mise sur pied d'une chaussée stable, résistante et esthétique, d'ouvrage d'assainissement et de drainage des eaux de haute qualité.

Les méthodes utilisées pour la mise en place de ce projet sont toutes aussi différentes les unes des autres et il convient de présenter ici chacune.

### ✓ Etude de la géométrie routière

Elle consistera à proposer un tracé et une géométrie convenable du tronçon ainsi que son raccordement au réseau routier existant. Les caractéristiques choisies doivent remplir un certain nombre de conditions sur le plan des fonctions que la voie doit assurer, le niveau de satisfaction à atteindre pour chacune de ces fonctions, tout cela en relation avec l'environnement économique, géographique ainsi que la configuration du réseau. Le type de route à retenir dans le cadre du présent projet est fortement conditionné par la vitesse de référence de la chaussée.

Afin de réaliser notre conception, nous nous servirons du document pilote du SETRA pour l'aménagement des voiries urbaines et périurbaines à savoir l'ICTAVRU. Ce document nous permettra de réaliser la conception en nous renseignant sur les paramètres tels que la distance d'arrêt, la visibilité en angle saillant, rentrant et en courbe, le tracé en plan, le profil en long et le profil en travers. Une fois les paramètres géométriques établis, nous procéderons à l'implémentation et mise en forme à l'aide du logiciel Covadis qui nous fournira ensuite tous les plans, cubatures, profils, etc.

### ✓ Etude géotechnique

Les études géotechniques sont menées dans le but de déterminer la structure de chaussée appropriée d'une part, mais aussi pour vérifier la qualité des matériaux d'autre part. Une série d'essais et tests seront menés conformément aux normes en vigueur afin de déterminer un profil géotechnique complet de la zone d'étude. On utilisera les recommandations du « Guide de conception et de dimensionnement des chaussées en pays tropicaux » lors du choix des

matériaux ainsi que les épaisseurs de mise en œuvre. Ensuite, le « Manuel de dimensionnement des chaussées » nous donnera les étapes à suivre pour le calcul des sollicitations sur les matériaux de chaussée, et une vérification des sollicitations se fera sur le logiciel SETRALIZE LCPC.

✓ Etude hydraulique et hydrologique

Pour la caractérisation des écoulements en contact avec les tronçons, la délimitation des bassins versants, et la proposition d'ouvrages hydrauliques adaptés, les études hydrauliques et hydrologiques sont nécessaires, car comme nous le savons la première ennemie de la route c'est l'eau. Pour cela, nous devons délimiter la zone d'étude, générer une carte topographique grâce à Global Mapper et évaluer les bassins, dont les écoulements, ou alors les exutoires sont en contact avec la voie.

✓ Etude des ouvrages d'assainissement

Cette partie nous permettra de sélectionner les différents ouvrages d'assainissement de la nouvelle chaussée. Partant des études hydrauliques, nous ferons un prédimensionnement, et ensuite nous ferons un dimensionnement béton armé complet afin de proposer des notes de calcul et des plans.

✓ Etude d'impact environnemental et social et estimation du coût du projet

Elle consiste dans une première partie à une identification des impacts négatifs et positifs du projet sur la zone d'étude et mettre en place des mesures d'atténuation et en suite à présenter un devis estimatif du projet.

## CHAPITRE III : ETUDES TECHNIQUES

### I. Etude de la géométrie routière

La caractérisation géométrique d'une route peut se définir comme l'ensemble des éléments à satisfaire pour que la liaison routière soit sûre, efficace et confortable. La route doit permettre à un usager normal, circulant à une vitesse inférieure ou égale à la vitesse de sécurité choisie, de parcourir son trajet dans des conditions satisfaisantes de sécurité, de confort, de stabilité et d'économie. Cette activité va du choix du tracé à l'estimation du coût du projet passant par l'établissement et les calculs des différents plans permettant la parfaite définition du projet. Cette dernière se fait grâce à des documents tels que le tracé en plan, le profil en long et les profils en travers. Les caractéristiques choisies doivent remplir un certain nombre de conditions sur le plan des fonctions que la voie doit assurer, le niveau de satisfaction à atteindre pour chacune de ces fonctions, tout cela en relation avec l'environnement économique, géographique ainsi que la configuration du réseau.

#### 1. Normes géométriques

Les techniques d'aménagement des infrastructures routières sont régies par des normes. Ces normes définissent les différentes catégories des routes à aménager, de même que les paramètres cinématiques à prendre en compte.

Les normes françaises utilisables au Niger sont :

- ✓ L'ICTAAL (Instructions sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison) du 22 octobre 1985 relatif aux infrastructures de type autoroutier.
- ✓ L'INCARNE (Instructions sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Routes Nationales) du 28 octobre 1985 relative aux routes principales interurbaines : remplacé par le guide ARP (Guide D'Aménagement des Routes Principales) du 5 août 1994.
- ✓ L'ICTAVRU (Instructions sur les conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines) de 1986. Relatives aux autoroutes et artères urbaines.

Notre projet porte sur l'étude d'une voirie urbaine, d'où le choix de la norme ICTAVRU (Instructions sur les conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines).

La norme ICTAVRU définit deux grandes familles de route :

- ✓ Les voies de type A : autoroute, route express ou autre ;
  - ⇒ Ce sont des voies dont les objectifs sont un trafic de transit privilégié ;
  - ⇒ Une intégration du projet dans un itinéraire autoroutier exigeant une homogénéité des caractéristiques géométriques et une continuité de qualité de service ;
  - ⇒ Une faible interaction fonctionnelle entre la voie et le site.

Ces voies sont dimensionnées pour des vitesses de référence de 80 km/h ou de 100 km/h.

- ✓ Les voies de type U : concerne tous les types de routes à l'exception des autoroutes

En effet ce sont des voies dont les objectifs sont les suivants :

- ⇒ Relations fonctionnelles avec un site très urbanisé ou à devenir ;
- ⇒ Trafics d'échanges et locaux prépondérants ;
- ⇒ Points d'échanges fréquents ;

Ces voies sont généralement dimensionnées pour des vitesses de référence de 80 km/h ou de 60 km/h.

Notre route n'étant pas une autoroute, les contraintes du terrain étant non négligeables et trafic locaux élevé, nous avons fait le choix d'une route de type U avec une vitesse de référence égale à 60 km/h.

## 2. Dimensionnement géométrique

L'étude du tracé en plan et du profil en long de la route a été effectuée sur la base de normes et de prescriptions techniques. Pour ce faire, nous disposons comme données d'entrée, les levés topographiques. Les différents tracés ont été effectués en respectant les rayons de raccordement, les distances d'alignement droit et de visibilité. L'objectif étant de limiter au maximum les démolitions, les décapages et tous les autres travaux supplémentaires nécessitant la mise en place de moyens importants.

### a. Tracé en plan

Le tracé en plan est la projection sur un plan horizontal de l'axe de la route, l'axe étant constitué d'une succession de segments de droites raccordés entre eux par des courbes qui peuvent être

soit des cercles, soit des clothoïdes, soit une combinaison des deux. La combinaison des éléments doit respecter autant que possible les contraintes topographiques, sécuritaires, de confort et de bonne visibilité. Le tableau 1 ci-dessous donne les valeurs limites du tracé en plan.

Tableau 1 : Valeurs limites des tracés en plan (ICTAVRU, 2009)

	U 60	U 80
Rayon non déversé	200 m	400 m
Rayon minimal	120 m	240 m

Un examen particulier des conditions de visibilité doit être fait, si le rayon en plan est inférieur au rayon non déversé ; si les conditions de visibilité conventionnelles ne peuvent être remplies, dans ces zones, des aménagements particuliers (ralentisseurs, signalisation verticale et horizontale) devront être mis en place pour assurer la sécurité de l'utilisateur.

#### b. Profil en long

Le profil en long est une représentation plane de la surface du terrain naturel suivant un plan vertical contenant l'axe du tracé ; il détermine la configuration du terrain au droit de l'axe de la route caractérisé par des droites (pente, rampe), courbe horizontale ou inclinée. Nous avons suivi les recommandations proposées par ICTAVRU et on obtient :

- ✓ Déclivité maximale 6 % ;
- ✓ Rayon minimal en angle saillant (en m) 1 500 ;
- ✓ Rayon normal en angle saillant (en m) : 2 500 ;
- ✓ Rayon minimal en angle rentrant (en m) : 800 ;
- ✓ Rayon normal en angle rentrant (en m) : 1 500 ;

#### c. Profil en travers

Le profil en travers est une coupe transversale menée selon un plan perpendiculaire à l'axe de la route projetée. Les dimensions du profil en travers et plus spécifiquement de chacun de ses constituants (chaussée, TPC, accotements) doivent satisfaire les exigences suivantes : Écoulement du trafic ; sécurité des usagers et des riverains ; implantation des ouvrages d'art ; assainissement ; équipements d'exploitation et de sécurité ; implantation de l'éclairage ; prise en compte des opérations d'entretien.



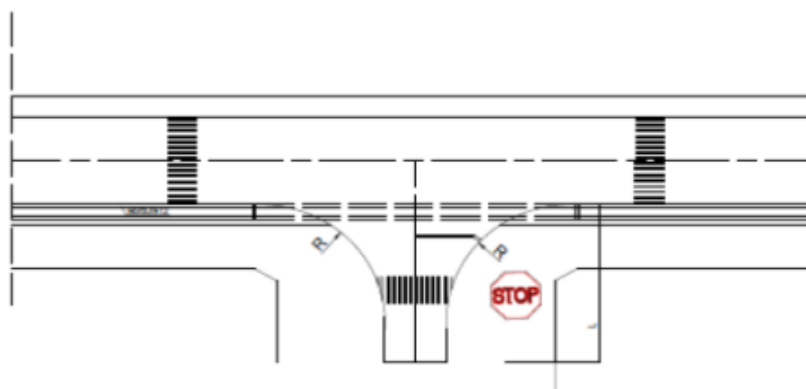
Partant des prescriptions du CCTP et des normes établies, le profil en travers type de la route se présente comme suit :

- ✓ Circulation : 2 chaussées de 2 voies chacune séparée par un TPC ;
- ✓ Largeur de la chaussée principale :  $2 \times 7$  m revêtus en béton bitumineux ;
- ✓ Terre-plein central (TPC) : 1,5 m
- ✓ Caniveaux de section 1 X 1 ;
- ✓ Trottoirs : 1,5 m revêtu en Pavé ;
- ✓ Pente transversale : 2,5 % le long du tronçon ;
- ✓ Pente de talus de remblai : 2/3.
- ✓ Pente de talus de déblai : 1/1

**Le profil type est fourni en Annexe XI.**

### 3. Aménagement des amorces

Les amorces se raccordent à la voie principale. Elles conduisent dans les quartiers et seront bitumées sur environ 20 m.



TYPES AMORCES	L (m)	I (m)	R (m)
GRANDE	20	9	15
MOYENNE	20	7	15 ou 12

Figure 2: plan type des amorces

## II. Dimensionnement structural de la chaussée et analyse des données géotechniques.

La consistance d'un projet ne doit pas seulement se limiter à la recherche d'un bon tracé ; elle doit s'intéresser aussi à la détermination de la nature et des épaisseurs des couches qui constituent la structure de chaussée afin qu'elle puisse résister aux diverses agressions auxquelles elle sera soumise tout au long de sa durée de vie. Les paramètres cruciaux à prendre à compte pour le dimensionnement des structures de chaussée sont : le trafic, l'environnement de la route (le climat, le milieu naturel, relief, etc.), le sol support, hydrologie et les propriétés des matériaux envisagés.

### 1. Analyse des données géotechniques

Le rapport géotechnique mis à notre disposition comporte une synthèse des résultats des différents essais réalisés sur la plateforme et aussi sur les carrières qui seront utilisées. Les essais réalisés sont au nombre de cinq : Analyse granulométrique, Limites d'Atterberg, Essai Proctor modifié, CBR, Los Angeles et Micro Deval.

#### a. Reconnaissance des sols de la plateforme

Les résultats des essais de portance montrent un CBR variant de 51 à 95 % et de 15 à 90 % de l'OPM ce qui nous permet d'avoir la classe S4 pour le sol de la plateforme avec un CBR 20. En se référant au tableau 2 ci-dessous tiré du CEBTP.

Les résultats des essais sont résumés à l'annexe I.

*Tableau 2 : Classification des sols (CEBTP, Guide de dimensionnement des chaussées, 1984)*

Classe de sols	Valeurs CBR
S1	CBR < 5
S2	5 < CBR < 10
S3	10 < CBR < 15
S4	15 < CBR < 30
S5	CBR > 30

### b. Emprunts latéritiques pour la couche base et la couche de fondation

La carrière latéritique sélectionnée pour la mise en place de la couche de base et de la couche de fondation est localisée sur la route de Tillabéri (GOROBIO). La valeur prise pour la détermination du module pour la couche de fondation est la valeur minimale obtenue des valeurs de CBR de la carrière qui est de 64, soit un module de 320 Mpa. Pour la couche de base, le dimensionnement prendra en compte un CBR de 80 équivalents à un module de 400 Mpa. Les résultats des essais réalisés sont présentés en annexe I.

### c. Carrières des roches massives pour le revêtement

Pour l'exclusion de la couche de revêtement, les matériaux utilisés sont ceux de la carrière de Losa situé non loin de la zone du projet. Ainsi des essais Los Angeles et de Micro Deval Humide ont été effectués, les résultats obtenus varient de 16,3 % à 21,44 % pour une valeur admissible  $\leq 25$  pour les essais de Los Angeles et de 7 % à 8,1 % pour une valeur minimale admissible  $\leq 20$  pour les essais de Micro Deval humide. Résultats des essais réalisés sont présentés en annexe I.

## 2. Étude du trafic

Le trafic est un paramètre très important qui doit être pris en compte pour tout dimensionnement de chaussée, car nous permet de définir et de prendre en compte les charges agissant sur la chaussée.

### a. Données et hypothèse de calcul

Une campagne de comptage a eu lieu durant la période du 07 au 12 février 2019. Les résultats du dépouillement sont synthétisés dans les tableaux 3 et 4 suivants :

*Tableau 3 : comptage poste de Daykaina (PK 0 + 000)*

RN 1 (Traversée de la ville)	PK 0+000 du tronçon AXE 1	
	Côté droit	Côté gauche
Trafic hebdomadaire	1 372	1 308
Trafic poids lourd hebdomadaire	184	159
Trafic moyen journalier	229	218
Trafic moyen journalier poids lourd	<b>31</b>	<b>27</b>
% Poids lourd	13	12

*Tableau 4 : comptage poste de Tillekaina (Pk 7 + 000)*

Traversée de la RN 1	PK 7+000 FIN TRONÇON	
	Côté droit	Côté gauche
Trafic hebdomadaire	1 157	1 127
Trafic poids lourd hebdomadaire	253	271
Trafic moyen journalier	193	188
Trafic moyen journalier poids lourd	<b>42</b>	<b>45</b>
% Poids lourd	22	24

Les résultats obtenus au niveau du poste de Daykaina (PK 0 + 000) et celui de Tillekaina (PK 7 + 000) sont variants entre 27 et 45.

Les hypothèses retenues pour le calcul du trafic de dimensionnement sont les suivantes :

- ✓ Essieu de référence de 13 tonnes ;
- ✓ Durée de vie (n) de 20 ans ;
- ✓ Trafic poids lourds / jour / sens = 42 PL ;
- ✓ Taux géométrique de croissance annuelle du trafic : 5 % ;
- ✓ Année de mise en service : 2019 ;
- ✓ Coefficient d'Agressivité Moyen CAM : 1,00 pour le sol et 0.8 pour les matériaux bitumineux.

**b. Trafic de l'année de mise en service**

En considérant une croissance exponentielle du trafic, le trafic moyen journalier annuel actualisé est donné par la formule suivante :

$$T_0 = TMJA = Tpl \times (1 + i)^{n'}$$

i : taux de croissance géométrique ;

T<sub>0</sub> : trafic moyen journalier à l'année de mise en service des poids lourds de la route ;

Tpl : trafic moyen journalier à l'année de comptage des poids lourds ;

n' : intervalles de temps entre l'année de comptage et l'année de mise en service.

$$D'où T_0 = 47 PL/j/sens$$

**c. Trafic cumulé en poids lourds (Méthode CEBTP)**

Le manuel CEBTP propose plusieurs formules pour le calcul du trafic cumulé. Compte tenu des données prises dans l'hypothèse, celle retenue est la suivante :

$$365 \sum_1^n Tn = 365 \times T_0 \frac{(1 + i)^n - 1}{i}$$

T<sub>0</sub> : trafic moyen journalier de la première année (année de mise en service) ;

n : nombre d'années (correspondant à la durée de vie du projet) ;

T<sub>n</sub> : trafic moyen journalier de l'année n ;

i : taux d'accroissement annuel du trafic ;

365 ∑<sub>1</sub><sup>n</sup> T<sub>n</sub> : trafic cumulé pendant la durée de vie du projet (15 ans dans notre cas).

$$365 \sum_1^n Tn = 5.6725 \times 10^5$$

**d. Classe de trafic et calcul d'essieux équivalents**

La classe du trafic est donnée par le guide CEBTP à partir de la valeur du trafic cumulé, le tableau 5 ci-après montre le choix qu'on a opéré.

Tableau 5 : classification du trafic par la méthode CEBTP (CEBTP, Guide de dimensionnement des chaussées, 1984)

<b>Trafics cumulés</b>
$T1 < 5 \times 10^5$
$5 \times 10^5 \leq T2 < 1,5 \times 10^6$
$1,5 \times 10^6 \leq T3 < 4 \times 10^6$
$4 \times 10^6 \leq T4 < 1 \times 10^7$
$1 \times 10^7 \leq T5 < 2 \times 10^7$

Le trafic équivalent est donné par la formule suivante :

$$NE = T_n \times CAM$$

$$NE = 5.6725 \times 10^5$$

### 3. Dimensionnement structural de la chaussée

La chaussée est la partie de la voie affectée à la circulation des véhicules elle a pour objet d'absorber les charges dues aux véhicules, de supporter le poinçonnement résultant du stationnement des véhicules, d'encaisser les variations journalières et saisonnières de température et de rejeter les eaux de pluie vers l'extérieur. La chaussée mise en place dans ce projet est une chaussée souple à couche de base et de fondation non traitée.

#### a. Le prédimensionnement par méthode CEBTP

Consiste à proposer les épaisseurs à donner aux différentes couches de la chaussée sur la base de nombreuses méthodes et démarche de calcul. Mais après vérification des contraintes, ces dimensions proposées peuvent être maintenues ou modifiées. En ce qui concerne le prédimensionnement, nous disposons de nombreuses méthodes entre autres la méthode C.B.R (California Bearing Ratio) et les abaques du « Guide pratique de dimensionnement des chaussées des pays tropicaux ». Nous optons dans le cadre de ce projet pour la méthode proposée par le Guide pratique de dimensionnement des chaussées des pays tropicaux (méthode CEBTP). Cette méthode est le résultat de travaux effectués par des ingénieurs du centre

Expérimental de recherche d'Etude du Bâtiment et des Travaux Publics (CEBTP), sur l'étude de comportement de 7 000 km de chaussée.

En se basant sur les études précédentes qui nous ont permis de déterminer la classe du sol ainsi que le trafic, le guide de dimensionnement des chaussées dans les pays tropicaux (CEBTP) nous propose plusieurs possibilités. Disposant donc d'un sol S4 et d'un trafic de type T2, il se présente alors de nombreuses variantes des chaussées. On fera donc un choix en fonction de la disponibilité des matériaux, du coût probable, ainsi que de la mise en œuvre. Suivant ces critères, nous pouvons retenir les possibilités proposées dans le tableau 6 suivant :

*Tableau 6 : variante de chaussée proposée (CEBTP, Guide de dimensionnement des chaussées, 1984)*

Désignation	Chaussée souple		
	Possibilité 1	Possibilité 2	Possibilité 4
<b>Couche de roulement</b>	05 cm de béton Bitumineux	05 cm de béton Bitumineux	05 cm de béton Bitumineux
<b>Couche de base</b>	15 cm de grave latéritique	20 cm de grave bitume	20 cm de grave latéritique naturel
<b>Couche de fondation</b>	20 cm de grave latéritique	20 cm de grave latéritique	20 cm de concassé 0/d

Nous avons ici trois principales variantes près sélectionnées. Ces dernières garantissent le même niveau de sécurité. Afin de choisir une des options, nous avons mené une analyse multicritère basée sur le coût de production, la disponibilité des matériaux, la mise en œuvre.

Suivant cette analyse, nous avons la possibilité 2 qui présente l'avantage de ne pas subir de traitement particulier et est disponible dans la zone d'étude. À cet effet la possibilité 2 est donc retenue.

- ✓ **Couche de roulement** : 05 cm de béton Bitumineux ;
- ✓ **Couche de base** : 15 cm de graveleux latéritique ;
- ✓ **Couche de fondation** : 20 cm de graveleux latéritique.

**b. Calcul des contraintes et déformations admissibles**

IL consiste à procéder à un dimensionnement de la chaussée par la méthode rationnelle basée sur la détermination des contraintes et déformations admissibles des matériaux sous l'effet du trafic considéré et la durée de vie escomptée.

✓ **Le module de Young :**

La classe de la plateforme étant de S4, nous considérons un CBR de 20 Mpa. Son module de Young est pris égal 5 x CBR. Les modules de Young des autres couches sont déterminés par la même relation (Guide technique de conception et de dimensionnement des chaussées). Le coefficient de Poisson pris égal à 0,35 pour toutes les couches. Les modules de Young obtenus pour chacun des couches sont présentés dans le tableau 7 suivant :

*Tableau 7 : Module de Young des matériaux de chaussée (Mm. A. Andrieux ; B. Bamba ; F. X. Caseneuve ; A. Cave ; M. Cosyn ; et Al., 1980)*

Couches de chaussée	Module de Young (Mpa)
Couche de base	5 x 80 = 400
Couche de fondation	5 x 64 = 320
Plate-forme support	5 x 20 = 100

✓ **Calcul de la déformation horizontal admissible à la base du matériau bitumineux**

La déformation horizontale admissible en traction à la base du béton bitumineux est donnée par l'expression :

$$\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times \left(\frac{E(10^\circ\text{C})}{E(\theta_{eq})}\right)^{0.5} \times K_c \times K_r \times K_s$$

$K_r$  : est un coefficient qui ajuste la valeur de la déformation admissible au risque de calcul retenu en fonction des facteurs de dispersion sur l'épaisseur (écart-type Sh) et sur les résultats des essais de fatigue (écart-type SN),  $K_r = 10^{-ub\delta}$

u : variable centrée réduite associée au risque r

b : pente de la loi de fatigue du matériau (loi bi logarithmique)



$\delta$  : écart-type de la distribution de logN à la rupture

$K_c$  : est un coefficient qui corrige l'écart entre les prédictions de la démarche de calcul et l'observation du comportement des chaussées

$K_s$  : est un coefficient qui corrige le défaut de portance du sol support

$$\varepsilon_{t,adm} = 100 \times \left( \frac{0.8 * 5.6725 \times 10^5}{10^6} \right)^{-0.2} \times \left( \frac{7200}{1090} \right)^{0.5} \times 0.92 \times 0.83 * 1.1$$

$$\varepsilon_{t,adm} = 256.8 \mu def$$

Les démarches de calculs sont détaillées en **annexe II**.

#### ✓ **Calcul de la déformation verticale admissible du sol**

La déformation admissible est calculée par la relation suivante donnée par le guide de conception et de dimensionnement des chaussées :

$$\varepsilon_{adm,sol} = A \times NE^{-0.222}$$

$A = 16\ 000$  pour les chaussées à trafic inférieur ou égal à T3 (Guide de dimensionnement et de conception des chaussées).

$$\varepsilon_{adm,sol} = 844.9 \mu def$$

#### ✓ **Calcul de la contrainte admissible du sol support**

Pour la détermination de la contrainte au niveau supérieur de la plate-forme, nous appliquons la formule semi-empirique de KERKHOVEN et DORMON donnée par le guide CEBTP. Cette formule s'articule sur deux paramètres essentiels à savoir la charge (NE) et le CBR.

$$\sigma_{z,adm} = \frac{0,3 \times CBR}{1 + 0,7 \times \log(NE)}$$

$$\sigma_{z,adm} = 1.193 \text{ Mpa}$$

### c. Vérification par le logiciel Alizé LCPC

Le tableau 8 ci-après montre que les déformations calculées par le logiciel sont inférieures aux déformations admissibles à la base de la couche de roulement et au sommet du sol support. Donc la variante 2 est acceptable pour ce projet. Les détails de calculs avec Alizé sont fournis en **annexe II**.

*Tableau 8 : vérification des déformations*

Couches/déformations	Déformation admissible ( $\mu\text{def}$ )	Déformation calculée par Alizé ( $\mu\text{def}$ )	Observation
Roulement	256.8	223.1	OK
Sol support	853.1	713.2	OK

## III. ETUDE hydraulique et hydrologique

La route est un ouvrage se développant linéairement sur un terrain, au relief duquel elle apporte par ses déblais et remblais de modifications qui perturbent les écoulements préexistants, naturels ou déjà modifiés par d'autres ouvrages précédemment construits ; ainsi toute submersion de la route par les eaux a des conséquences dommageables :

- ✓ D'une part, parce que cela constitue une gêne, voire un obstacle à la circulation des véhicules ;
- ✓ D'autre part, parce que la submersion de la chaussée et des accotements entraîne des dégradations dues aux écoulements, imbibitions des sols et des couches de chaussées qui en réduisent la portance.

Tous ces facteurs font de l'eau l'ennemi premier des infrastructures routières, d'où l'importance de l'assainissement. Ce dernier consiste à collecter, à évacuer les eaux et rétablir les écoulements préexistants afin de maintenir la chaussée hors d'eau.

### 1. Etude hydrologique

Cette étude va porter sur la distribution statistique fréquentielle de la pluviométrie, la détermination des caractéristiques des bassins versants et l'estimation des débits de projet.

### a. La délimitation des bassins versants

Le bassin versant est l'espace drainé par un cours d'eau et ses affluents. L'ensemble des eaux qui tombent dans cet espace convergent vers un même point de sortie appelé exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite.

La délimitation s'est faite à l'aide de :

- ✓ Des visites de terrain qui nous ont permis d'identifier les potentiels exutoires ;
- ✓ Google Earth pro : pour repérer et représenter notre tronçon de route sur un plan 2D.
- ✓ Global Mapper : pour générer les courbes de niveau, les écoulements ainsi que ses bassins versants.

Les bassins des écoulements franchissant notre voie sont présentés sur la figure 3 ci-dessous.

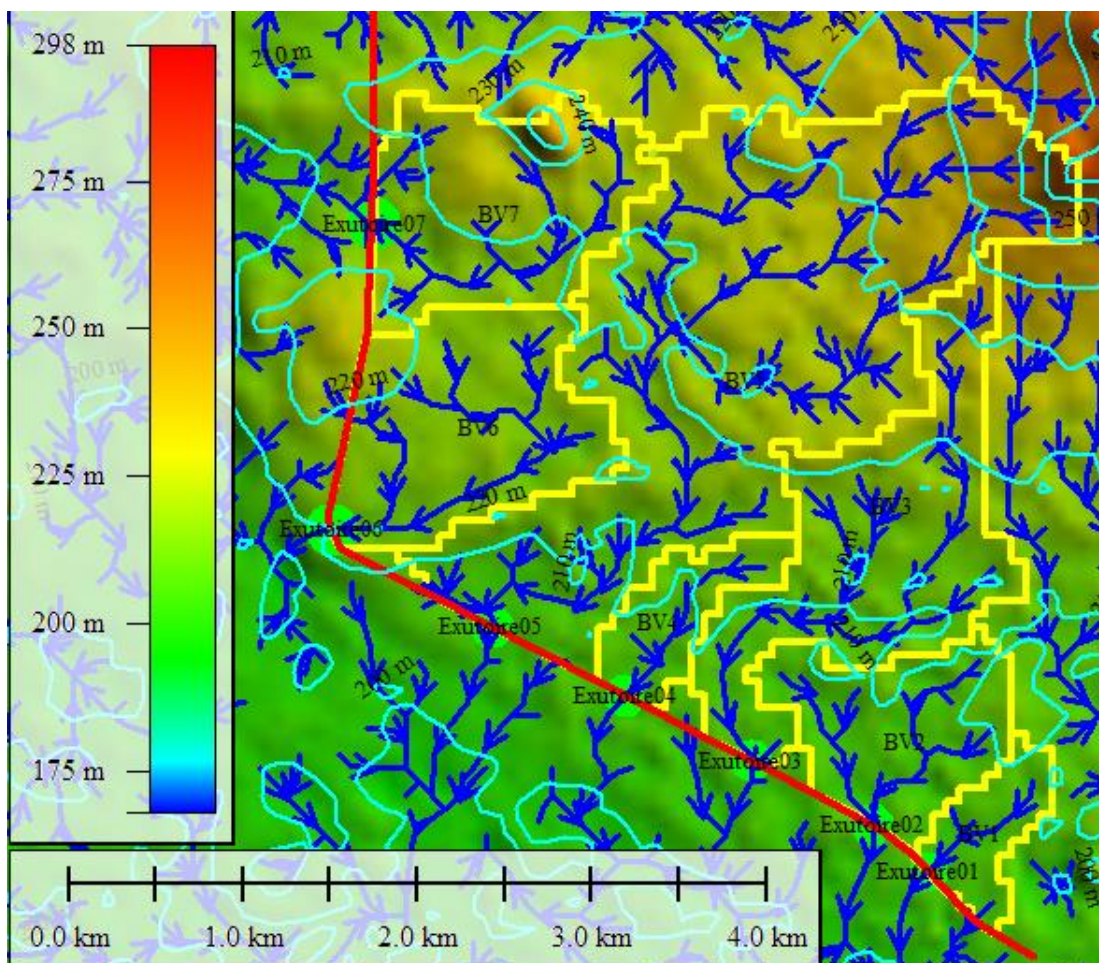


Figure 3 : délimitation des bassins versants Global Mapper, 18

### b. Etude pluviométrique

La zone du projet subit l'influence du climat de type sahélien. Les données climatiques disponibles sont celles de la station de Tillabéri sur la période 1986-2017 pour les pluies moyennes annuelles et pour les pluies maximales journalières (voir **annexe III** pour les données pluviométriques).

#### ✓ L'analyse fréquentielle

L'analyse fréquentielle est une méthode statistique de prédiction consistant à étudier les événements passés, caractéristiques d'un processus donné (hydrologique ou autre), afin d'en définir les probabilités d'apparition future.

Nous avons effectué un ajustement statistique des données pluviométriques de notre zone d'étude afin de déterminer les valeurs des pluies maximales journalières à différentes périodes de retour. Pour ce faire la loi utilisée est celle de GUMBEL. Elle se présente sous la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-u}}$$

Avec  $u = -\ln[-\ln(F(x))]$  la variable réduite de GUMBEL.

Cette loi a pour paramètres :

$$\frac{1}{a} = 0.780\sigma \quad (\sigma \text{ L'écart type})$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{0.577}{a} \quad (\bar{x} \text{ La moyenne})$$

Ces paramètres ont permis la détermination des intervalles de confiance qui sont définis par la relation suivante :

$$ICxp = xp \pm U_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{s}{\sqrt{N-1}} \sqrt{1 + 1.4K + 1.1K^2}$$

$$\text{Où } K = 0.780(U_p - 0.577)$$

$$xp = \frac{u}{a} + x_0$$

*NB : Nous choisissons un seuil de confiance de  $\alpha = 95\%$*

Les résultats de l'analyse sont donnés dans le tableau 9 suivant (les détails de calcul en **annexe III**).

*Tableau 9 : résultats de l'analyse fréquentielle*

Intervalles de confiance à 95 %			
Temps de retour	Probabilité au non-dépassement	Up	XP
10	0,9	2,25	78.3
100	0,99	4,60	112.2

Au terme de cette analyse nous avons retenu pour le temps de retour 10 ans une pluviométrie de 78,3 mm et pour 100 ans une pluviométrie de 112,2 mm.

### c. Calcul des débits décennaux :

La détermination des débits relève de plusieurs facteurs : climatologie, topographie, pédologie, morphologie, couverture végétale, occupation des sols, etc. Il existe plusieurs méthodes de détermination des débits, dont la méthode RATIONNELLE, CAQUOT, CIEH, etc.

Dans le cadre de notre projet, nous opterons pour les méthodes CIEH et RATIONNELLE pour les dalots et la méthode de CAQUOT pour les caniveaux compte tenu des états physiques de nos bassins versants.

#### ✓ **La méthode Rationnelle améliorée**

La méthode rationnelle est basée sur l'hypothèse qu'une pluie constante et uniforme sur l'ensemble d'un bassin versant produit un débit de pointe lorsque toutes les sections du bassin versant contribuent à l'écoulement, soit après un temps égal au temps de concentration. Cette méthode est applicable à des petits bassins versants dont la superficie ne dépasse pas 4 km. Ainsi pour une averse homogène dans le temps et dans l'espace, d'intensité I, le débit maximum Q est atteint si la durée de l'averse est au moins égale au temps de concentration Tc du bassin. L'intensité I de l'averse étant exprimée en mm/h, la superficie A du bassin en km<sup>2</sup> et le débit Q en m<sup>3</sup>/s, la formule s'écrit :

$$Q = \frac{1}{360} CiA^{1-\varepsilon}$$

C étant le Coefficient de ruissellement.

**E**: Coefficient d'ajustement (5 %)

❖ **Coefficient de ruissellement**

Le coefficient de ruissellement est le rapport entre la hauteur d'eau ruisselée à la sortie d'une surface considérée et la hauteur d'eau précipitée. Le coefficient de ruissellement diminue lorsque la superficie du bassin augmente. Le coefficient de ruissellement **C** dépend essentiellement du type de sol, de sa couverture végétale et de la pente du bassin versant. Le tableau 10 ci-après présente les valeurs de coefficient de ruissellement donné par J.L.BONNENFANT et R.PELTIER.

*Tableau 10 : coefficient de ruissellement (BCEOM)*

Nature de couverture végétale	Valeur de Coefficient de ruissellement								
	Petits bassins de 0 à 10 ha présentant une pente de				Bassins moyens de 10 à 400 ha présentant une pente de				
	Moins de 5 %	10 %	Moins de 5 à 30 %	De 10 à 30 %	Plus de 30 %	Moins de 5 %	De 5 à 10 %	De 10 à 30 %	Plus de 30 %
Plates-formes et chaussées de routes ; cours.....	0,95	<<	<<	<<	<<	<<	<<	<<	<<
Terrains dénudés, ou à végétation non couvrante..... Terrains déjà attaqués par l'érosion..... Labours frais.....	0,8	0,85	0,9	0,95	0,7	0,75	0,8	0,85	
Culture couvrante, céréales hautes..... Terrains de parcours, chiendent ras..... Petite brousse clairsemée.....	0,75	0,8	0,85	0,9	0,52	0,6	0,72	0,8	
Prairies..... Brousse dense, savane à sous- bois.....	0,7	0,75	0,8	0,85	0,3	0,36	0,12	0,5	
Forêt ordinaire en futaie sous-bois touffus.....	0,3	0,5	0,6	0,7	0,13	0,2	0,25	0,3	
Grande forêt primaire.....	0,2	0,25	0,3	0,4	0,15	0,18	0,22	0,25	

❖ **Temps de concentration**

Le temps de concentration est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci. Il est donné par la formule empirique de KIRPICH :

$$T_c = \frac{1}{52} \times \frac{L^{1.15}}{H^{0.38}}$$

Avec :

**T<sub>c</sub>** = Temps de concentration en minutes ;

**L** = Distance en mètres entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin ;

**H** = Dénivelée en mètres entre l'exutoire et le point le plus éloigné du bassin.

#### ❖ Intensité I de l'averse

L'intensité de l'averse I s'exprime en mm/h et peut être déterminée à partir de la relation suivante :

$$I = aT_c^{-b}$$

Où a et b sont les coefficients de Montana qui dépendent de la région d'étude et de la période de retour. Ainsi les coefficients de Montana pour la zone d'étude sont les suivants : pour t inférieur à une heure a = 5.77 et b = 0.65 ; pour t supérieur à deux heures a = 13.5 et b = 0.82.

Après avoir défini les paramètres, les résultats sont consignés dans le tableau 11 suivant :

*Tableau 11 : résultats des débits calculés par la méthode rationnelle*

Bassins	Surface (km <sup>2</sup> )	T <sub>c</sub> (mn)	I (mm/h)	C	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)
BV1	0,434	21,6	48,0	0.7	2,81
BV2	1,155	26,9	41,7	0.7	5,57
BV3	2,225	53,6	26,6	0.7	7,81
BV4	0,527	31,2	37,9	0.7	2,85
BV6	1,676	40,8	31,8	0.7	14,41
BV7	1,644	25,7	42,8	0.7	6,92

#### ✓ La méthode CIEH

Méthode statistique connue depuis sous le nom de méthode CIEH et basée sur 162 bassins versants dont l'origine vient essentiellement du recueil de Dubreuil (1972) sur les bassins expérimentaux. Elle est appliquée aux bassins versants de superficie < 2 500 km<sup>2</sup> et de pluie annuelle moyenne (Pan) < 2 000 mm. La formulation retenue pour retrouver l'expression du débit de pointe Q<sub>10</sub> est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$$Q_{10} = a \times S^s \times P_{an}^p \times I_g^i \times K_{r10}^k \times Dd^d$$

Avec

Q<sub>10</sub> : Débit de crue décennale (m<sup>3</sup>/s) ;

a, s, p, i et d : Coefficient de la régression multiple ;

S : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>) ;

Pan : Pluie annuelle moyenne (mm)

I<sub>g</sub> : Indice global de pente (m/km) ;

K<sub>r10</sub> : Coefficient de ruissellement décennal ;

Dd : est la densité de drainage (km-l).

Les équations correspondant à notre zone d'étude sont les suivantes :

$$(12) Q_{10} = 0.095 \times S^{0.643} \times I_g^{0.406} \times K_{r10}^{1.038} \text{ (Formulation pour Pan < 1 000mm)}$$

$$(42) Q_{10} = 0.0912 \times S^{0.643} \times I_g^{0.399} \times K_{r10}^{1.019} \text{ (Formulation pour le NIGER)}$$

$$(11) Q_{10} = 0.410 \times S^{0.425} \times K_{r10}^{0.923} \text{ (Formulation s'appliquant à tous les bassins)}$$

#### ❖ Détermination de P<sub>m10</sub>

$$P_{m10} = A \times P_{10}$$

$$A = 1 - \frac{(9 \log_{10} T - 0.042 P_{an} + 152) \log_{10} S}{1000}$$

P<sub>m10</sub> : précipitation journalière décennale moyenne sur le bassin (mm)

A : Coefficient d'abattement ;

P<sub>10</sub> : Pluie décennale journalière (mm).



Les valeurs de Pm10 obtenues pour les bassins versants sont consignées dans le tableau 12 ci-après :

*Tableau 12 : valeurs de Pm10*

Basins	P10 (mm)	S (Km <sup>2</sup> )	A	Pm10 (mm)
BV1	78.31	0,4342	1	78,31
BV2	78.31	1,155	0,99	77.61
BV3	78.31	2,225	0,95	74.42
BV4	78.31	0,527	1	77,637
BV5	78.31	5,521	0,89	69.99
BV6	78.31	1,676	0,97	75.88
BV7	78.31	1,644	0,97	75.88

**❖ Détermination de l'Indice global de pente (I<sub>g</sub>)**

$$I_g = \frac{D}{L} \text{ (m/km)}$$

$$L = \frac{P + \sqrt{p^2 - 16 * S}}{4}$$

Avec :

D : dénivelée, exprimée en mètres, séparant les altitudes ayant approximativement 5 % et 95 % de la surface du bassin (m) ;

L : longueur du rectangle équivalent (km).

Les valeurs de I<sub>g</sub> pour les bassins versants sont consignées dans le tableau 13 suivant :

*Tableau 13 : valeurs de Ig pour les bassins versants*

Basins	L (km)	H5 % (m)	H95 % (m)	Ig (m/km)
BV1	1,666	210	204,2	3,48
BV2	2,360	211,7	204,5	3,05
BV3	5,373	230	207,5	4,19
BV4	1,883	215,2	206,7	4,51
BV5	7,638	245	207	4,98
BV6	2,420	221	212	3,72
BV7	2,687	232	215	6,33

### ❖ Détermination de Kr10

La détermination du coefficient de ruissellement se fait par interpolation linéaire entre Kr<sub>70</sub> et Kr<sub>100</sub> qui correspondent respectivement aux précipitations décennales ponctuelles P<sub>10,1</sub> = 70 mm et P<sub>10,2</sub> = 100 mm :

$$Kr10 = Kr70 + \frac{(P10 - 70) \times (Kr100 - Kr70)}{(100 - 70)}$$

Compte tenu de la superficie de nos bassins versants et dans la région dans laquelle elles sont situées (région sahélienne) les valeurs de Kr<sub>70</sub> et Kr<sub>100</sub> sont données par les abaques 9 et 10 de la FAO 54. (Voire les abaques à l'**annexe IV**).

Les valeurs de Kr10 sont consignées dans le tableau 14 suivant :

*Tableau 14 : valeurs de Kr10*

Basins	Kr10 (%)
BV 1	38.14
BV 2	37.95
BV3	42.43
BV4	40.95
BV5	48.21
BV 6	40.43
BV7	47.68

### ❖ Détermination de Tb10

La détermination du temps de base se fait par interpolation linéaire en se basant la formule suivante :

$$Tb_{10} = a \cdot S^{0.36} + b.$$

Les valeurs de Tb10 sont consignées dans le tableau 15 suivant :

*Tableau 15 : valeurs de Tb10*

Basins	Tb10 (s)
BV 1	18 723,65
BV 2	39 176,98
BV3	37 977,37
BV4	27 535,23
BV5	40 968,39
BV 6	38 413,34
BV7	23 923,14

#### d. Calcul du débit centennal

Pour se mettre du côté de la sécurité, nos ouvrages seront dimensionnés avec les débits centennaux donnés par la formule suivante :

$$Q_{100} = C \times Q_{10} \text{ avec } c = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{T_b}{24}\right)^{0.12}}{K_{r10}}$$

#### e. Synthèse des résultats et choix des débits du projet

Le choix du débit de projet pour chaque bassin versant s'est fait à partir d'une comparaison entre les méthodes de calcul utilisées. Les choix se résument dans le tableau 16 suivant :

Tableau 16 : choix des débits de projet

	Méthode rationnelle améliorée			Méthode CIEH			Débit du projet
	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	C	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>10</sub> (m <sup>3</sup> /s)	C	Q <sub>100</sub> (m <sup>3</sup> /s)	
BV1	2,81	2,5	7,01	3,27	2.49	8.16	8.16
BV2	5,57	2,5	13,93	5,33	2.57	13.93	13.93
BV3	7,81	2,5	19,53	8,86	2.47	21.93	21.93
BV4	2,85	2,5	7,13	4,15	2.38	9.88	9.88
BV5	14,41	2,5	36,04	15,56	2.49	38.68	38.68
BV6	6,92	2,5	17,30	7,16	2.51	17.97	17.97
BV7	8,17	2,5	20,42	9,57	2.25	21.52	21.52

#### f. Calcul du débit des caniveaux

Les ouvrages choisis pour l'assainissement de la chaussée sont des caniveaux de forme rectangulaire en béton armé. Ces caniveaux sont conçus sur la base d'une bande de 100 m à partir de l'axe de la route pour recueillir les eaux de pluies tombées sur la demi-chaussée, sur le talus et celles provenant des quartiers périphériques.

Nous choisissons comme méthode de calcul la méthode superficielle ou méthode de Caquot qui est une évolution de la méthode Rationnelle, méthode à laquelle elle intègre deux autres phénomènes qui interviennent dans le ruissellement urbain :

- ❖ Un stockage temporaire de l'eau dans le réseau
- ❖ Le fait que le temps de concentration du bassin versant dépende du débit, donc de la période de retour choisie.

Elle est plus pratique dans ce cas, car elle fournit de bons résultats pour des bassins de superficie inférieure à 200 ha de pente maximale n'excédant pas 5 % et un coefficient de ruissellement compris entre 0,2 et 1.

Le calcul du débit par cette méthode est donné par la formule suivante :

$$Q_{brut} = K^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot C^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}};$$

$$\text{Avec } K = \frac{0,5^b \cdot a}{6,6}; u = 1 + 0,287b; v = -0,41b; w = 0,95 + 0,507b$$

La morphologie du bassin étant assez variée, nous allons appliquer un coefficient correctif

M. Défini par,  $M = \frac{L}{\sqrt{A}} \neq 2$  et on obtient alors un débit corrigé.

$$Q_{cor} = m \cdot Q_{brut} \text{ où } m = \left(\frac{M}{2}\right)^U \text{ et } U = \frac{0,84 \cdot b}{1 + 0,287 \cdot b}$$

Avec :

$Q_{brut}$  : Débit brut en m<sup>3</sup>/s ;

I : la pente des caniveaux en m/m ;

C : le coefficient de ruissellement ;

A : la superficie des bassins-versants en ha ;

a et b sont les coefficients de Montana issus des observations des chroniques de pluie en fonction de la période de retour.

Le tableau 17 ci-après présente les débits obtenus sur les différents tronçons :

*Tableau 17 : les débits de dimensionnement caniveaux*

Tronçons	S (ha)	C	L <sub>hydrau</sub> (km)	I (%)	M	M <sub>ret</sub>	m	Q (m <sup>3</sup> /s)	Tc (mn)
C7-1	8,5	0,75	0,68	1,76 %	2,33	2,33	0,387	<b>1,29</b>	5,58
C7-2	6,9	0,75	0,552	2,36 %	2,10	2,10	0,355	<b>1,29</b>	4,08
C6-1	11,7	0,75	0,936	1,60 %	2,74	2,74	0,443	<b>1,43</b>	7,57
C6-2	1,8	0,75	0,144	2,08 %	1,07	1,07	0,202	<b>0,70</b>	1,47
C5-1	8,7	0,75	0,696	1,29 %	2,36	2,36	0,391	<b>1,17</b>	6,64
C5-2	7,2	0,75	0,576	0,52 %	2,15	2,15	0,361	<b>0,80</b>	9,02
C4-1	2,39	0,75	0,1912	1,05 %	1,24	1,24	0,227	<b>0,63</b>	2,62
C4-2	5,41	0,75	0,4328	0,69 %	1,86	1,86	0,320	<b>0,78</b>	6,21
C3-1	3,4	0,75	0,272	1,47 %	1,48	1,48	0,263	<b>0,82</b>	2,92
C3-2	2,5	0,75	0,2	2,00 %	1,26	1,26	0,231	<b>0,80</b>	1,96
C2-1	4,6	0,75	0,368	0,82 %	1,72	1,72	0,299	<b>0,77</b>	5,02
C2-2	4,1	0,75	0,328	0,91 %	1,62	1,62	0,285	<b>0,76</b>	4,32
C1	10	0,75	0,8	0,63 %	2,53	2,53	0,414	<b>1,0</b>	10,72

## 2. Etude hydraulique

### a. Choix des ouvrages de franchissement

La route joue un rôle important dans le transport des personnes et des marchandises. Sa conception est souvent confrontée à des obstacles naturels (rivières, thalwegs...) dont le franchissement requiert des ouvrages d'art (dalots, ponts...). La détermination du type d'ouvrage prend en compte plusieurs paramètres tels que :

- ⇒ L'insertion de l'ouvrage dans le profil en long ;
- ⇒ La faisabilité technique ;
- ⇒ Le coût de réalisation ;
- ⇒ Le confort et la Sécurité offerts aux usagers ;
- ⇒ Le débit d'eau à évacuer ;
- ⇒ La durabilité (pérennité) de l'ouvrage ;
- ⇒ L'impact qu'engendre la construction de l'ouvrage sur l'environnement ;
- ⇒ Les brèches à franchir.

Après analyse des critères cités ci-dessus, nous optons pour des dalots-cadres en BA, qui sont moins coûteux, procurant un entretien facile, mais aussi la réalisation est l'une des spécialités de l'entreprise.

Le tableau 18 ci-dessous nous donne les coordonnées des exutoires des bassins versants et les types d'ouvrages choisis :

*Tableau 18 : coordonnée des exutoires des bassins versants et les types d'ouvrages choisis*

Bassins versants	Coordonnées		Numéro d'ouvrage	Type d'ouvrage
BV1	336 192,450	1 563 003,641	1	Dalots
BV2	335 870,876	1 569 260,899	2	
BV3	335 187,236	1 569 624,158	3	
BV4	334 463,101	1 569 990,989	4	
BV5	333 696,089	1 570 395,933	5	
BV6	332 776,628	1 570 939,035	6	
BV7	333 010,066	1 572 693,395	7	

### b. Calcul des sections hydrauliques des caniveaux

Les sections des caniveaux ont été dimensionnées à partir de la formule de Manning-Strickler pour le cas d'une section hydrauliquement favorable.

$$Q = K_s \cdot S \cdot R h^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I}$$

Avec :

Q : débit du projet en m<sup>3</sup>/s

S : section mouillée en m<sup>2</sup>

P : périmètre mouillé en m

Rh : rayon hydraulique en m avec  $Rh = S/P$

I : pente longitudinale en m/m (1 %)

Ks : Coefficient de Manning Strickler pris égal à 70 (béton)

En section hydrauliquement favorable, y (le tirant d'eau) et b (la largeur) sont donnés par :

$$y = \left( \frac{Q \cdot 2^{\frac{2}{3}}}{\lambda \cdot K_s \cdot \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \text{ et } b = 2\lambda y \text{ avec } \lambda = 2 \text{ car section rectangulaire}$$

Le tableau 19 suivant nous présente les dimensions des caniveaux :

*Tableau 19 : récapitulatif des dimensions des caniveaux*

Tronçons	Q (m/s)	I (m/m)	Yn (m)	<b>b (m)</b>	<b>H (m)</b>	V (m/s)
C1	1,29	0,01	0,49	<b>1,00</b>	<b>0,70</b>	2,73
C2	1,29	0,01	0,49	<b>1,00</b>	<b>0,70</b>	2,73
C3	1,43	0,01	0,51	<b>1,00</b>	<b>0,80</b>	2,80
C4	0,70	0,01	0,39	<b>0,80</b>	<b>0,60</b>	2,34
C5	1,17	0,01	0,47	<b>0,90</b>	<b>0,70</b>	2,66
C6	0,80	0,01	0,41	<b>0,80</b>	<b>0,70</b>	2,42
C7	0,63	0,01	0,37	<b>0,70</b>	<b>0,60</b>	2,28
C8	0,78	0,01	0,40	<b>0,80</b>	<b>0,70</b>	2,41
C9	0,82	0,01	0,41	<b>0,80</b>	<b>0,70</b>	2,44
C10	0,80	0,01	0,41	<b>0,80</b>	<b>0,70</b>	2,42
C11	0,77	0,01	0,40	<b>0,80</b>	<b>0,70</b>	2,40
C12	0,76	0,01	0,40	<b>0,80</b>	<b>0,60</b>	2,39
C13	0,98	0,01	0,44	<b>0,90</b>	<b>0,70</b>	2,55

Pour éviter les erreurs d'exécution, pour tenir compte des ensablements des caniveaux et pour se mettre du côté de la sécurité les caniveaux seront uniformisés sur tous les traçons. Au regard des résultats consignés dans le tableau ci-dessus nous avons retenu des caniveaux de dimension **1 m x 1 m**.

### c. Dimensionnement hydraulique des dalots

Pour le calcul des ouvertures hydrauliques, nous allons suivre la méthode du manuel « *BCEOM, Hydraulique routière* » éditée par le ministère Français de la Coopération et du Développement. On considère que les ouvrages vont fonctionner en sortie dénoyée avec un écoulement à surface libre.

Le débit à évacuer étant connu (tableau 16 : choix des débits du projet), la condition d'écoulement dans un ouvrage à surface libre en sortie dénoyée doit vérifier la relation suivante :

**La hauteur amont (H1) doit être inférieure ou égale à 1,25 fois la hauteur (D) de l'ouvrage soit :**

$$\frac{H1}{D} < 1,25$$

Ainsi pour le dimensionnement, nous avons suivi la démarche suivante :

#### ✓ **Calcul de la profondeur amont H1**

Il s'agit de calculer la profondeur amont et de vérifier si celle-ci est conforme à la situation topographique de l'ouvrage.

Tout d'abord il faudra estimer une valeur approchée de **D** hauteur de l'ouvrage et de **B** largeur de l'ouvrage en utilisant la formule de base suivante :

$$S = \frac{Q}{V}$$

**S** : la section mouillée de l'ouvrage (m<sup>2</sup>)

**Q** : le débit (m<sup>3</sup>/s)

**V** : la vitesse limite à **3,5 m/s pour les ouvrages en béton armé (cours d'hydraulique routière)**



Ensuite on calcule le débit réduit  $q^*$  en utilisant la formule :

$$q^* = \left( \frac{q}{S} \right) \times \left( \frac{1}{\sqrt{2gD}} \right)$$

Avec

$$q = \frac{Q}{\text{Nombre d'ouverture de l'ouvrage}} : \text{le débit de l'ouvrage}$$

Une fois calculée, cette valeur nous permettra de déterminer la hauteur réduite  $H_1^*$  qui est égale à  $H_1/D$  en utilisant l'abaque joint en **annexe V**. La valeur de  $H_1$  est ainsi déduite par la relation  $H_1 = D \times H_1^*$ .

**NB :** Si la valeur de  $H_1$  n'est pas acceptable pour le projet (c'est-à-dire ne vérifie pas la relation  $\frac{H_1}{D} < 1,25$ ), il faut changer les valeurs de  $B$  et/ou  $D$  et/ou augmenter le nombre d'ouvertures jusqu'à tomber sur une valeur acceptable. Si la valeur de  $H_1$  est acceptable pour le projet, il faut maintenant s'assurer : que la pente longitudinale de l'ouvrage et au moins égale à la pente critique, que la vitesse d'écoulement dans l'ouvrage reste dans les limites admissibles, c'est-à-dire inférieure à 3,5 m/s, dans notre cas.

#### ✓ Calcul de la pente critique $I_c$

L'ouvrage doit être en mesure d'évacuer le débit critique correspondant à la profondeur amont  $H_1$ . Pour cela, il faut s'assurer que la pente longitudinale  $I$  de l'ouvrage soit au moins égale à la pente critique  $I_c$  ( $I$  supérieure ou égale à  $I_c$ ). Pour ce faire, il faut d'abord calculer le débit réduit  $Q^*$  donné par la formule suivante :

$$Q^* = \left( \frac{q}{\sqrt{gB^5}} \right)$$

Le calcul de  $Q^*$  nous permet de lire la valeur de  $I_c^*$  sur l'abaque joint en **annexe VI**. Cette valeur de la pente  $I_c^*$  nous permet ensuite de calculer la pente critique  $I_c$  par la formule suivante :

$$I_c = \left( \frac{g \times I_c^*}{K^2 \times B^{\frac{1}{3}}} \right)$$

#### ✓ Calcul de la vitesse dans l'ouvrage

À cette étape il s'agit de calculer la vitesse d'écoulement dans l'ouvrage et de vérifier si celle-ci ne dépasse pas la vitesse limite admissible (égale à 3,5 m/s dans notre cas).

Il faut donc calculer le débit réduit  $q^{**}$  de la vitesse à partir de la formule dérivée de Manning.

$$q^{**} = \left( \frac{q}{K \times I^{\frac{1}{2}} \times B^{\frac{2}{3}}} \right)$$

En projetant la valeur de  $q^{**}$  sur l'abaque joint à l'**annexe VII** on obtient la valeur de  $V^*$  qui nous permettra par la suite de calculer la vitesse par la formule suivante :

$$V = (V^* \times I^{1/2} \times K \times B^{2/3})$$

Les résultats des valeurs obtenues sont résumés dans le tableau 20 suivant :

*Tableau 20 : récapitulatif des valeurs de  $q^*$  ;  $H_1^*$  ;  $H_1$  ;  $Q^*$  ;  $I_c^*$  ;  $I_c$  ;  $q^{**}$  ;  $V$*

Ouvrages	$q^*$	$H_1^*$	$H_1 (m)$	$Q^*$	$I_c^*$	$I_c$	$q^{**}$	$V (m/s)$
DALOT 1	0.25	0.75	1.13	0.2304	2.9	0.0055	0.129	2.77
DALOT 2	0.29	0.81	1.22	0.1427	2.7	0.0051	0.077	2.90
DALOT 3	0.3	0.85	1.28	0.1498	2.8	0.0053	0.0798	3.16
DALOT 4	0.20	0.64	0.96	0.1012	2.6	0.0050	0.0559	2.75
DALOT 5	0.32	0.9	1.35	0.1585	2.7	0.0051	0.086	3.10
DALOT 6	0.25	0.72	1.08	0.12	2.8	0.0053	0.065	2.95
DALOT 7	0.9	0.81	1.22	0.15	2.7	0.0051	0.0797	3.00

En suivant les étapes définies plus haut, les dimensions définitives des ouvrages retenues sont consignés dans le tableau 21 ci-après :

Tableau 21 : Les dimensions définitives des ouvrages

OUVRAGES	Nombre d'ouvertures	Largeur de l'ouverture	Hauteur de l'ouverture
DALOT 1	2	2	1.5
DALOT 2	2	3	1.5
DALOT 3	3	3	1.5
DALOT 4	2	3	1.5
DALOT 5	5	3	1.5
DALOT 6	3	3	1.5
DALOT 7	3	3	1.5

#### IV. Dimensionnement structural des ouvrages

##### 1. Normes et règlements de calcul

Les calculs sont établis selon les prescriptions des principaux documents suivants :

- ⇒ Le BAEL 91 et additif 99
- ⇒ Le Guide de conception des Ponts – cadres et Portiques (SETRA)
- ⇒ Le Fascicule n° 61 (Titre II) concernant les charges d'exploitation.

##### 2. Données

###### a. Matériaux

###### ✓ Béton

- ❖ Dosage : 350 kg/m<sup>3</sup> de Ciment Portland Artificiel (CPA) ;
- ❖ Poids volumique :  $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$  ;
- ❖ Résistance caractéristique à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;
- ❖ Résistance à la traction à 28 jours  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$  ;
- ❖ Résistances de calcul du béton en compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} \text{ avec les valeurs de } \theta \text{ et } \gamma_b \text{ respectivement égales à } 1 \text{ et } 1,5 ;$$

- ❖ Contrainte admissible (limite) du béton en compression à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

✓ **Acier**

- ❖ Nuance d'acier : Acier à Haute Adhérence (HA) FeE400 ;
- ❖ Contrainte admissible de l'acier :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa}$  avec la valeur de  $\gamma_s = 1,15$  ; Enrobage : 3 cm ;
- ❖ Contrainte limite des aciers à l'ELS pour une fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma} = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

b. Sol

- ❖ Poids volumique :  $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$  ;
- ❖ Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$  avec  $C = 0$  ;
- ❖ Coefficient de poussée de la terre :  $K_a = 0.33$  ;
- ❖ Contrainte admissible du sol : 0.5 Mpa.
- ❖ Surcharge sur remblai :  $q = 10 \text{ kN/m}^3$

3. Dimensionnement du caniveau 1x1

a. Prédimensionnement

Dans le cas du caniveau le prédimensionnement se résume à la détermination de l'épaisseur **e**. Elle est déterminée par la relation suivante :

$$e = \frac{b}{32} + 0,125 \text{ avec } b \text{ la largeur hydraulique}$$

$$e = \frac{1}{32} + 0.125 = 0.156 \text{ m}$$

Avec  $e \geq 15.6 \text{ cm}$ , nous retiendrons une épaisseur **e = 20 cm**

b. Ferraillage du caniveau

Le ferraillage obtenu après le dimensionnement (voir la note de calcul en **annexe VIII**) est consigné dans le tableau 22 suivant :

*Tableau 22 : Aciers théoriques calculés et choix des armatures du caniveau 1x1*

FERRAILLAGE DU CANIVEAU 1x1				
Types d'armature		DALLETTE	PIEDS DROITS	RADIER
Armatures principales	Sections calculées	12.42 cm <sup>2</sup>	1.09 cm <sup>2</sup>	9.26 cm <sup>2</sup>
	Choix des armatures	2*6HA12	5HA8	2*5HA12
	Espacement	16 cm	20 cm	20 cm
Armatures de répartition	Sections calculées	2.07 cm <sup>2</sup>	0.87 cm <sup>2</sup>	1.54 cm <sup>2</sup>
	Choix des armatures	5HA8	5HA6	4HA8
	Espacement	20 cm	20 cm	12 cm

#### 4. Dimensionnement des dalots

##### a. Prédimensionnement

Le prédimensionnement permet de déterminer les épaisseurs des différents éléments du dalot-cadre.

Généralement, l'épaisseur du dalot est environ  $L/15$  où  $L$  est la plus grande dimension de la cellule hydraulique. Ensuite, il faudra s'assurer qu'il n'y aura pas d'acier comprimé dans le tablier.

En plus de la condition sur  $l$ , en fonction de la hauteur  $H$  du remblai, on a :

- ⇒  $H < 2 \text{ m} ; e \approx l/10 - 5 \text{ cm}$
- ⇒  $0.2 \text{ m} \leq H < 4 \text{ m} ; e \approx l/10$
- ⇒  $0.4 \text{ m} \leq H < 8 \text{ m} ; e \approx l/10 + 5 \text{ cm}$

Avec  $L = \max$  (entre  $h$  la hauteur de l'ouvrage et  $b$  la largeur de l'ouvrage).

Après prédimensionnement les différentes épaisseurs retenues pour les ouvrages sont consignées dans le tableau 23 ci-dessous :

*Tableau 23 : épaisseurs retenues après prédimensionnement*

Ouvrages Hydrauliques	Épaisseurs du Dalot (m)
DALOT 1	0.25
DALOT 2	0.35
DALOT 3	0.35
DALOT 4	0.35
DALOT 5	0.35
DALOT 6	0.25
DALOT 7	0.35

#### b. Méthode de calcul

Soit I le moment d'inertie du tablier, du radier, des piédroits et E le module d'élasticité (constant et peut être pris égal à 1 pour la suite des calculs).

De manière générale, les études seront faites par bande d'un (01) mètre de dalot ( $b = 1 \text{ m}$ ). Dans notre calcul, compte tenu de la symétrie et de la géométrie de notre ouvrage, nous avons considéré que les piédroits intermédiaires sont dimensionnés en compression simple, ce qui nous permet d'y annuler le moment, d'où la possibilité d'utiliser la méthode des rotations pour l'étude de l'équilibre de chaque nœud (*Bassole, 2017*).

Désignons par :

$M_{i,j}$  = moment statique appliqué au nœud i par la barre ij ;

$m_{i,j}$  = moment d'encastrement appliqué au nœud i par la barre j (déterminé par les charges appliquées à la barre) ;

$a_i$  = rotation du nœud i ;

$k_1$  = caractéristique de la rigidité des barres horizontales  $= \frac{2 \times E \times I_1}{L} = \frac{2 \times I_1}{L}$  ;

$$k_2 = \text{caractéristique de la rigidité des barres verticales} = \frac{2 \times E \times I_2}{L} = \frac{2 \times I_2}{L};$$

$$M_{i,j} = k \times (2 \times a_i + a_j) + m_{i,j}, \text{ ou } k = k_1 \text{ ou } k_2;$$

$b_i$  = constante du nœud  $i$ .

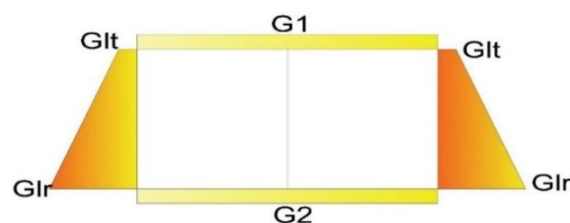
### c. Calcul des sollicitations sous charge permanente

Les chargements sont ramenés à des charges uniformément réparties. Les charges permanentes seront évaluées pour une bande de  $B = 1$  m de largeur de dalot. Les détails de calcul sont fournis en annexe IX et les résultats obtenus après la descente de charges sont consignés dans le tableau 24 suivant :

*Tableau 24 : sollicitation permanente sur le Dalot*

Désignation	Valeurs (kN/m <sup>2</sup> )						
	Dalot N°						
	1	2	3	4	5	6	7
Charge sur le tablier G1	23.75	26.25	26.25	26.25	26.25	23.75	26.25
Charge sur le radier G2	33.95	38.72	38.79	38.72	38.84	34.02	38.77
Charge supérieure sur piédroit Glt	4.95	5.61	5.61	5.61	5.61	4.95	5.61
Charge inférieure sur piédroit Glr	14.85	15.51	15.51	15.51	15.51	14.85	15.51

Les charges permanentes sur l'ouvrage se présentent comme sur la figure 4 suivante :



*Figure 4 : schéma de répartition des charges permanentes*

#### d. Calcul des Sollicitations sous charges d'exploitation

Les charges d'exploitations sont essentiellement composées des charges routières définies à partir du Fascicule 61 titre II. Il en existe plusieurs systèmes de charges, mais ceux pris en compte lors de nos calculs sont :

- ✓ Le système A ;
- ✓ Le système B (Bc, Bt).

Les résultats obtenus après la descente de charges sont consignés dans le tableau 25 suivant et les détails de calcul sont fournis en **annexe IX** :

*Tableau 25 : sollicitation sous charge d'exploitation*

Système		Charge max (KN/m <sup>2</sup> )						
		Dalot N°						
		1	2	3	4	5	6	7
BC	Tablier	99.11	99.63	99.63	99.63	99.63	99.11	99.63
	Radier	49.95	49.39	49.45	49.39	49.50	50.02	49.45
	Charge supérieure sur piédroit	8.91	9.57	9.57	9.57	9.57	8.91	9.57
	Charge inférieure sur piédroit	18.81	19.47	19.47	19.47	19.47	18.81	19.47
BT	Tablier	110.18	109.94	109.94	19.47	109.94	110.18	109.94
	Radier	55.28	52.95	53.01	109.94	53.06	55.35	53.01
	Charge supérieure sur piédroit	8.91	9.57	9.57	52.95	9.57	8.91	9.57
	Charge inférieure sur piédroit	18.81	19.47	19.47	9.57	19.47	18.81	19.47

#### e. Calcul des sections d'armatures

Les hypothèses de calcul ayant déjà été fixées. Il s'agit du dimensionnement du tablier et du radier en flexion simple, du piédroit intermédiaire en compression simple, des piédroits de rive en flexion composée. Les sections d'aciers du plus grand dalot sont présentées par le tableau 26 ci-après.





**NB : les sections d'acier des autres dalots sont fournies en annexe IX compte tenu du nombre page limité du présent mémoire.**

*Tableau 26 : choix des sections d'armatures du Dalot 5X1.5X3*

Dalot 5X1.5X5						
			Aciers principaux		Aciers de répartition	
Sollicitations considérées			Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures
Tablier	Moment fléchissant	À mi-travée	19.47	2X7HA14	3.25	7HA8
		Sur appuis	11.93	8HA14		
Radier	Moment fléchissant	À mi-travée	16.79	2X6HA14	2.80	6HA8
		Sur appuis	5.90	4HA14		
Piédroits centraux	Effort normal		5.4/face	5HA12/face	1.85	5HA8
Piédroits extérieurs	Flexion composée		3.80	5HA12/face	1.26	5HA8

## V. Signalisation et sécurité routière

Les accidents de la route sont l'un des problèmes de santé publique les plus importants au monde. Selon l'Organisation mondiale de la santé (OMS), plus d'un million de personnes sont tuées chaque année sur les routes mondiales. Un rapport publié par l'OMS en 2004 a estimé que plus de 1,2 million de personnes ont été tuées et cinquante millions blessés dans des accidents de la route dans le monde chaque année. Ainsi, dans le souci de prévenir et d'atténuer ces accidents de la route des signalisations sont mises en place pour assurer la sécurité des usagers de la route, soit en les informant des dangers et des prescriptions relatives à la circulation, soit en leur indiquant les repères et équipements utiles à leurs déplacements. Les dispositions mises pour la sécurité des usagers sont :

- ✓ Les signalisations temporaires ;
- ✓ Les signalisations permanentes ;
- ✓ Les dispositifs de sécurité.

### a. Signalisation temporaire

La signalisation temporaire a pour objet d'avertir et de guider l'utilisateur afin d'assurer sa sécurité et celle des agents intervenant sur la voirie tout en favorisant la fluidité de la circulation. Elle fait l'objet de disposition différente selon qu'elle se présente en rase ou en agglomération, de jour ou de nuit, sur routes bidirectionnelles ou à chaussée séparées.

Dans le cadre de ce projet, les signalisations temporaires sont mises en place en amont pour toute la durée des travaux en fond jaune et renseignent l'utilisateur sur la situation qu'il va rencontrer et contenant les messages suivants :

- ✓ Début chantier ou Fin de chantier ;
- ✓ Déviation à gauche ou à droite ;
- ✓ Chaussée rétrécie ou route barrée ou sortie de camions ;
- ✓ Attention travaux et limitation de vitesse.

### b. Signalisation permanente

Elle comprend les signaux et dispositifs implantés de façon définitive, destinés à signaler et à renseigner l'utilisateur sur les conditions permanentes de circulation. Elle est constituée de :

- ✓ Signalisation horizontale ;
- ✓ Signalisation verticale.

#### ✓ **Signalisation horizontale**

La signalisation routière horizontale regroupe tous les différents marquages au sol, peints généralement en blanc, ces marquages ont pour fonction de guider l'utilisateur. Elles donnent quatre types d'informations qui sont :

- ⇒ La répartition des espaces de déplacement ;
- ⇒ Les règles de conduite ;
- ⇒ Le jalonnement ;
- ⇒ Le stationnement.

Les principaux marquages proposés pour ce projet sont les suivants :

- ✓ **Lignes discontinues**

Elles permettent de séparer la chaussée en deux et indiquent aussi au conducteur une possibilité de dépassement et changement de voie. Le choix est porté sur les lignes de type T'1. La figure 5 ci-dessous illustre leurs caractéristiques

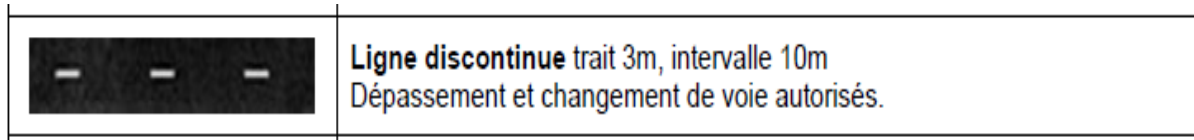


Figure 5 : ligne discontinue de type T'1

✓ **Les lignes d'effet des feux**

Le choix se porte sur les lignes de type T'2 de largeur 15 cm, elle marque un arrêt des véhicules avant les feux ou passage piéton. La figure 6 ci-dessous illustre leurs caractéristiques.



Figure 6: Ligne d'effet des feux

✓ **Les passages piétons**

Tout conducteur est tenu de céder le passage aux piétons régulièrement engagés dans la traversée d'une chaussée et à ceux circulant dans une zone de rencontre ou une aire piétonne. La figure 7 ci-dessous illustre leurs caractéristiques.

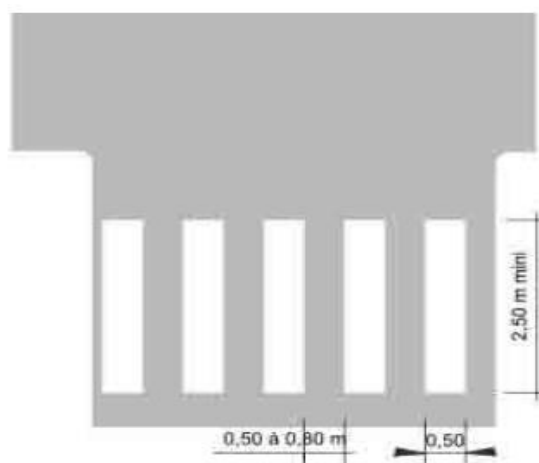


Figure 7 : Passage piéton

### c. Signalisation verticale

La signalisation verticale est composée de ce que l'on appelle communément les « panneaux de signalisation » implantés directement aux abords des chaussées. Celle-ci a pour but de guider les conducteurs sur la route en délivrant un message intelligible pour assurer le confort et la sécurité des usagers. Elle réunit les signalisations par panneaux, par balisages, par bornages ou par feux tricolores. Dans le cadre de notre projet, les types de panneaux retenus sont les suivants :

✓ **Des panneaux de danger de type A**

Ils informent les usagers d'éventuels dangers qu'ils peuvent rencontrer et contribuent ainsi à rendre plus sûrs la circulation routière. Ils sont de forme triangulaire.

✓ **Des panneaux d'intersection et de priorité de passage de type AB**

Ils marquent un arrêt obligatoire, priorité de passage pour piéton, cédez le passage, etc.

✓ **Des panneaux de prescription de type B**

Ils marquent les obligations et indiquent les diverses prescriptions particulières. Ils sont de forme circulaire.

Les caractéristiques géométriques des différents panneaux sont présentées dans le tableau 28 suivant :

*Tableau 27 : Caractéristiques géométriques des panneaux*

Gamme des panneaux	Caractéristiques géométriques des panneaux (mm)				Utilisations
	Triangle	Cercle	Octogonale	Carrée	
Très grand	1 500	1 250	1 200	1 050	Autoroute
Grand	1 250	1 050	1 000	900	Route à plus de deux voies
Normal	1 000	850	800	700	Cas courant
Petite	700	650	600	500	Quand taille normale difficile à planter

#### d. L'éclairage public

Bien que les véhicules disposent d'un système autonome d'éclairage, celui-ci a une portée limitée et est insuffisant pour l'accomplissement des différentes tâches de conduite nocturne en milieu urbain. Le choix s'est porté sur des candélabres simples alimentés par des panneaux solaires et sera en acier galvanisé. Il s'agira d'un circuit unique d'éclairage de nuit, par tubes fluorescents de puissance 20 lux. Ces dispositifs seront placés de façon axiale sur le tronçon.

##### 5.1.1.1. Hauteur des candélabres

La hauteur des candélabres est donnée par le tableau 29 suivant :

Tableau 28 : Hauteur des candélabres

Type d'implantation	Unilatéral, Axial, bilatéral,	Bilatéral vis-à-vis
Hauteurs candélabres	$H \geq L$	$H \geq L/2$

- ✓ Avec L largeur des voies
- ✓  $H \geq 7$  nous proposons alors une hauteur  $H = 10$  m

##### 5.1.1.2. Espacement candélabre

L'espacement entre les candélabres est donné par le tableau 30 suivant :

Tableau 29 : Espacement des candélabres

Type d'implantation	Unilatéral, Axial, bilatéral...	Quinconce
Espacement e	$e = 3H$	$e = 2.7 H$

- ✓ L'espacement est donc  $e = 30$  m

## CHAPITRE V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

### I. Etude d'impact environnemental et social

La réhabilitation de la route de Tillabéri constitue à n'en point doute, un facteur de croissance pour le Niger. En effet, les différentes activités liées à la réhabilitation engendrent différentes sortes de risques pour l'homme et son environnement. C'est donc pour éviter l'ampleur de la répercussion de ces activités qu'une étude d'impact est réalisée avant la phase des travaux. Ainsi, pour gérer les différentes conséquences qui peuvent impacter directement ou indirectement sur l'environnement un plan de gestion environnemental et social est mis en place pour protéger l'environnement des éventuels impacts négatifs.

#### 1. Identification des impacts du projet

L'impact d'un projet est défini comme étant l'écart entre l'état initial de l'environnement et l'état final, donc l'ensemble des répercussions directes ou indirectes résultant de la mise en œuvre du projet considéré. L'identification des impacts est faite sur la base des interactions potentielles (positive ou négative) pouvant exister entre les activités du projet et les composantes de l'environnement. Sur la base de cette considération, les éléments pouvant être impactés sont :

- ✓ Le physique (Eau, air, sol, paysage) ;
- ✓ Le milieu biologique (faune, végétation) ;
- ✓ Les activités socio-économiques et humaines.

#### a. Impact sur le milieu physique

##### ✓ **Impact sur l'air**

Lors des travaux mécanisés (décapage, déblai, remblai, excavation...) et du transport des matériaux, des intrants, des déchets et surtout l'exploitation des carrières, l'air a été pollué localement à cause des fumées et des poussières des engins et véhicules des chantiers. Cette concentration de poussière et de gaz d'échappement dans l'atmosphère a été ressentie au niveau des habitations riveraines à la zone directe du projet et peut contenir des germes pathogènes qui vont favoriser la propagation des maladies respiratoires et la méningite.

### ✓ Impact sur l'eau

Les travaux ont nécessité un volume important d'eau notamment lors de la fabrication du béton et lors des divers arrosages et nettoyages. Le prélèvement d'eau pour les travaux a pu se faire directement dans le fleuve de Tillabéri. Ce qui a entraîné des problèmes de concurrence pour la satisfaction des besoins en eau du chantier et ceux de la population riveraine.

### ✓ Impact sur le paysage

L'ouverture et l'exploitation des carrières et sites de dépôts ont été inéluctables pour le projet. Si ces sites n'ont pas été remis en état, ils donnent l'aspect d'énormes plaies dans la nature. En plus d'enlaidir le paysage du fait de leur non-remise en état, ces zones vont constituer par endroits des zones à risque.

### ✓ Impacts sur le sol

En principe en dehors des déversements volontaires importants sur les sites non agréés, les sols exposés à la pollution sont également ceux concernés par les travaux (base chantier, linéaire du projet) et ne présentant donc plus d'intérêt pour l'agriculture ou les plantations.

## b. Impacts sur le milieu biologique

### ✓ Impacts sur la faune

Avec la présence du personnel du projet, les populations ont profité d'opportunité d'affaire apportée par le chantier. Les espèces protégées ont vu le risque d'être chassées. La présence du personnel du chantier a encouragé les activités de braconnage. Aussi, les travaux de dégagement d'emprise et les bruits de chantier vont éloigner les petits animaux par la suite entraîner la perte de leur habitat.

### ✓ Impact sur la végétation

Les impacts ont concerné surtout les arbres et arbustes immédiatement en bordure des routes et ceux des zones de déviation.

## c. Les Impacts sociaux humains

### ✓ Impacts sur la population

Les activités du projet ont pu générer plusieurs impacts liés à la présence du personnel étranger, au brassage des cultures et aux travaux d'exploitation. Cette situation peut créer non seulement un sentiment de frustration au niveau des populations, notamment le conflit foncier au sein des familles, des usurpations de propriété, etc.

✓ Impacts sur la santé

La mise en place de la route a entraîné des impacts sur la sécurité des biens et des personnes, ces impacts sont les suivants : Accident de travail, la contraction des maladies (IST, SIDA, etc.), Amélioration des conditions sanitaires et sécuritaires par la facilitation d'accès aux services sociaux de base (Centres de santé, Écoles.), Réduction des accidents.

✓ Impacts sur l'économie

Les travaux ont permis aux tâcherons locaux d'avoir des marchés qui ont contribué à rehausser leur marge bénéficiaire. Ces travaux ont également entraîné la création d'emplois temporaires au profit des bras valides.

## 2. Présentation des mesures proposées

Il s'agit des différentes mesures prises pour atténuer les différentes activités de la phase préparatoire de la construction de la route et de l'exploitation de cette dernière.

### a. Mesures sur les conditions atmosphériques, nuisance sonore et vibrations

✓ Pour réduire la nuisance sonore, les mesures suivantes sont envisagées :

- ❖ Sauf cas de force majeure indépendante de la volonté de l'entreprise, les horaires de travail sur le chantier à proximité des zones habitées seront de 6 heures à 18 heures ;
- ❖ L'insonorisation des compresseurs utilisés près des zones d'habitation ;
- ❖ L'emplacement des installations fixes (base technique) sera choisi de manière à gêner le moins possible les riverains.

✓ Mesure prise pour la qualité de l'air

En ce qui concerne l'atténuation et la prévention de la qualité de l'air, les mesures suivantes seront prises :



- ❖ L'entreprise procédera au recouvrement avec des bâches pour ses camions transportant des matériaux granulaires ;
- ❖ Afin de limiter les émissions de poussières à proximité des zones habitées, l'entreprise procédera à un arrosage fréquent de la plate-forme sur les sites des travaux, en période sèche ;
- ❖ Les cache-nez et les filtres à air seront distribués régulièrement à tout le personnel intervenant sur le chantier ;
- ❖ La vitesse de circulation des véhicules sera modulée sur l'ensemble du chantier à 20 km/h en moyenne.

#### b. Mesures pour la végétalisation, érosion et sédimentation

Les travaux de terrassement (remblai et déblai) et dégagement de la végétation sur les emprises des sites de stockage, des emprunts et des sites de base vie vont exposer les sols ainsi dénudés, de même que les sections de talus présents sur ces sites au phénomène d'érosion des sols, avec un risque de sédimentation dans les plans d'eau environnants. Afin de lutter contre l'érosion des sols et le phénomène de sédimentation, on devra agir sur les leviers suivants :

- ❖ Les sites de dépôt, ainsi que celui devant abriter la base vie seront choisis de manière préférentielle sur des airs déjà ouverts ;
- ❖ Un plan de protection de l'environnement de chaque site sera élaboré et définira en fonction de l'environnement du site ;
- ❖ Comblement des excavations pour éviter tous risques d'accident ;
- ❖ Reprofilage ;
- ❖ Rétablissement de l'écoulement naturel des eaux de ruissellement antérieur à l'exploitation ;
- ❖ Mise en place de la terre végétale pour faciliter la reprise de végétation.

#### c. Mesures sanitaires

La réalisation des travaux nécessitera une forte mobilisation de la main-d'œuvre, cette forte mobilisation des personnes sur le terrain est susceptible de créer des cohabitations et éventuellement des relations sexuelles, favorable à la propagation des IST/SIDA.

L'entreprise devra mettre en œuvre les mesures suivantes pour lutter contre les maladies transmissibles pendant la phase des travaux :

- ❖ La sensibilisation du personnel sur les dangers des IST/SIDA ;
- ❖ L'arrosage en temps sec des aires de travaux, des accès aux sites du chantier ;
- ❖ La manipulation avec précaution de l'ensemble des déchets de chantier ;
- ❖ La décontamination des eaux en cas de pollution.

### 3. Evaluation et analyse des impacts du projet

#### a. Evaluation des impacts du projet

L'évaluation des impacts du projet en fonction des différentes activités (**Matrice numérique**) est présentée dans le tableau 31 suivant :

#### **LÉGENDE**

Impact négatif

- - - : Impact élevé

- - : Impact moyen

- : Impact faible

Impact positif

+ + + : Impact élevé

+ + : Impact moyen

+ : Impact faible

Tableau 30 : Matrice numérique

Activités sources d'impact	Milieu biophysique				Milieu humain		
	Pollution atmosphérique (Dégagement de fumée et de poussière)	Production de déchets	Nuisances sonores	Destruction de l'environnement (déboisement de quelques arbres)	Création d'emploi	Agriculture et élevage	Santé humaine
Terrassements généraux et dégagement des emprises	---	-	---	---	+++	++	-
Mise en place des couches de chaussée	---	--	---	0	++	++	-
Mise en place du revêtement	---	---	---	0	+++	++	---
Construction des déviations et des ouvrages d'assainissement	--	-	--	--	+++	++	+
Exploitation de la voie	--	-	-	0	0	++	+++

L'analyse du niveau d'impact est présentée dans le tableau 32 suivant : (Matrice de Fecteau) :

Tableau 31 : Matrice de Fecteau

Désignation		Critères d'évaluation		
Impacts	Niveau d'importance	Intensité	Portée	Durée
Pollution atmosphérique (Qualité de l'air et bruit)	Modéré	Moyenne	Locale	Court terme
Production de déchets	Majeur	Forte	Ponctuelle	Court terme
Destruction du sol	Majeur	Moyenne	Locale	Long terme
Destruction de l'environnement (Faune et flore)	Mineur	Faible	Ponctuelle	Court terme
Création d'emploi	Majeur	Forte	Locale	Moyen terme
Agriculture et élevage	Majeur	Moyenne	Régionale	Long terme
Santé humaine	Mineur	Moyenne	Locale	Court terme
Fluidité du Trafic routier	Majeur	Forte	Régionale	Long terme

## II. Devis estimatif et quantitatif

Le devis quantitatif est le détail des quantités de matériaux nécessaires à la mise en œuvre d'un ouvrage. Il représente en termes de distance, de surface et de volume des différents matériaux utilisés pour la mise en œuvre de l'ouvrage. Le devis estimatif, élaborer à partir du devis quantitatif permet d'avoir une idée du coût des ouvrages élémentaires constituant un ensemble, et donc de déterminer le coût global du projet. Le présent devis estimatif prend en compte la fourniture et la pose des matériaux. Les prix unitaires et quantités appliquées sont inscrits en **annexe X**. Le tableau 30 ci-dessous donne un récapitulatif du devis estimatif.

Tableau 32 : récapitulatif des devis estimatifs

RÉCAPITULATIF DU DEVIS ESTIMATIF					
N° PRIX	DÉSIGNATION DES TRAVAUX				MONTANT (F. CFA)
100	Installations de chantier				200 000 000
200	Dégagement des emprises terrassement				255 980 865
300	Chaussées				1 846 803 550
500	Ouvrages, Assainissement et Protection				3 129 439 640
600	Signalisation et Équipements				121 693 680
700	Provision pour déplacement de réseaux et divers : SONITEL, NIGELEC, SEEN ET SPEEN				300 000 000
800	Éclairage				263 500 000
900	Mesures liées aux travaux				289 785 000
<b>TOTAL (F CFA HTT)</b>					<b>6 407 202 735</b>
TVA 18 %					1 153 296 492
<b>TOTAL TTC</b>					<b>7 560 499 227</b>

Le coût global du projet est estimé à *sept milliards cinq cent soixante millions quatre cent quatre-vingt-dix-neuf mille deux cent vingt-sept francs (7 560 499 277 FCFA)*, répartis comme le montre la figure suivante :

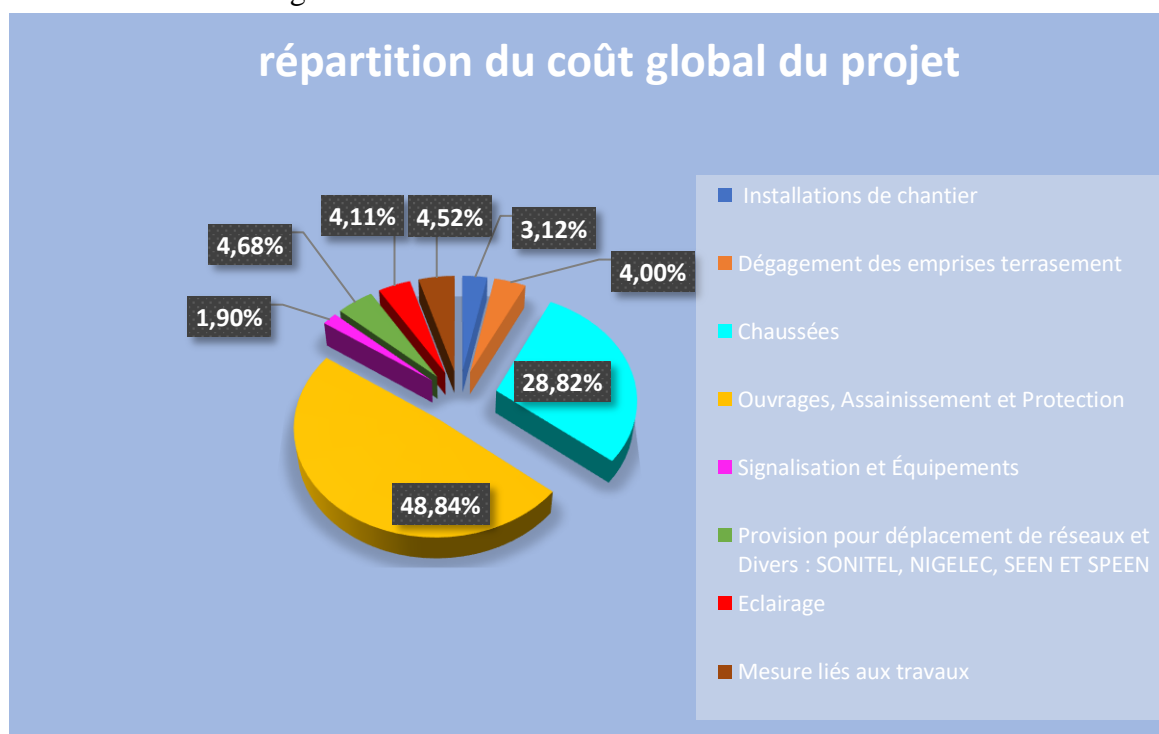


Figure 8: répartition du coût global du projet

## CONCLUSION

La présente étude intitulée « étude technique de la voirie et des ouvrages hydrauliques de l'axe reliant Daykaina à Tillekaina du programme Tillabéri Tchandalo au NIGER, avait pour objectif l'amélioration de la voirie et ouvrages de franchissement de l'axe reliant Daykaina à Tillekaina. La conception devrait répondre aux normes techniques, être économiquement viable et dont les impacts négatifs, sociaux et environnementaux seraient maîtrisables. Il ressort de cette étude les résultats suivants :

La conception géométrique nous a permis de retenir une route de 2x2 voies avec TPC et avec pour vitesse de référence 60 km/h. Sur trois variantes d'aménagement de chaussée proposées, une variante a été retenue suite à une étude multicritère basée sur la disponibilité des matériaux, de la mise en œuvre et du coût. L'optimisation de cette variante nous a permis de retenir 05 cm de béton bitumineux comme revêtement, 15 cm de graveleux latéritique pour la couche de base et 20 cm de graveleux latéritique pour la couche de fondation.

Les études hydrologiques nous ont permis d'obtenir un débit total de 132,06 m<sup>3</sup>/s à évacuer réparti entre sept dalots dont le plus grand évacue un débit de 38,68 m<sup>3</sup>/s. Les études hydrauliques ont permis de déterminer les dimensions hydrauliques des ouvrages et proposées suit à un dimensionnement structural un plan d'assainissement.

En outre, nous avons évalué l'aspect environnemental et social faisant ainsi ressortir les impacts négatifs et les mesures d'atténuation liés aux travaux.

Un devis quantitatif et estimatif a été réalisé sur la base d'un sou détail de prix relatif à chaque tâche, présentant ainsi un aperçu global sur le montant du projet estimé à **7 560 499 277 FCFA**.

Toutes ces études ont été menées afin que la voirie de Tillabéri et ces ouvrages assurent ce pour quoi ils ont été conçus. Cependant, une infrastructure routière ne peut assurer toute sa fonctionnalité ni garantir sa pérennité sans entretien. La sensibilisation doit être faite auprès des usagers pour le respect des vitesses limites ainsi que toutes actions de nature destructrice et auprès des autorités pour le respect des périodes d'entretiens.

## BIBLIOGRAPHIE

- » L. NICOLLET, « La signalisation horizontale ».
- » INS-NIGER, « Annuaire statistique régional de la ville de Tillabéri, » 2015.
- » SETRA, « Instructions sur les conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines, » Mars 2009.
- » Nguyen VAN TUU, « hydraulique routière PSAUME », janvier 1979.
- » SETRA-LPCP, « Conception et dimensionnement des structures de chaussée », Décembre 1994.
- » « Les signaux routiers, » France, novembre 2002.
- » SETRA, « Comprendre les principaux paramètres de conception géométrique de la route », janvier 2006.
- » SETRA, « Catalogue des types de routes en milieux interurbains », décembre 1991.
- » SETRA, « Apport de drainage dans la conception des plates-formes support de chaussées », mai 2009.
- » C. N. Centre/SETRA-CSTR, « Drainage des chaussées », octobre 1992.
- » SETRA-LCPC, « Conception et dimensionnement des structures de chaussées ».
- » FAO, « manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche », 1996.
- » Ministère de l'équipement, des transports et du logement, « Fascicule n°62-Titre I Section I du CCTG : Règles de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limite-BAEL 91 et révisé 99 », 1999.
- » BANAOU Djibo Kader, 2ie, « Étude technique détaillée des travaux de réhabilitation de la route BALEYARA-FILINGUE : Tronçon PK45 + 00 au PK 55 + 00, » Mémoire de fin de cycle Master, 2017.
- » SETRA, « Instructions sur les conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines, » Mars 2009.
- » CEBTP, « Guide pratique de dimensionnement des chaussées dans les pays tropicaux », 1980.
- » Bassole, D.J.O., 2017. « Actualisation de l'avant-projet définitif relatif aux travaux d'aménagement de la section urbaine de la RN 04 de l'échangeur de l'est au croisement de l'avenue de la liberté ».

## ANNEXE

ANNEXE I : RESULTATS DES ESSAIS

ANNEXE II : DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE

ANNEXE III ETUDE HYDROLOGIQUES

ANNEXE IV : ABAQUES DE DETERMINATION DES COEFFICIENTS  $K_{r70}$  ET  $K_{r100}$

ANNEXE V : ABAQUE DE DETERMINATION DE LA PROFONDEUR AMONT

ANNEXE VI : ABAQUE DE DETERMINATION DE LA PENTE CRITIQUE DU DALOT

ANNEXE VII : ABAQUE DE DETERMINATION DE VITESSE DANS UN DALOT

ANNEXE VIII : NOTE DE CALCUL DU CANIVEAU 1x1

ANNEXE IX NOTE DE CALCUL DALOT 5 X 1.5 X 3

ANNEXE X : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

ANNEXE XI : PLAN



## ANNEXE I : RESULTATS DES ESSAIS

### 1. Résultats des essais sur le sol support

*Tableau 1 : résultats des essais sur le sol support*

<b>PK début</b>	<b>PK fin</b>	<b>COUCHE</b>	<b>NATURE</b>	<b>g OPM</b>	<b>ω OPM</b>	<b>ω %</b>	<b>ω % 2</b>	<b>ω % 3</b>	<b>ω % 4</b>	<b>CBR à 90 %</b>	<b>CBR à 95 %</b>
2+500	3+000	Base	Grave quartzeuse	2,28	7	5	7	9	11	16	67
0+800	1+200	Base	Grave quartzeuse	2,315	6,4	5,4	6,4	7,4	8,4	23	62
4+825	5+125	Fondation	Grave quartzeuse	2,31	5,8	3,8	4,8	5,8	6,8	20	44
5+175	5+575	Fondation	Grave quartzeuse	2,29	6	4	5	6	7	43	85
0+400		Remblai	Sable Limoneux	2,031	7	5	7	9	11	10	16
6+025	6+500	PST	Grave Latéritique	2,287	5,5	3,5	5,5	7,5	9,5	15	51
0+800	1+200	Fondation	Grave quartzeuse	2,27	7	5	7	9	11	27	60
0+425	0+900	Fondation	Grave quartzeuse	2,302	4,8	2,2	4,2	6,2	8,2	16	72
0+075	0+400	Base	Grave quartzeuse	2,32	5,2	4,2	5,2	6,2	7,2	23	76
1+275	1+700	Fondation	Grave quartzeuse	2,254	7	5	6	7	8	26	49
6+025	6+500	Fondation	Grave quartzeuse	2,24	5,5	4,5	5,5	6,5	7,5	16	51
4+825	5+150	Base	Grave quartzeuse	2,293	6	5	6	7	8	15	67
0+400	1+000	Assise	Grave Latéritique	2,194	7,3	3,3	5,3	7,3	9,3	11	41
5+575	5+975	Base	Grave quartzeuse	2,314	5,2	4,2	5,2	6,2	7,2	26	83

## 2. Résultats des essais sur les carrières

Tableau 2 : Résultats des essais sur les carrières

Carrières			Proctor modifié (NFP 94-093)		ES	Limite d'Atterberg (NFP 94-051)			Analyse granulométrie (Mode opération G2-DUNO Paris)					Portance CBR (NFP 94-078)	
Carrière	PK	Numéros de sondage	Densité à l'OPM	Teneur en eau		WL	WP	IP	< 80 µm	< 2 mm	< 5 mm	< 10 mm	< 20 mm	CBR à 95 % de l'OPM	CBR à 98 % de l'OPM
C1	18+300	S1 à S5	2,1	8,1	70	22,6	13,2	9,4	28,2	46,3	57,6	74,2	93,2	90	97
C2	10+300	S1 à S3	1,77	9,6	17,16	23,8	12,2	11	29,9	54,1	59,9	71,7	88,9	86	94

C1 : Carrière route Tillabéri

C2 : Carrière route Filingué

## ANNEXE II : DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE

### I. Calcul manuel des contraintes et déformations admissibles

Le logiciel alizé LCPC met en œuvre la méthode rationnelle de dimensionnement mécanique des structures de chaussées développées par le LCPC et le SETRA. L'un des fondements de cette méthode de calcul est le caractère probabiliste des chaussées. En ce sens que l'on ne peut prévoir le risque de dégradation de la chaussée notamment à cause des paramètres d'environnement et de trafic qui varient au cours de la vie de la chaussée, la variation de l'épaisseur des couches de chaussée qui dépendent du mode et de la qualité de l'exécution des travaux. Ce caractère probabiliste permet de mettre en relief le concept de durée initiale et de risque de calcul. Le risque de calcul de  $x$  % de  $p$  années qui est la durée de vie initiale de calcul, est la probabilité pour laquelle au cours de ces  $p$  années la chaussée ne présente des désordres qui entraîneront un entretien ou une réfection de ladite chaussée, sans intervention structurelle dans l'intervalle.

#### 1. Détermination des sollicitations admissibles

Nous déterminerons dans un premier temps ces valeurs admissibles manuellement à partir du guide de conception et de dimensionnement des structures de chaussées et ensuite avec ALIZE.

Les facteurs pris en considération pour évaluer la dégradation des chaussées sont entre autres les résultats d'essai en fatigue et l'épaisseur des couches de fondation lors de l'exécution. La courbe de fatigue tirée des essais de laboratoire est définie pour une probabilité de rupture de 50 %. Les résultats des essais, exprimés en  $\log(N)$  (logarithme décimal du nombre de cycles à la rupture) sont distribués suivant une loi normale avec un écart-type noté  $SN$ . L'épaisseur des couches est considérée comme étant distribuée également selon une loi normale, d'écart-type noté  $Sh$ . Le risque  $r$  est l'intégrale de la densité de probabilité de la variable  $\log(N)$  réduite. L'écart type  $\delta$  associé à la variable  $\log(N)$ , se déduit de la combinaison des facteurs de dispersion sur la loi de fatigue et sur l'épaisseur des couches, par la relation :

$$\delta = \left( SN^2 + \left( \frac{c^2}{b^2} \right) Sh^2 \right)^{0,5}$$

Avec :

c : coefficient reliant la variation de déformation (ou de contrainte) dans la chaussée à la variation aléatoire d'épaisseur  $\Delta h$ , ( $\log \varepsilon = \log \varepsilon_0 - \Delta h$ ), pour les chaussées courantes il est de  $0,02 \text{ cm}^{-1}$ .

b : pente de la loi de fatigue du matériau exprimée sous la forme d'une loi bi logarithmique.

La valeur de u est donnée par la figure 1 suivante :

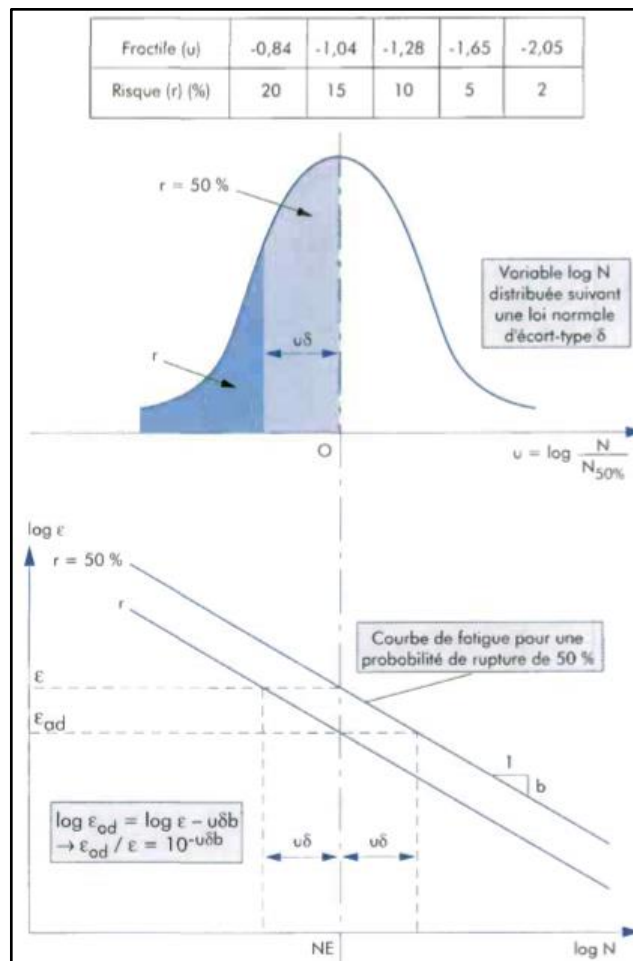


Figure 1 : Choix du facteur u en fonction du risque r (Conception et dimensionnement des structures de chaussée)

**a. Détermination de l'allongement  $\varepsilon_{t,ad}$**

$\varepsilon_{t,ad}$  a la base la couche bitumineuse est donnée par :

$$\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) \times K_c \times K_r \times K_s$$

$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$ : déformation pour laquelle la rupture conventionnelle en flexion sur éprouvette est obtenue au bout de NE cycle avec une probabilité de 50 %,

$\theta_{eq}$  et la fréquence f caractéristique des sollicitations subies par la couche considérée.

**b. La loi de fatigue des matériaux bitumineux**

Elle est représentée par une relation du type :

$$\varepsilon_{t,adm} = \varepsilon_6(10^\circ C, 25Hz) \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times \left(\frac{E(\theta^\circ C)}{E(\theta_{eq})}\right)^{0.5} \times K_c \times K_r \times K_s$$

Les valeurs de SN, Sh, K<sub>c</sub>, b et  $\varepsilon_6$  sont données par la figure 2 suivante :

	$\varepsilon_6$ (10°C ; 25 Hz) (10 <sup>-6</sup> )	-1/b	SN	Sh	k <sub>c</sub>
BBSG	100	5	0,25	(1)	1,1
GB 1	70	5	0,4	(1)	1,3
GB 2	80	5	0,3	(1)	1,3
GB 3	90	5	0,3	(1)	1,3
EME 1	100	5	0,3	(1)	1,0
EME 2	130	5	0,25	(1)	1,0

1. Sh dépend de l'épaisseur mise en œuvre : Sh = 0,01 m si h ≤ 0,10 m  
Sh = 0,025 m si h ≥ 0,15 m ; Sh = 0,01 + 0,3\* (h-0,10) si 0,10 ≤ h ≤ 0,15 m.

Figure 2 : Valeurs des coefficients de  $\varepsilon_6$ , b, SN, Sh, K<sub>c</sub> en fonction des couches bitumineuses (guide de conception et de dimensionnement des chaussées).

La valeur de  $E(\theta^\circ C; 10 Hz)$  est donné par la figure 3 suivant :

$\theta$	E ( $\theta^\circ C$ ; 10 Hz) en MPa						E (15°C) (MPa)	v
	-10	0	10	20	30	40		
BBSG	14 800	12 000	7 200	3 600	1 300	1 000	5 400	0,35
GB 1	18 000	14 000	9 000	5 000	2 000	800	7 000	0,35
GB 2	23 000	18 800	12 300	6 300	2 700	1 000	9 300	0,35
GB 3	23 000	18 800	12 300	6 300	2 700	1 000	9 300	0,35
EME 1	30 000	24 000	17 000	11 000	6 000	3 000	14 000	0,35
EME 2	30 000	24 000	17 000	11 000	6 000	3 000	14 000	0,35

Figure 3 : La valeur de  $E(\theta^\circ C; 10 Hz)$  (guide de conception et de dimensionnement des chaussées).

$K_r$  : est un coefficient qui ajuste la valeur de la déformation admissible au risque de calcul retenu en fonction des facteurs de dispersion sur l'épaisseur (écart-type  $Sh$ ) et sur les résultats des essais de fatigue (écart-type  $SN$ ).

$$K_r = 10^{-ub\delta}$$

$u$  : variable centrée réduite associée au risque  $r$  ;

$b$  : pente de la loi de fatigue du matériau (loi bi logarithmique) ;

$\delta$  : écart-type de la distribution de  $\log N$  à la rupture.

$K_c$  est un coefficient qui corrige l'écart entre les prédictions de la démarche de calcul et l'observation du comportement des chaussées et est donné par le tableau 3 suivant :

*Tableau 3 : valeur de  $K_c$*

Matériaux	$K_c$
Grave Bitume	1,3
Béton bitumineux	1,1
EME	1

$K_s$  est un coefficient qui corrige le défaut de portance du sol support et est donné par le tableau 4 suivant :

*Tableau 4 : Coefficient  $K_s$  en fonction du module d'élasticité (guide de conception et de dimensionnement des chaussées)*

Module	$E < 50 \text{ MPa}$	$50 \text{ MPa} \leq E < 120 \text{ MPa}$	$E \geq 120 \text{ MPa}$
<b><math>K_s</math></b>	1/1,2	1/1,1	1

**Pour le béton bitumineux** à partir des différents tableaux, on a :

$$\varepsilon_6(10^\circ C, 25Hz) = 100^{-6} \mu def$$

$$-1/b = 5 \text{ d'où } b = -0,2$$

$$K_c = 1,1$$

$$K_s = 1$$

$$E (10^\circ) = 7\,200 \text{ MPa}$$

$$E (\theta_{eq}) = 1\,090 \text{ MPa}$$

Pour un trafic assez moyen, et les matériaux ne présentant pas des caractéristiques idéales, nous nous fixons un risque de 10 % donc  $u = -1,28$ .

$$SN = 0,25$$

$$Sh = 0,01$$

$$C = 0,02$$

$$\text{On a donc : } \delta = \left( 0,25^2 + \left( \frac{0,02^2}{(-0,2)^2} \right) 0,01^2 \right)^{0,5} = 0,25$$

$$K_r = 10^{-(-1,28 \times (-0,2) \times 0,25)} = \mathbf{0,853}$$

$$\varepsilon_{t,adm} = 100 \times \left( \frac{0,8 * 5,6725 * 10^5}{10^6} \right)^{-0,2} \times \left( \frac{7200}{1090} \right)^{0,5} \times 0,92 \times 0,83 * 1,1 = 256,8$$

### c. Pour les graves naturels non traités

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

$A = 16\,000$  pour les chaussées à trafic inférieur ou égal à T3 (Guide de dimensionnement et de conception des chaussées).

$$\varepsilon_{z,adm} = 12000 \times (1,8 \times 10^6)^{-0,222} = 844,9 \text{ } \mu\text{def}$$

## II. Résultats des contraintes de calcul avec ALIZE

### 1. Détermination des valeurs admissibles sous ALIZE

#### a. Valeur admissible pour le béton bitumineux

Les valeurs admissibles sont données par la figure 4 suivante :

**Trafic PL cumulé : données**

<input checked="" type="checkbox"/> Moyenne journalière annuelle (MJA) :	47
<input checked="" type="checkbox"/> Taux accroissement géométrique (%) :	5
<input type="checkbox"/> Taux accroissement arithmétique (%) :	6,88
<input checked="" type="checkbox"/> Durée de service (années) :	20
<input type="checkbox"/> Trafic cumulé PL :	5,6725E+5

Cocher au plus 3 cases

**Valeurs admissibles : données**

matériau type :	bb	Téta equiv. (°C) :	37°C
coefficient CAM :	0,8	E10°10Hz (MPa) :	7200
risque (%) :	10,0	Etéq10Hz (MPa) :	1090
trafic cumulé NE :	4,5380E+5	Hstructurel MB (m) :	0,05
Epsilon6 (µdéf) :	100	écart type Sh (m) :	0,010
-1/b :	5	écart type SN :	0,250
		Kr (risque) :	0,853
		Kc (calage) :	1,1
		Ks (couche liée/pf2) :	1/1,1

**EpsilonT admissible = 256,8 µdéf**

**Mémo ...**  
1-EpsiT= 256,8

Calculer EpsiT admissible  
Calcul inverse NE = f(EpsiT)  
Calcul inverse Risk = f(EpsiT)  
Bibliothèque des matériaux  
Imprimer  
Enregistrer

Pour modifier les valeurs standard : cliquer sur "bb"

effacer=dbl click  
Fermer

Figure 4 : Valeur admissible pour le béton bitumineux donnée par ALIZE

b. Valeur admissible pour les sols

Les valeurs admissibles sont données par la figure 5 suivante :

**Trafic PL cumulé : données**

<input checked="" type="checkbox"/> Moyenne journalière annuelle (MJA) :	47
<input checked="" type="checkbox"/> Taux accroissement géométrique (%) :	5
<input type="checkbox"/> Taux accroissement arithmétique (%) :	6,88
<input checked="" type="checkbox"/> Durée de service (années) :	20
<input type="checkbox"/> Trafic cumulé PL :	5,6725E+5

Cocher au plus 3 cases

**Valeurs admissibles : données**

matériau type :	gnt et sol (sol trafic faible)		
coefficient CAM :	1		
trafic cumulé NE :	5,6725E+5		
Coefficient A :	16000		
pente b :	-0,222		

**EpsilonZ admissible = 844,9 µdéf**

**Mémo ...**  
1-EpsiT= 256,8  
2-EpsiZ= 844,9

Calculer EpsiZ admissible  
Calcul inverse NE = f(EpsiZ)  
Bibliothèque des matériaux  
Imprimer  
Enregistrer

Pour modifier les valeurs standard : cliquer sur "gnt et sol"

effacer=dbl click  
Fermer

Figure 5 : Valeur admissible pour le sol donné par ALIZE



## 2. Détermination des valeurs calculées sous ALIZE

Les valeurs calculées sont données par la figure 6 suivante :

Alizé-Lcpc - Résultats (Structure : données écran, Charge de référence) variante 1 : Durée=00:00sec

épais. (m)	module (MPa)	coef. Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdéf)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdéf)	SigmaZ (MPa)
0,050	1090,0	0,350	0,000	-223,1	-0,109	-87,1	0,658
			collé 0,050	-157,5	0,059	509,8	0,598
0,150	400,0	0,350	0,200	-286,7	-0,045	592,6	0,216
			collé 0,200	-286,7	-0,017	676,6	0,216
0,200	320,0	0,350	0,400	-317,2	-0,102	410,7	0,071
			collé 0,400	-317,2	-0,102	410,7	0,071
infini	100,0	0,350	0,400	-317,2	-0,006	713,2	0,071

Grandeurs affichées:  
 tableau 1     tableau 2  
 tableau 3     tableau 4  
 tableau 5     tableau 6  
 tableau 7     tableau 8

Déflexion = 60,1 mm/100  
entre-jumelage  
Rdc = 100,5 m  
 Imprimer    Enregistrer  
 Voir Chargt.    Fermer

Figure 6 : valeurs calculées sous ALIZE

## ANNEXE III ETUDE HYDROLOGIQUES

### I. Pluies journalières maximales

Pour le dimensionnement des ouvrages d'assainissement et de franchissement de cours d'eau, nous allons utiliser les pluies journalières maximales de 1986 à 2017 de la station de Tillabéri. Cette analyse fréquentielle se fera avec la loi de Gumbel, car étant la plus appropriée pour l'analyse des données maximales.

#### 1. Caractéristiques de la série de pluies

Les caractéristiques de la série de pluies à étudier sont les suivants :

Moyenne = 53,6 mm

Écart-type = 16,1 mm

Paramètre de position  $x_0 = 45.9$

$X_0 = \text{moyenne} - 0,577/a$

$1/a = 0,780 \times \text{Écart-type}$

Le tableau 5 ci-dessous donne les fréquences expérimentales  $F(x)$  et les variables réduites  $u$  pour chaque valeur. Les fréquences expérimentales ont été calculées par la formule de Hazen  $F(x) = (r-0.5)/n$  et les variables réduites sont données par  $u = -\ln(-\ln(x))$  :

*Tableau 5 : fréquences expérimentales et variables réduites de Gumbel*

<i>Année</i>	$P_{jmax}$	Rang i	$F_{nd}$	$u_i$
<b>1987</b>	28,9	1	0,030	-1,25
<b>1997</b>	29,5	2	0,061	-1,03
<b>1986</b>	32,3	3	0,091	-0,87
<b>2015</b>	33,2	4	0,121	-0,75
<b>1996</b>	35,9	5	0,152	-0,64
<b>1999</b>	40	6	0,182	-0,53
<b>1995</b>	41,0	7	0,212	-0,44
<b>2007</b>	42,7	8	0,242	-0,35
<b>2004</b>	42,7	9	0,273	-0,26
<b>1992</b>	44,7	10	0,303	-0,18
<b>2011</b>	45,1	11	0,333	-0,09
<b>1993</b>	46,1	12	0,364	-0,01
<b>2014</b>	46,7	13	0,394	0,07
<b>2009</b>	49,4	14	0,424	0,15
<b>1994</b>	50,1	15	0,455	0,24
<b>2000</b>	50,2	16	0,485	0,32
<b>1988</b>	50,6	17	0,515	0,41
<b>2001</b>	51,4	18	0,545	0,50
<b>2002</b>	52,3	19	0,576	0,59
<b>2010</b>	53,2	20	0,606	0,69
<b>2008</b>	53,3	21	0,636	0,79
<b>2012</b>	60,6	22	0,667	0,90
<b>2017</b>	64,4	23	0,697	1,02
<b>2006</b>	64,6	24	0,727	1,14
<b>2013</b>	68,5	25	0,758	1,28
<b>1991</b>	71,5	26	0,788	1,43
<b>1990</b>	72,2	27	0,818	1,61
<b>2003</b>	73	28	0,848	1,81
<b>1998</b>	73,2	29	0,879	2,05
<b>1989</b>	73,3	30	0,909	2,35
<b>2016</b>	81,6	31	0,939	2,77
<b>2005</b>	94,4	32	0,970	3,48

## 2. Construction de la bande de confiance

Nous allons Déterminer  $X_p$  pour chaque  $U_p$  de la fréquence au non-dépassement.

$X_p$  est déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$x_p = \frac{u}{a} + x_0$$

$$\text{Avec } u = -\ln[-\ln((F(x)))]$$

L'intervalle de confiance permet d'expliquer l'importance des erreurs d'échantillonnage. Son calcul et son choix découlent de l'étude des distributions d'échantillonnage. L'intervalle de confiance est obtenu par la formule ci-après :

$$ICx_p = x_p \pm U_{\frac{1-\alpha}{2}} \frac{s}{\sqrt{N-1}} \sqrt{1 + 1.4K + 1.1K^2}$$

$$\text{Avec } K = 0.780(U_p - 0.577)$$

NB : Nous choisissons un seuil de confiance de  $\alpha = 95\%$

La loi de GUMBEL donne une distribution statistique des pluies parfaitement acceptables, réparties de façon homogène le long de la droite linéaire. Les points représentés sont tous dans la bande de confiance de 95 % comme illustrés par la figure 7 suivante :

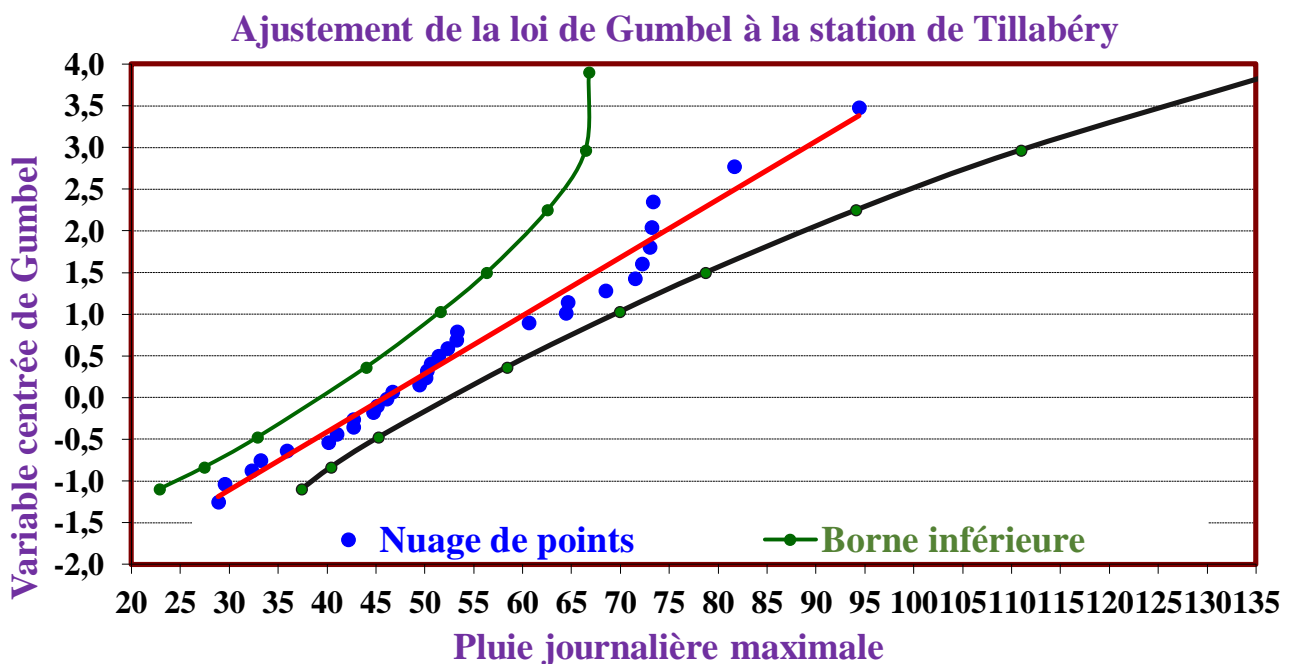


Figure 7 : ajustement de la loi de Gumbel

Les 95 % des données pluviométriques se trouvent dans l'intervalle de confiance, on a 95 % de chances de trouver la vraie valeur du paramètre estimé, mais il reste 5 % de chances de la trouver en dehors de l'intervalle, 2,5 % pour que cette valeur dépasse la marge supérieure de l'intervalle de confiance, 2,5 % pour qu'elle soit inférieure à la marge inférieure de cet intervalle de confiance.

Dans notre cas, seuls les temps de retour de 10 et 100 ans nous intéressent. Nous les avons récapitulés dans le tableau 6 suivant :

*Tableau 6 : pluie de retour 10 ans et 100 ans*

<b>T (ans)</b>	<b>Fnd</b>	<b>u<sub>x</sub></b>	<b>P<sub>x</sub> (mm)</b>	<b>t (95 % ; 53)</b>	<b>A (f ; 53)</b>	<b>Écart-type</b>
10	0,9	2,250	78,3	2,04	2,310	13,4
100	0,99	4,600	112,2	2,04	4,275	24,8

Ainsi **P<sub>10</sub> = 78.3** et **P<sub>100</sub> = 112 mm**.

## ANNEXE IV : ABAQUES DE DETERMINATION DES COEFFICIENTS

### Kr70 ET Kr100

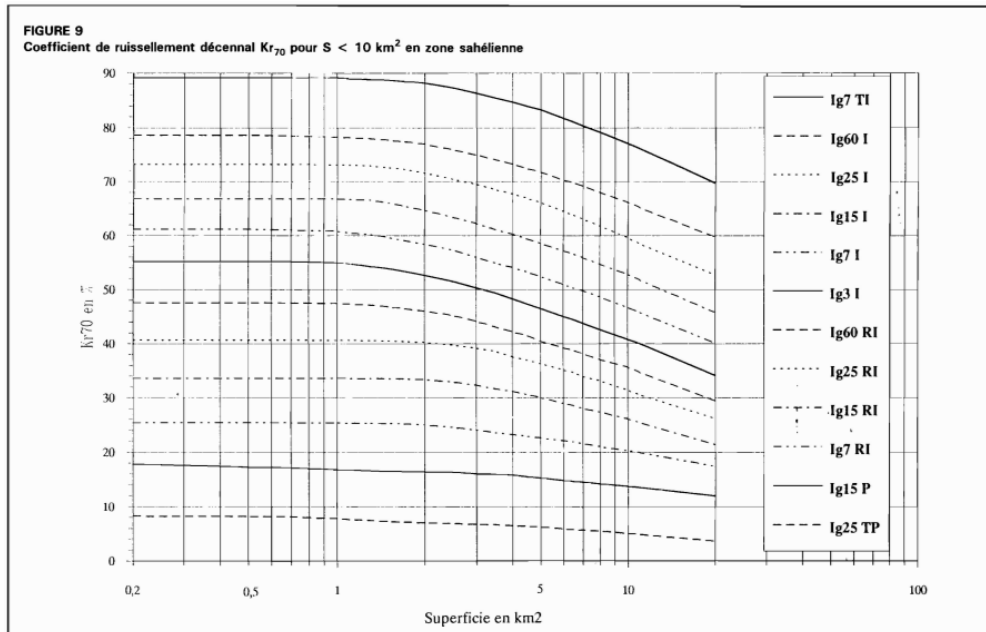


Figure 8 : Abaque de détermination de  $Kr_{70}$  de la zone sahélienne

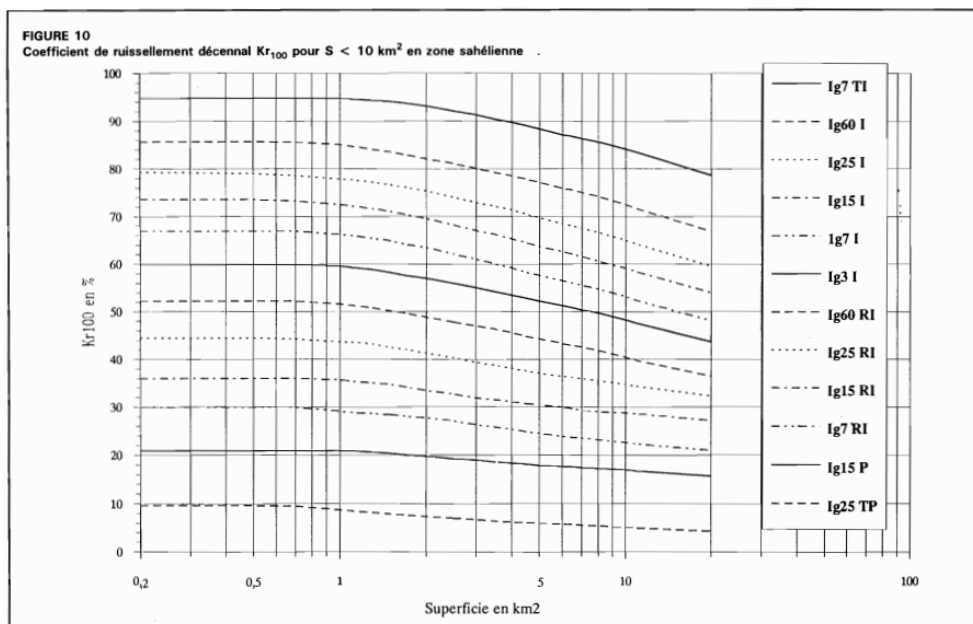


Figure 9 : Abaque de détermination de  $Kr_{100}$  de la zone sahélienne

NB : Nous avons supposé le bassin, relativement imperméable d'où le choix de la classe d'infiltrabilité RI dans la classification qualitative de Rodier.

## ANNEXE V : ABAQUE DE DETERMINATION DE LA PROFONDEUR AMONT

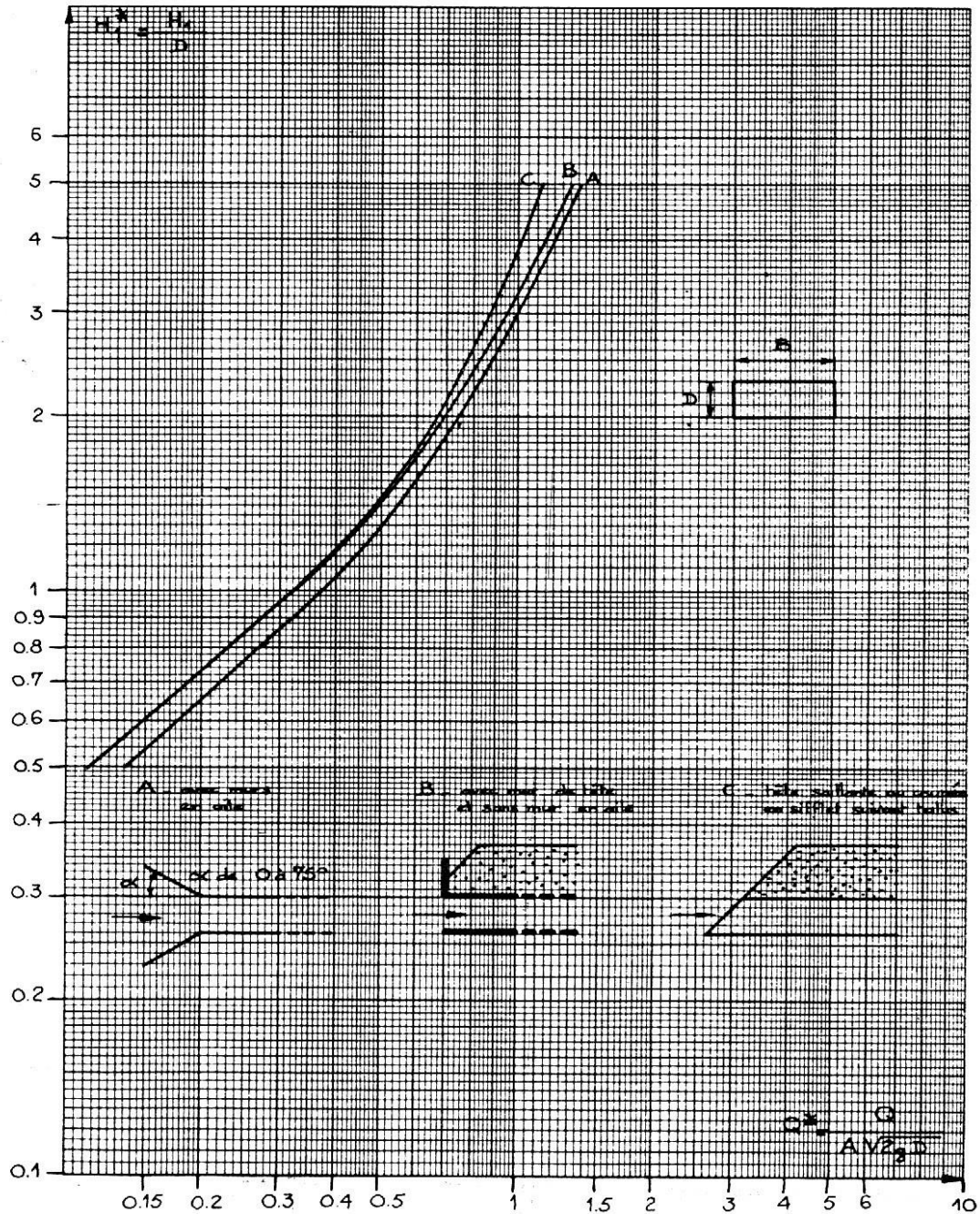


Figure 10 : Abaque de détermination de la profondeur amont  $H_1$  (BCEOM)

## ANNEXE VI : ABAQUE DE DETERMINATION DE LA PENTE CRITIQUE DU DALOT

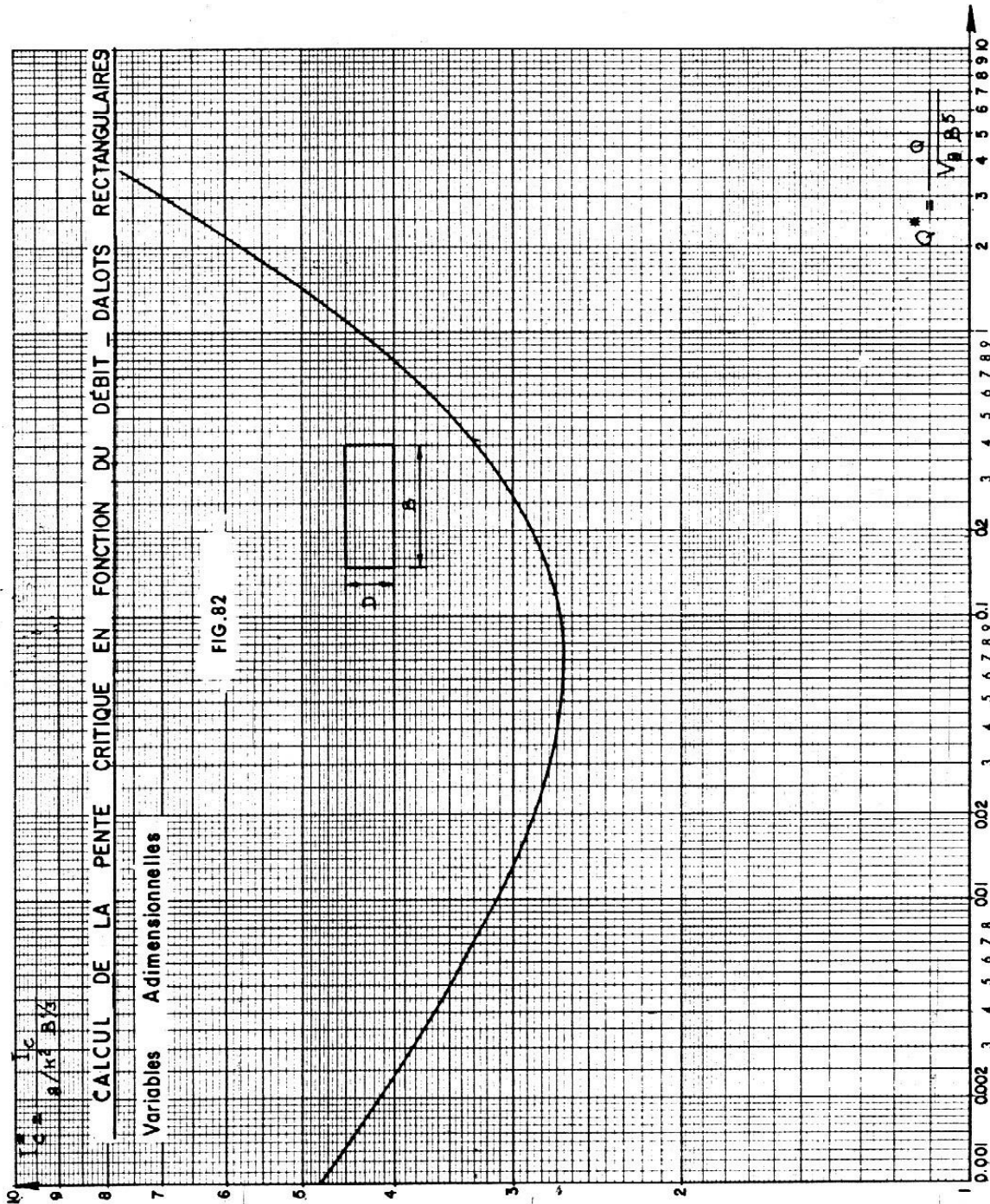


Figure 11 : Abaque de détermination de la pente critique (BCEOM)



## ANNEXE VII : ABAQUE DE DETERMINATION DE VITESSE DANS UN DALOT

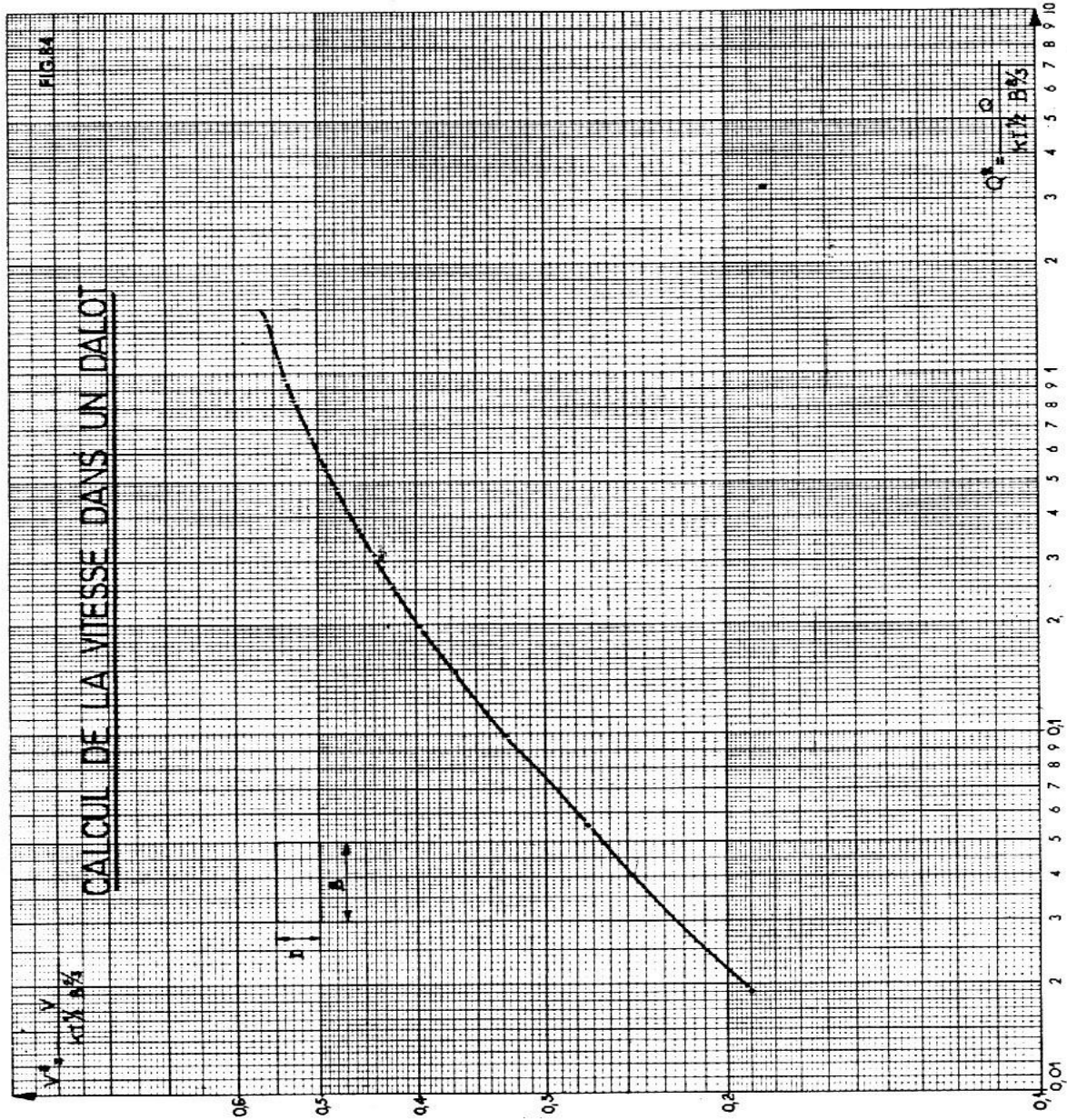


Figure 12 : abaque de détermination de vitesse dans un dalot (BCEOM)

## ANNEXE VIII : NOTE DE CALCUL DU CANIVEAU 1x1

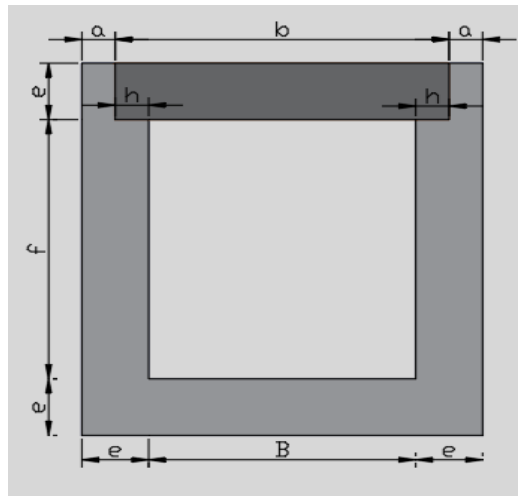


Figure 13 : Caniveau 1x1

Les charges à considérer sur la dalle sont :

- ❖ Le poids propre de la dalle.
- ❖ La charge concentrée d'une roue isolée de 10 t (voir Titre II de Fascicule 61)
- ❖ La dalle sera dimensionnée en flexion simple.

### I. Prédimensionnement

$$e = \frac{b}{32} + 0,125 = \frac{1}{32} + 0,125$$

$$e = 0.156m$$

Avec  $e \geq 15.6cm$  nous retiendrons une épaisseur  $e = 20 \text{ cm}$

- ❖ Épaisseur de la lèvre de feuillure :  $a \cong e/2 = 10 \text{ cm}$
- ❖ Redent de la feuillure :  $h = e - a = 10 \text{ cm}$
- ❖ Portée de la dalle :  $b = B + 2(e - h) = 120 \text{ cm}$
- ❖ Épaisseur du piedroit :  $e = 20 \text{ cm}$
- ❖ Épaisseur de la dalle :  $e = 20 \text{ cm}$
- ❖ Épaisseur du radier :  $e = 20 \text{ cm}$
- ❖ Hauteur libre du caniveau :  $f = 100 \text{ cm}$
- ❖ Ouverture du caniveau :  $B = 100 \text{ cm}$

- ❖ Porté de la dalle :  $g = 50 \text{ cm}$

## II. Calcul des armatures

### 1. Calcul des armatures de la dalle

- ✓ **Poids propre de la dalle :**

$$P_d = e \times g \times \gamma_b = 0,2 \times 1,2 \times 25 = 6 \text{ kN/ml}$$

La charge d'exploitation est une charge concentrée d'une roue isolée de 100 kN (Titre II de Fascicule 61) : dans tout ce qui suit, cette roue est désignée par  $B_r$ .

$$B_r = 100 \text{ kN}$$

L'état des fissurations étant préjudiciable les calculs seront faits exclusivement à l'ELS

D'où

$$P_{ser_d} = P_d = 6 \text{ kN/ml}$$

$$P_{ser_{B_r}} = B_r = 100 \times 1,2 = 120 \text{ kN}$$

Les sollicitations maximales valent donc :

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \times l^2}{8} + \frac{P_{ser_{B_r}} \times l}{4}$$

$$M_{ser} = \frac{6 \times 1,2^2}{8} + \frac{120 \times 1,2}{4} = 37,08 \text{ kN.m}$$

- ✓ **Calcul des aciers à l'Etat Limite de Service (ELS)**

$$\overline{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} = 0,527$$

- ✓ **Fibre neutre**

$$y_{ser} = \overline{\alpha}_{ser} \times d = 0,527 \times 0,2 \times 0,9 = 0,095 \text{ m}$$

$$z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0,9 \times 0,2 - \frac{0,095}{3} = 0,148 \text{ m}$$

- ✓ **Moment réduit**

$$M_{rserb} = \frac{1}{2} b_0 \times z_{ser} \times \overline{\sigma_{bc}} \times y_{ser} = \frac{1}{2} \times 0,5 \times 0,148 \times 15 \times 0,095 \times 1000 = 52,73 \text{ kN.m}$$

$M_{ser} < M_{rserb} \rightarrow$  pas de présence d'acier comprimé ;

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_s} \frac{M_{ser}}{z_{ser}}$$

$$A_{st} = \frac{1}{201.63} \left( \frac{0.03708}{0,148} \right) \times 10^4$$

$$A_{st} = 12.42 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{stmin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,5 \times 0,9 \times 0,2 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 1.087 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > A_{stmin}$  ; la section d'acier retenue est  $A_{st} = 12.42 \text{ cm}^2$

## 2. Calcul des armatures des pieds Piédroit

Le piédroit est soumis à l'effort transmis par la dalle chargée et à la poussée des terres. Les piédroits sont alors calculés en flexion composée avec effort normal de compression à l'état limite de service (ELS).

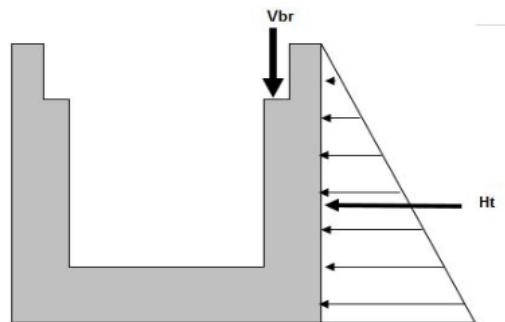


Figure 14 : Pieds droits du caniveau soumis à la charge de la roue Br et la poussée des terres

✓ **Poids propre des dalles**

$$Pd = b \times \gamma \times 1$$

$$Pd = 0,2 \times 25 \times \frac{1.2}{2} \times 1$$

$$Pd = 3 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Charge } V_{br} := 120 \times 0,5 = 60 \text{ kN}$$

$$VBr = 60 \text{ kN/ml}$$

✓ **Poussée des terres**

$$Ht = \gamma \times Ka \times \frac{(f)^2}{2} \times 1$$

$$Ht = 20 \times 0,33 \times \frac{(1)^2}{2} \times 1$$

$$Ht = 3.3 \text{ kN/ml}$$

✓ **Poussée due aux surcharge sur remblai**

$$Hr = q \times Ka \times h \times 1$$

$$Hr = 10 \times 0,33 \times 1 \times 1$$

$$Hr = 3.3 \text{ KN/ml}$$

✓ **Poids du piédroit**

$$Ppd = e \times \gamma \times h \times 1$$

$$Ppd = 0,2 \times 25 \times 1 = 5 \text{ kN/ml}$$

✓ **L'Etat Limite de Service (ELS)**

$$Nser = Pd + Ppd + 1,2Vbr$$

$$Nser = 3 + 5 + 1,2 * 60$$

$$Nser = 80 \text{ kN/ml}$$

$$Mser = \frac{Ht \times l}{3} + \frac{Hr \times l}{2}$$

$$Mser = \frac{3.3 \times 1}{3} + \frac{3.3 \times 1}{2}$$

$$Mser = 2.75 \text{ kN.m}$$

✓ **Élancement géométrique**

$$L_f = 0,5 \times l_0 \text{ (Encastré et libre d'un côté)}$$

$$L_f = 0,5 \times 1$$

$$L_f = 0,5 \text{ m}$$

✓ **Calcul des aciers à l'Etat Limite de Service (ELS)**

$$N_{ser} = N_g + 1,2 N_q$$

$$N_{ser} = 80 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_g + 1,2 * M_q$$

$$M_{ser} = 2,75 \text{ kN.m/ml}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

$$e_{ser} = \frac{2,75}{80}$$

$$e_{ser} = 0,034 \text{ m}$$

On calcule l'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$N_{b_{max}} = b \times h \times f_{bc}$$

$$N_{b_{max}} = 1 \times 0,1 \times 15 = 1,5 \text{ MN}$$

✓ **Calcul du coefficient de remplissage du diagramme de contrainte**

$$\psi_1 = \frac{N_{ser}}{N_{b_{max}}}$$

$$\psi_1 = \frac{80 \times 10^{-3}}{1,5} = 0,053$$

$$\psi_1 < 0,81$$

Donc  $e_{NC} = \zeta * h$  avec  $\zeta = 0,1659$  ;  $h = 0,1$

$$e_{NC} = 0,0165$$

$e_{ser} > e_{NC} \rightarrow$  **La section est partiellement comprimée**

- ✓ Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus

$$e_a = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = 0,034 + \left(0,9 * 0,1 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$e_a = 0,074 \text{ m}$$

$$M_{serf} = N_{ser} \times e_a$$

$$M_{serf} = 80 * 0,074$$

$$M_{serf} = 5.92 \text{ kN/ml}$$

- ✓ Fibre neutre

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0,527$$

$$y_{ser} = \bar{\alpha}_{ser} \times d = 0,527 \times 0,1 \times 0,9 = 0,0474 \text{ m}$$

$$z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0,09 - \frac{0,04473}{3} = 0,074 \text{ m}$$

- ✓ Moment réduit

$$M_{rserb} = \frac{1}{2} b_0 \times z_{ser} \times \bar{\sigma}_{bc} \times y_{ser} = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,074 \times 15 \times 0,0474 \times 1000 = 26.307 \text{ kN.m}$$

$M_{serf} < M_{rserb} \rightarrow$  pas d'acier comprimé ;

- ✓ Section théorique d'acier

$$A_{stf} = \frac{M_{serf}}{z_{ser} \times \sigma_s} = \frac{5.92 \times 10^{-3}}{0,074 \times 201.63} \times 10^4 = 3.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{stf} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 3.97 - \left(\frac{80 \times 10^{-3}}{201.63}\right) \times 10^4$$

$$A_s = 0.0023 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité**

$$A_{stmin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

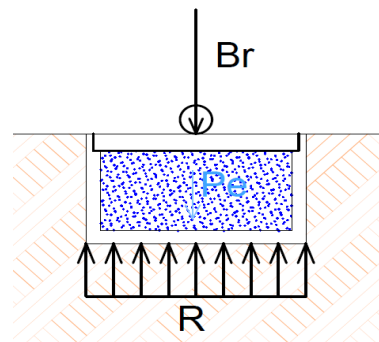
$A_s < A_{stmin}$  ; la section d'acier retenue est  $A_{st} = 1.09 \text{ cm}^2$

**3. Calcul des armatures du Radier**

Les charges à considérer sont :

- ❖ Le poids propre des piédroits ;
- ❖ Le poids propre du radier.
- ❖ Charge routière sur la dalle (Br 100KN)
- ❖ Poids de l'eau sur le radier

Le radier sera dimensionné en flexion simple à l'état limite de service (ELS) sur une bande de 1 mètre :



*Figure 15 : réaction du sol sous le radier du caniveau*

✓ **Le poids propre du rader et tablier**

$$P_{pr} = 2 \times e \times \gamma \times l$$

$$P_{pr} = 2 \times 0,2 \times 25$$

$$P_{pr} = 10 \text{ kN/m}^2$$

✓ **Poids de l'eau**

$$P_e = \gamma_e \times h \times 1$$

$$P_e = 10 \times 1 \times 1$$

$$P_e = 10 \text{ kN/m}^2$$



✓ **Poids des piédroits**

$$Ppd = \frac{2 \times e \times \gamma \times h}{B}$$

$$Ppd = \frac{2 \times 0,2 \times 25 \times 1}{1,4}$$

$$Ppd = 7.14 \text{ kN/m}^2$$

✓ **Surcharge Br**

$$Br = \frac{100}{Lt}$$

$$Br = \frac{100}{1,2} = 83.33 \text{ kN/m}^2$$

On en déduit la réaction du sol sous le radier :

$$R = 83.33 + 7.14 + 10 + 10 = 110.47 \text{ kN/m}^2$$

✓ **Calcul des sollicitations**

$$M_{ser} = \frac{R \times l^2}{8}$$

$$M_{ser} = \frac{110.47 \times 1^2}{8} = 13.81 \text{ kN.m}$$

✓ **Calcul des aciers à l'Etat Limite de Service (ELS)**

$$\overline{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \overline{\sigma}_{bc}}{n \times \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0,527$$

✓ **Fibre neutre :**

$$y_{ser} = \overline{\alpha}_{ser} \times d = 0,527 \times 0,1 \times 0,9 = 0,0474 \text{ m}$$

$$z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0,09 - \frac{0,0474}{3} = 0,074 \text{ m}$$

✓ **Moment réduit**

$$M_{serb} = \frac{1}{2} b_0 \times z_{ser} \times \overline{\sigma}_{bc} \times y_{ser} = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,074 \times 15 \times 0,0474 \times 1000 = 26.307 \text{ kN.m}$$

$M_{ser} < M_{serb} \rightarrow$  pas d'acier comprimé .

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{z_{ser} \times \sigma_s} = \frac{13.81 \times 10^{-3}}{0,074 \times 201.63} \times 10^4 = 9,26 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité**

$$A_{stmin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,22}{500} \times 10^4 = 0,919 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > A_{stmin}$  ; la section d'acier retenue est  $A_{st} = 9.26 \text{ cm}^2$ .

**Le récapitulatif des sections d'armatures est présenté dans le tableau 7 suivant :**

*Tableau 7 : récapitulatif des sections d'acier du caniveau 1X1*

FERRAILLAGE DU CANIVEAU 1x1				
Types d'armature		DALLETTE	PIEDS DROITS	RADIER
Armatures principales	Sections calculées	12.42 cm <sup>2</sup>	1.09 cm <sup>2</sup>	9.26 cm <sup>2</sup>
	Choix des armatures	2*6HA12	5HA8	2*5HA12
	Espacement	16 cm	20 cm	20 cm
Armatures de répartition	Sections calculées	2.07 cm <sup>2</sup>	0.87 cm <sup>2</sup>	1.54 cm <sup>2</sup>
	Choix des armatures	5HA8	5HA6	4HA8
	Espacement	20 cm	20 cm	12 cm

## ANNEXE IX NOTE DE CALCUL DALOT 5 X 1.5 X 3

### I. Méthode de calcul

Soit  $I$  le moment d'inertie du tablier, du radier, des piédroits et  $E$  le module d'élasticité (constant et peut être pris égal à 1 pour la suite des calculs).

De manière générale, les études seront faites par bande d'un (01) mètre de dalot ( $b = 1$  m). Dans notre calcul, compte tenu de la symétrie, de la géométrie de notre ouvrage, nous avons considéré que le piédroit intermédiaire est dimensionné en compression simple, ce qui nous permet d'y annuler le moment, d'où la possibilité d'utiliser la méthode des rotations pour l'étude de l'équilibre de chaque nœud.

Désignons par :

$M_{i,j}$  = Moment statique appliqué au nœud  $i$  par la barre  $ij$  ;

$m_{i,j}$  = moment d'encastrement appliqué au nœud  $i$  par la barre  $j$  (déterminé par les charges appliquées à la barre) ;

$a_i$  = Rotation du nœud  $i$  ;

$k_1$  = Caractéristique de la rigidité des barres horizontales  $= \frac{2 \times E \times I_1}{L} = \frac{2 \times I_1}{L}$  ;

$k_2$  = Caractéristique de la rigidité des barres verticales  $= \frac{2 \times E \times I_2}{L} = \frac{2 \times I_2}{L}$  ;

$M_{i,j} = k \times (2 \times a_i + a_j) + m_{i,j}$ ,  $k = k_1$  ou  $k_2$  ;

$b_i$  = Constante du nœud  $i$  ;

En considérant pour l'ouvrage, une bande de largeurs  $b = 1$  m, on a :

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1000 \times 350^3}{12} = 29166666667 \text{ mm}^4$$

$$k_1 = k_2 = \frac{2 \times 29166666667}{3,35} = 17412935323 \text{ N.mm}$$

$$2(k_1 + k_2) = 6.97 \times 10^{10} \text{ N.mm}$$

$$2(2k_1 + k_2) = 1.04 \times 10^4 \text{ N.mm}$$

L'équilibre du nœud 1 s'écrit :

$$M_{1,2} + M_{1,12} = 0$$

$$\rightarrow 2(k_1 + k_2)a_1 + k_1a_2 + k_2a_{12} = -(m_{1,2} + m_{1,12}) = b_1$$

En écrivant ainsi l'équilibre de tous les nœuds, nous obtenons 12 équations à 12 inconnues ( $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7, a_8, a_9, a_{10}, a_{11}, a_{12}$ ). Ces équations sont les suivantes :

$$\text{Nœud 1 : } 2(k_1 + k_2)a_1 + k_1a_2 + k_2a_{12} = -(m_{1,2} + m_{1,12}) = b_1$$

$$\text{Nœud 2 : } 2(2k_1 + k_2)a_2 + k_1a_1 + k_1a_3 + k_2a_{11} = -(m_{2,1} + m_{2,3} + m_{2,11}) = b_2$$

$$\text{Nœud 3 : } 2(2k_1 + k_2)a_3 + k_1a_2 + k_1a_4 + k_2a_{10} = -(m_{3,2} + m_{3,4} + m_{3,10}) = b_3$$

$$\text{Nœud 4 : } 2(2k_1 + k_2)a_4 + k_1a_3 + k_1a_5 + k_2a_9 = -(m_{4,5} + m_{4,3} + m_{4,9}) = b_4$$

$$\text{Nœud 5 : } 2(2k_1 + k_2)a_6 + k_1a_4 + k_1a_6 + k_2a_8 = -(m_{5,4} + m_{5,6} + m_{5,8}) = b_5$$

$$\text{Nœud 6 : } 2(k_1 + k_2)a_6 + k_1a_5 + k_2a_7 = -(m_{6,5} + m_{6,7}) = b_6$$

$$\text{Nœud 7 : } 2(k_1 + k_2)a_7 + k_1a_8 + k_2a_6 = -(m_{7,8} + m_{7,6}) = b_7$$

$$\text{Nœud 8 : } 2(2k_1 + k_2)a_8 + k_1a_9 + k_1a_7 + k_2a_5 = -(m_{8,9} + m_{8,7} + m_{8,5}) = b_8$$

$$\text{Nœud 9 : } 2(2k_1 + k_2)a_9 + k_1a_{10} + k_1a_8 + k_2a_4 = -(m_{9,10} + m_{9,8} + m_{9,4}) = b_9$$

$$\text{Nœud 10 : } 2(2k_1 + k_2)a_{10} + k_1a_{11} + k_1a_9 + k_2a_3 = -(m_{10,9} + m_{10,11} + m_{10,3}) = b_9$$

$$\text{Nœud 11 : } 2(2k_1 + k_2)a_{11} + k_1a_{10} + k_1a_{12} + k_2a_2 = -(m_{11,10} + m_{11,12} + m_{11,2}) = b_5$$

$$\text{Nœud 12 : } 2(2k_1 + k_2)a_5 + k_1a_4 + k_1a_6 + k_2a_8 = -(m_{5,4} + m_{5,6} + m_{5,8}) = b_5$$

## II. Descente de charges sur dalot :

### 1. Calcul des charges permanentes

Les actions permanentes à prendre en compte dans le calcul de notre ouvrage seront évaluées sur chaque élément de notre ouvrage (dalle, radier, piédroits).

#### a. Calcul des charges sur la dalle

Les éléments à prendre en compte ici sont : son poids propre, le poids propre du remblai, le poids des guides roues et la charge due au revêtement. L'évaluation des charges est consignée dans le tableau 8 ci-dessous :

Tableau 8 : charge permanente sur le tablier

N°	Désignations	Formule	Résultat (kN/m <sup>2</sup> )
1	Poids propre de la dalle (A)	$e_1 \times \gamma_b \times b$	<b>26.25</b>
2	Poids remblai (B)	$e_2 \times \gamma_d \times b$	
3	Poids propre des guides roues (C)	$\frac{2(e \times h \times \gamma_b \times L)}{l_{radier}}$	
4	Poids propre du revêtement (D)	$e_3 \times \gamma_b \times b$	

$e_1 = \text{Épaisseur de la dalle ;}$

$e_2 = \text{hauteur du remblai sur la dalle ;}$

$e_3 = \text{épaisseur du revêtement}$

**b. La poussée du remblai sur les piédroits**

L'évaluation des charges est consignée dans le tableau 9 ci-dessous :

Tableau 9 : charge permanente sur pied droit

N°	Désignations	Formule	Résultat (kN/m <sup>2</sup> )
1	Charge inférieure (P <sub>3</sub> )	$Ka \times \rho_t \times z$	<b>5.61</b>
2	Charge supérieure (P <sub>4</sub> )	$Ka \times p_t \times z$	<b>15.51</b>

**c. Calcul des charges sur le radier**

L'évaluation des charges est consignée dans le tableau 10 ci-dessous :

Tableau 10 : charge permanente sur radier

N°	Désignations		Formule	Résultat (kN/m <sup>2</sup> )
1	Poids propre radier		$e_1 \times \gamma_b \times b$	<b>38.838</b>
2	Surcharge sur le radier	Charge de la dalle	$A + B + C + D$	
3		Poids propre des piédroits	$\frac{5(e_1 \times H \times \gamma_b \times b)}{L}$	

$A$  = Poids propre de la dalle ;

$B$  = Poids remblai;

$C$  = Poids propre des guides roues

$D$  = Poids propre du revêtement;

## 2. Calcul des sollicitations sous charges permanentes

Les moments d'encastrement pour 1 m de largeur de dalot sont :

$$m_{1,2} = m_{2,3} = m_{3,4} = m_{4,5} = m_{5,6} = -P_1 * \frac{L^2}{12} = -26.25 * \frac{3^2}{12} = -19.69 \text{ KN.m}$$

$$m_{2,1} = m_{3,2} = m_{4,3} = m_{5,4} = m_{6,5} = P_1 * \frac{L^2}{12} = 26.25 * \frac{3^2}{12} = 19.69 \text{ KN.m}$$

$$m_{7,8} = m_{8,9} = m_{9,10} = m_{10,11} = m_{12,11} = -P_2 * \frac{l^2}{12} = -38.838 * \frac{3^2}{12} = -29.13 \text{ KN.m}$$

$$m_{8,7} = m_{9,8} = m_{10,9} = m_{11,10} = m_{11,12} = P_2 * \frac{l^2}{12} = 38.838 * \frac{3^2}{12} = 29.13 \text{ KN.m}$$

$$m_{12,1} = -(P_4 - P_3) * \frac{H^2}{20} - P_3 * \frac{H^2}{12}$$

$$m_{12,1} = -(15.51 - 5.61) * \frac{3^2}{20} - 5.61 * \frac{3^2}{12} = -2.17 \text{ KN.m}$$

$$m_{1,12} = (P_4 - P_3) * \frac{H^2}{30} + P_3 * \frac{H^2}{12}$$

$$m_{1,12} = (15.51 - 5.61) * \frac{3^2}{30} + 5.61 * \frac{3^2}{12} = 1.79 \text{ KN.m}$$

$$m_{6,7} = -m_{1,12} = -1.79 \text{ KN.m}$$

$$m_{7,6} = -m_{12,1} = 2.17 \text{ KN.m}$$

✓ Pour les pieds droits intermédiaires

$$m_{2,11} = m_{11,2} = m_{3,10} = m_{10,3} = m_{4,9} = m_{9,4} = m_{5,8} = m_{8,5} = 0$$

En remplaçant les moments d'encastrement par leurs valeurs, on aura :

$$-(m_{1,2} + m_{1,12}) = b_1 = -(-19.69 + 1.79) = 17.89$$

$$-(m_{2,1} + m_{2,3} + m_{2,11}) = b_2 = -(19.69 - 19.68 + 0) = 0$$

$$-(m_{3,2} + m_{3,4} + m_{3,10}) = b_3 = -(19.69 - 19.69 + 0) = 0$$

$$-(m_{4,3} + m_{4,5} + m_{4,9}) = b_4 = -(19.69 - 19.69 + 0) = 0$$

$$-(m_{5,4} + m_{5,6} + m_{5,8}) = b_5 = -(19.69 - 19.69 + 0) = 0$$

$$-(m_{6,5} + m_{6,7}) = b_6 = -(19.69 - 1.79) = -17.89$$

$$-(m_{7,6} + m_{7,8}) = b_7 = -(2.17 - 29.13) = -26.96$$

$$-(m_{8,9} + m_{8,7} + m_{8,5}) = b_8 = -(-29.13 + 29.13 + 0) = 0$$

$$-(m_{9,10} + m_{9,8} + m_{9,4}) = b_9 = -(-29.13 + 29.13 + 0) = 0$$

$$-(m_{9,10} + m_{9,8} + m_{9,4}) = b_{10} = -(-29.13 + 29.13 + 0) = 0$$

$$-(m_{11,10} + m_{11,12} + m_{11,2}) = b_{11} = -(29.13 - 29.13 + 0) = 0$$

$$-(m_{12,11} + m_{12,1}) = b_{12} = -(29.13 - 2.17) = -26.96$$

Les résultats du système d'équations sont consignés dans le tableau 11 suivant :

*Tableau 11 : résultats du système d'équation à 12 inconnus*

Résultats	a1	4,08081E-10
	a2	-8,93557E-11
	a3	2,29933E-11
	a4	-2,29933E-11
	a5	8,93557E-11
	a6	-4,08081E-10
	a7	5,15392E-10
	a8	-1,0506E-10
	a9	2,56106E-11
	a10	-2,56106E-11
	a11	1,0506E-10
	a12	-5,15392E-10

Nous déduisons alors les moments statiques appliqués aux nœuds. Les résultats sont présentés dans le tableau 12 ci-après :

Tableau 12 : les moments statiques aux nœuds

M1;2=	-7,031665802	M5;4=	22,39900911	M9;10=	-28,6823339
M1;12=	7,031665802	M5;6=	-23,68150024	M9;4=	0,491531188
M2;1=	23,68150024	M5;8=	1,282491124	M10;9=	28,68233386
M2;3=	-22,39900911	M6;5=	7,031665802	M10;11=	-28,1908027
M2;11=	-1,282491124	M6;7=	-7,031665802	M10;3=	-0,49153119
M3;2=	18,9323155	M7;6=	13,00871156	M11;10=	32,34112991
M3;4=	-19,28711996	M7;8=	-13,00871156	M11;12=	-45,2478674
M3;10=	0,354804462	M8;7=	34,44398139	M11;2=	-19,5049205
M4;3=	19,28711996	M8;9=	-32,34112991	M12;11=	13,00871156
M4;5=	-18,9323155	M8;5=	-2,102851478	M12;1=	-13,0087116
M4;9=	3,557844763	M9;8=	28,19080267		

- ✓ Les moments isostatiques au milieu des travées du tablier, du radier et piédroits sont :

$$\text{Tablier } M_{Ot} = \frac{P_0 * l^2}{8} = \frac{26.25 * 3^2}{8} = 29.53 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Radier : } M_{Ot} = -\frac{P_0 * l^2}{8} = -\frac{38.84 * 3^2}{8} = -43.69 \text{ KN.m/ml}$$

$$\text{Piédroit : } M_{Ot} = -\frac{P_{t0} * H^2}{8} + \frac{(P_4 - P_3) * H^2}{16} = \frac{5.61 * 3^2}{8} + \frac{(15.51 - 5.61) * 3^2}{16} = 2.97 \text{ KN.m/ml}$$

- ✓ Les moments maximums pour chaque travée sont consignés dans le tableau 13 suivant :

$$\text{Avec } M_{tt} = \frac{M_{agt} + M_{adt}}{2} + M_{Ot}$$



Tableau 13 : les moments maximums en travée

Moment maximum en travées							
Tablier				Radier			
Travée1	App gauche=	M1;2=	-7,031665802	Travée1'	App gauche=	M12;11=	13,00871156
	App droit=	(-)M2,1=	-23,68150024		App droit=	(-)M11;12=	45,24786739
	<b>Mi- travée</b>	Mtt=	14,17466698		<b>Mi- travée</b>	Mtt=	- 14,56414474
Travée2	App gauche=	M2;3=	-22,39900911	Travée2'	App gauche=	M11;10=	32,34112991
	App droit=	(-)M3;2=	-18,9323155		App droit=	(-)M10;11=	28,19080267
	<b>Mi- travée</b>	Mtt=	8,865587694		<b>Mi- travée</b>	Mtt=	- 13,42646792
Travée3	App gauche=	M3,4=	-19,28711996	Travée3	App gauche=	M10;9=	28,68233386
	App droit=	(-)M4,3=	-19,28711996		App droit=	(-)M9,10=	28,68233386
	<b>Mi- travée</b>	Mtt=	10,24413004		<b>Mi- travée</b>	Mtt=	- 15,01010035
Travée4	App gauche=	M4,5=	-18,9323155	Travée4	App gauche=	M9;8=	28,19080267
	App droit=	(-)M5,4=	-22,39900911		App droit=	(-)M8,9=	32,34112991
	<b>Mi- travée</b>	Mtt=	8,865587694		<b>Mi- travée</b>	Mtt=	- 13,42646792
Travée5	App gauche=	M5,6=	-23,68150024	Travée5	App gauche=	M8;7=	34,44398139
	App droit=	(-)M6,5=	-7,031665802		App droit=	(-)M7,8=	13,00871156
	<b>Mi- travée</b>	Mtt=	14,17466698		<b>Mi- travée</b>	Mtt=	- 19,96608774

- ✓ Les moments maximums en appuis pour chaque travée sont consignés dans le tableau 14 suivant :

Tableau 14 : les moments maximums sur appuis

<b>Moment maximum sur appuis</b>			
<b>Piédroit extrême gauche</b>	App inf=	M12;1=	-13,0087
	App sup=	(-)M1;12=	-7,03167
	Mi-travée	Mtt=	-7,05019
<b>Piédroit int1</b>	App inf=	M11;2	-19,5049
	App sup=	(-)M2;11=	1,282491
	Mi-travée	Mtt=	-9,11121
<b>Piédroit int2</b>	App inf=	M10;3=	-0,49153
	App sup=	(-)M3;10=	-0,3548
	Mi-travée	Mtt=	-0,42317
<b>Piédroit int3</b>	App inf=	M9;4=	0,491531
	App sup=	(-)M4;9=	-3,55784
	Mi-travée	Mtt=	-1,53316
<b>Piédroit int4</b>	App inf=	M8;5=	-2,10285
	App sup=	(-)M5;8=	-1,28249
	Mi-travée	Mtt=	-1,69267
<b>Piédroit extrême droite</b>	App inf=	M7;6=	13,00871
	App sup=	(-)M6;7=	7,031666
	Mi-travée	Mtt=	12,99019

✓ **Les réactions à chaque appui sont :**

Les réactions aux appuis sont déterminées par la relation :

$$R_{agt} = \frac{M_{adt} - M_{agt}}{L} + \frac{P \cdot L}{2} \text{ et } R_{adt} = \frac{M_{agt} - M_{adt}}{L} + \frac{P \cdot L}{2}$$

Les valeurs des réactions d'appuis sont consignées dans le tableau 15 suivant :

Tableau 15 : réactions d'appuis

Réactions d'appuis							
Tablier :				Radier			
Travée 1	AppGauch	Rag=	33,82505519	Travée 1	AppGauch	Rag=	-47,51019367
	Appdroit	Rad=	44,92494481		Appdroit	Rad=	-69,00296423
Travée 2	AppGauch	Rag=	40,53056454	Travée 2	AppGauch	Rag=	-59,64002136
	Appdroit	Rad=	38,21943546		Appdroit	Rad=	-56,87313653
Travée 3	AppGauch	Rag=	39,375	Travée 3	AppGauch	Rag=	-58,25657895
	Appdroit	Rad=	39,375		Appdroit	Rad=	-58,25657895
Travée 4	AppGauch	Rag=	38,21943546	Travée 4	AppGauch	Rag=	-56,87313653
	Appdroit	Rad=	40,53056454		Appdroit	Rad=	-59,64002136
Travée 5	AppGauch	Rag=	44,92494481	Travée 5	AppGauch	Rag=	-65,40166889
	Appdroit	Rad=	33,82505519		Appdroit	Rad=	-51,111489

**Les efforts de compression à prendre en compte dans les piédroits sont :**

$$\text{Piédroit extrême gauche } P_{extg} = (R_{agt} - R_{agr}) = 33.83 + 41.51 = 81.34 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Piédroit intérieur 1 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (44.92 + +69.00) = 227.86 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Piédroit intérieur 2 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (38.22 + 58.26) = 190.19 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Piédroit intérieur 3 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (39.22 + 58.27) = 195.26 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Piédroit intérieur 4 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (40.53 + 59.64) = 200.34 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Piédroit extrême droit : } P_{extd} = (R_{agt} - R_{agr}) = (44.92 + 65.40) = 110.33 \text{ kN/ml}$$

### 3. Calcul des sollicitations sous charges d'exploitation

Les charges d'exploitations sont essentiellement composées des charges routières définies à partir du *Fascicule 61 titre II*. Il en existe plusieurs systèmes de charges, mais ceux pris en compte lors de nos calculs sont :

- ✓ Le système A ;
- ✓ Le système B (Bc, Bt) ;

#### a. Calcul des charges générées par le système A

Le système A, est composé d'une charge uniformément répartie variable avec la longueur chargée.

$$A(l) = 230 + \frac{36.000}{L + 12}$$

Avec L = longueur chargée

$$A(l) = 20.3 \text{ KN/m}^2$$

La charge A (l) est limitée par  $(4 - 0,002L)$  kN/m<sup>2</sup>, de sorte que la densité de charge effective q(L) peut être mise sous la forme :  $q(L) = \text{Sup}\{a_1 A(L); (4 - 0,002L)\}$  kN/m<sup>2</sup>.

La valeur de calcul de la surcharge q(L) vaudra alors : 20.3 KN/m<sup>2</sup>

Donc  $Q = \gamma_q \cdot a_2 \cdot q(L)$

$$Q = 28.42 \text{ KN/m}^2$$

#### b. Calcul des charges générées par le système B (Bc et Bt)

Le système B comprend 3 sous-systèmes dont les effets de chacun sur les dalots sont examinés indépendamment.

Notre note de calcul prendra en compte 2 sous-systèmes à savoir :

- Le système Bc composé de camions types ;
- Le système Bt composé de groupes de 2 essieux, dénommés essieux – tandems.

La charge générée par le système B est donnée par :

$$Q = \gamma_Q \times \delta b \times B$$

Avec 
$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * L} + \frac{0,6}{1 + 4 * \frac{G}{Q}}$$

L=Max (Largeur roulable ; portée de la travée)

G=Poids total d'une section de couverture de longueur L et toute la largeur relative à cette couverture et aux éléments reposant sur elle.

Q=Poids total maximum des essieux du système (Bc ou Bt) qu'il est possible de placer sur la longueur L.

**c. Calcul des coefficients Bc et Bt**

Le coefficient bc est fonction de la classe du pont et du nombre de voies= f (classe pont, nombre voie). L'ouvrage étudié ici est de classe 1 avec 4 voies d'où le coefficient **Bc=0.8**. Le coefficient Bc est donné par le tableau 16 suivant :

*Tableau 16 : détermination du coefficient BC*

Nombre Voie		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	I	1,20	1	0,95	0,8	0,7
	II	1	0,8	-	-	
	III	1				

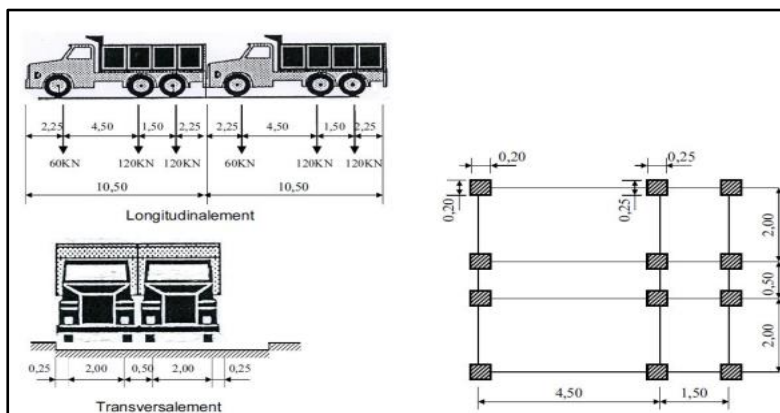
Le coefficient Bt en fonction de la classe de notre ouvrage et est donné par la figure 16 suivante :

Classe du pont .....	Première.	Deuxième.
Coefficient .....	<b>1.0</b>	0.9

*Figure 16 : détermination du coefficient Bt*

On retiendra la valeur de Bt = 1 (car classe de pont I)

**d. Calcul des charges sous le système Bc**



*Figure 17 : illustration des surcharges routières sous-système Bc*

Les valeurs des charges générées par le système Bc sont multipliées par le coefficient bc.

Les charges dues au système civil Bc sur l'ouvrage sont déterminées à partir des formules suivantes :

✓ **Surcharge sur Tablier**

$$Q_1 = \frac{\delta * QBc}{\text{Sencombr tablier}}$$

Q1= charge sur le tablier

✓ **Surcharge sur radier**

$$Q_2' = \frac{BC}{\text{Surface d'une cellule}}$$

Q2' = charge sur le radier

BC = Poids total maximum des essieux du système qu'il est possible de placer sur la longueur L.

BC = Poids total d'essieux du système BC qu'il est possible de placer sur la longueur L.

✓ **Surcharge sur piédroits**

$$q' = \gamma q * ka * q_i$$

e. Calcul des charges sous le système Bt

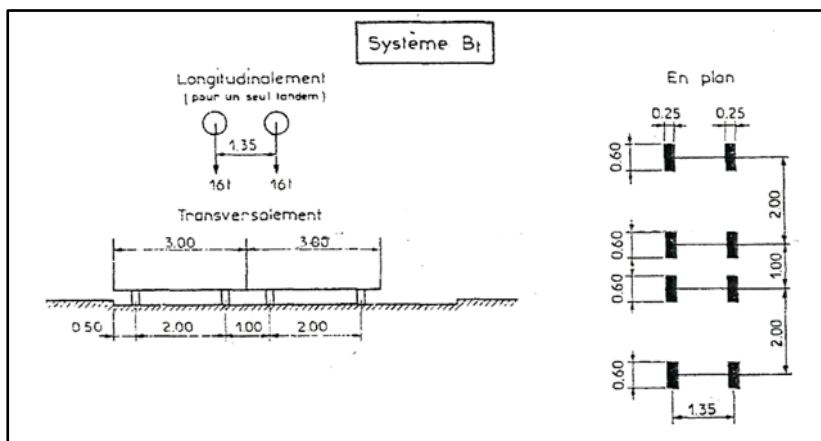


Figure 18 : illustration des surcharges routières sous-système Bt

Les charges dues au système civil Bt sur l'ouvrage sont déterminées de la manière suivante :

✓ **Surcharge sur le tablier**

$$Q_1 = \frac{\delta * QBc}{\text{Sencombr tablier}}$$

Avec

$Q_1$  = charge sur le tablier

QBC = Poids total d'essieux du système BC qu'il est possible de placer sur la longueur L.

✓ **Surcharge sur radier**

$$Q_2' = \frac{BC}{\text{Surface d'une cellule}}$$

$Q_2'$  = charge sur le radier

BC = Poids total maximum des essieux du système qu'il est possible de placer sur la longueur L.

✓ **Surcharge sur les piédroits**

$$q' = \gamma q * ka * q_i$$

L'évaluation des charges est consignée dans le tableau 17 ci-dessous :

*Tableau 17 : les surcharges routières sous-système Bc et Bt*

Système	Charge max (KN/m2)			
	Tablier	Piédroit P3	Piédroit P4	Radier
BC	99.63	9.57	19.47	49.504
BT	109.94	9.57	19.47	53.06

En utilisons la même méthode définie au niveau des charges permanentes, nous déduisons alors les moments statiques appliqués aux nœuds pour les systèmes Bc et Bt. Les résultats sont présentés dans les tableaux 18 et 19 ci-après :

Tableau 18 : les moments statiques aux nœuds sous-système Bc

M1;2=	-25,1563	M5;4=	61,37007	M9;10=	-7,21452168
M1;12=	27,30223	M5;6=	-65,3996	M9;4=	0,475991422
M2;1=	65,0072	M5;8=	4,729255	M10;9=	7,538156755
M2;3=	-60,8374	M6;5=	23,48339	M10;11=	-7,32908828
M2;11=	-4,8121	M6;7=	-25,7566	M10;3=	-0,31957819
M3;2=	53,36329	M7;6=	3,452175	M11;10=	11,05098826
M3;4=	-54,2743	M7;8=	9,803763	M11;12=	-19,4496876
M3;10=	1,070008	M8;7=	13,17403	M11;2=	-16,5712721
M4;3=	54,09624	M8;9=	-12,2929	M12;11=	-3,44968759
M4;5=	-53,186	M8;5=	-1,36322	M12;1=	2,592331123
M4;9=	7,892089	M9;8=	6,869965		

Tableau 19 : les moments statiques aux nœuds sous-système Bt

M1;2=	-28,4036	M5;4=	70,09877	M9;10=	-9,73438439
M1;12=	30,87254	M5;6=	-74,6763	M9;4=	0,585078347
M2;1=	74,20759	M5;8=	5,387971	M10;9=	10,12093632
M2;3=	-69,4625	M6;5=	26,40549	M10;11=	-9,85352843
M2;11=	-5,48693	M6;7=	-29,0265	M10;3=	-0,39825732
M3;2=	60,8414	M7;6=	4,979851	M11;10=	14,31668611
M3;4=	-61,8842	M7;8=	10,87075	M11;12=	-24,6147307
M3;10=	1,227228	M8;7=	16,9828	M11;2=	-19,934978
M4;3=	61,67154	M8;9=	-15,8	M12;11=	-3,2813974
M4;5=	-60,6296	M8;5=	-1,75859	M12;1=	2,239747272
M4;9=	9,159784	M9;8=	9,305149		

- ✓ Les moments isostatiques au milieu des travées du tablier, du radier et piédroits sont :

$$\text{Tablier } M_{Ot} = \frac{P_0 \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Radier : } M_{Ot} = -\frac{P_0 \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Piédroit : } M_{Ot} = -\frac{P_{t0} \cdot H^2}{8} + \frac{(P_4 - P_3) \cdot H^2}{16}$$



- ✓ Les moments maximums pour chaque travée sont consignés dans les tableaux 20 et 21 suivants :

$$\text{Avec } M_{tt} = \frac{M_{agt} + M_{adt}}{2} + M_{ot}$$

Tableau 20 : les moments maximums en travée sous-système Bt

Moment maximum en travées et sur Appuis							
Tablier :				Radier			
<b>Travée1</b>	App gauche=	M1;2=	-28,4036	<b>Travée1'</b>	App gauche=	M12;11=	-3,281397396
	Appdroit=	(-)M2,1=	-74,2076		Appdroit=	(-)M11;12=	24,61473073
	Mi-travée	Mtt=	-21,7743		Mi-travée	Mtt=	-33,02576754
<b>Travée2</b>	App gauche=	M2;3=	-69,4625	<b>Travée2'</b>	App gauche=	M11;10=	14,31668611
	Appdroit=	(-)M3;2=	-60,8414		Appdroit=	(-)M10;11=	9,853528433
	Mi-travée	Mtt=	-35,6207		Mi-travée	Mtt=	-31,60732694
<b>Travée3</b>	App gauche=	M3,4=	-61,8842	<b>Travée3</b>	App gauche=	M10;9=	10,12093632
	Appdroit=	(-)M4,3=	-61,6715		Appdroit=	(-)M9,10=	9,734384392
	Mi-travée	Mtt=	-32,2466		Mi-travée		-33,76477386
<b>Travée4</b>	App gauche=	M4,5=	-60,6296	<b>Travée4</b>	App gauche=	M9;8=	9,305148826
	Appdroit=	(-)M5,4=	-70,0988		Appdroit=	(-)M8,9=	15,79999725
	Mi-travée	Mtt=	-35,8329		Mi-travée	Mtt=	-31,13986117
<b>Travées5</b>	App gauche=	M5,6=	-74,6763	<b>Travées5</b>	App gauche=	M8;7=	16,98280219
	Appdroit=	(-)M6,5=	-26,4055		Appdroit=	(-)M7,8=	-10,8707477
	Mi-travée	Mtt=	-21,0096		Mi-travée	Mtt=	-40,63640696

Tableau 21 : les moments maximums en travée sous-système BC

<b>Tablier :</b>				<b>Radier</b>			
<b>Travée1</b>	App gauche=	M1;2=	- 25,1562718	<b>Travée1'</b>	App gauche=	M12;11=	-3,449687586
	Appdroit=	(-)M2,1=	- 65,0072039		Appdroit=	(-) M11;12=	19,44968759
	Mi-travée	Mtt=	- 15,5504879		Mi-travée	Mtt=	-35,69243421
<b>Travée2</b>	App gauche=	M2;3=	- 60,8373836	<b>Travée2'</b>	App gauche=	M11;10=	11,05098826
	Appdroit=	(-)M3;2=	- 53,3632899		Appdroit=	(-) M10;11=	7,329088275
	Mi-travée	Mtt=	- 27,5690868		Mi-travée	Mtt=	-34,50239594
<b>Travée3</b>	App gauche=	M3,4=	-54,274268	<b>Travée3</b>	App gauche=	M10;9=	7,538156755
	Appdroit=	(-)M4,3=	- 54,0962375		Appdroit=	(-)M9,10=	7,214521683
	Mi-travée	Mtt=	- 24,6540027		Mi-travée	Mtt=	-36,31609499
<b>Travée4</b>	App gauche=	M4,5=	- 53,1859618	<b>Travée4</b>	App gauche=	M9;8=	6,869965293
	Appdroit=	(-)M5,4=	- 61,3700704		Appdroit=	(-)M8,9=	12,29286929
	Mi-travée	Mtt=	- 27,7467661		Mi-travée	Mtt=	-34,11101692
<b>Travées5</b>	App gauche=	M5,6=	- 65,3996227	<b>Travées5</b>	App gauche=	M8;7=	13,17402935
	Appdroit=	(-)M6,5=	-23,483389		Appdroit=	(-)M7,8=	-9,803762582
	Mi-travée	Mtt=	- 14,9102558		Mi-travée	Mtt=	-42,00730083

- ✓ Les moments maximums en appuis pour chaque travée sont consignés dans les tableaux 22 et 23 suivants :

Tableau 22 : les moments maximums sur appuis système Bc

<b>Piédroit extrême gauche</b>	App inf=	M12;1=	2,592331
	App sup=	(-)M1;12=	-27,3022
	Mi-travée	Mtt=	-9,38495
<b>Piédroit int1</b>	App inf=	M11;2	-16,5713
	App sup=	(-)M2;11=	4,812104
	Mi-travée	Mtt=	-5,87958
<b>Piédroit int2</b>	App inf=	M10;3=	-0,31958
	App sup=	(-)M3;10=	-1,07001
	Mi-travée	Mtt=	-0,69479
<b>Piédroit int3</b>	App inf=	M9;4=	0,475991
	App sup=	(-)M4;9=	-7,89209
	Mi-travée	Mtt=	-3,70805
<b>Piédroit int4</b>	App inf=	M8;5=	-1,36322
	App sup=	(-)M5;8=	-4,72925
	Mi-travée	Mtt=	-3,04624
<b>Piédroit extrême droite</b>			
	App inf=	M7;6=	3,452175
	App sup=	(-)M6;7=	25,75665
	Mi-travée	Mtt=	17,57441

Tableau 23 : les moments maximums sur appuis système Bt

<b>Piédroit extrême gauche</b>	App inf=	M12;1=	2,239747
	App sup=	(-)M1;12=	-30,8725
	Mi-travée	Mtt=	-11,3464
<b>Piédroit int1</b>	App inf=	M11;2	-19,935
	App sup=	(-)M2;11=	5,486927
	Mi-travée	Mtt=	-7,22403
<b>Piédroit int2</b>	App inf=	M10;3=	-0,39826
	App sup=	(-)M3;10=	-1,22723
	Mi-travée	Mtt=	-0,81274
<b>Piédroit int3</b>	App inf=	M9;4=	0,585078
	App sup=	(-)M4;9=	-9,15978
	Mi-travée	Mtt=	-4,28735
<b>Piédroit int4</b>	App inf=	M8;5=	-1,75859
	App sup=	(-)M5;8=	-5,38797
	Mi-travée	Mtt=	-3,57328
<b>Piédroit extrême droite</b>			
	App inf=	M7;6=	4,979851
	App sup=	(-)M6;7=	29,02649
	Mi-travée	Mtt=	19,97317

**Les réactions à chaque appui sont :**

Les réactions aux appuis sont déterminées par la relation :

$$R_{agt} = \frac{M_{adt} - M_{agt}}{L} + \frac{P \cdot L}{2} \text{ et } R_{adt} = \frac{M_{agt} - M_{adt}}{L} + \frac{P \cdot L}{2}$$

Les valeurs des réactions d'appuis sont consignées dans les tableaux 24 et 25 suivants :

*Tableau 24 : réactions d'appuis sous-système Bt*

Réactions d'appuis							
Tablier:				Radier			
<b>Travée 1</b>	AppGauch	Rag=	24,107	<b>Travée 1</b>	AppGauch	Rag=	-48,95786957
	Appdroit	Rad=	54,643		Appdroit	Rad=	-67,55528832
<b>Travée 2</b>	AppGauch	Rag=	42,24871	<b>Travée 2</b>	AppGauch	Rag=	-59,74429817
	Appdroit	Rad=	36,50129		Appdroit	Rad=	-56,76885972
<b>Travée 3</b>	AppGauch	Rag=	39,44588	<b>Travée 3</b>	AppGauch	Rag=	-58,38542959
	Appdroit	Rad=	39,30412		Appdroit	Rad=	-58,12772831
<b>Travée 4</b>	AppGauch	Rag=	36,21861	<b>Travée 4</b>	AppGauch	Rag=	-56,09162947
	Appdroit	Rad=	42,53139		Appdroit	Rad=	-60,42152842
<b>Travée 5</b>	AppGauch	Rag=	55,46527	<b>Travée 5</b>	AppGauch	Rag=	-67,54109558
	Appdroit	Rad=	23,28473		Appdroit	Rad=	-48,97206232

*Tableau 25 : réactions d'appuis sous-système Bc*

Réactions d'appuis							
Tablier:				Radier			
<b>Travée 1</b>	AppGauch	Rag=	26,09136	<b>Travée 1</b>	AppGauch	Rag=	-50,62345389
	Appdroit	Rad=	52,65864		Appdroit	Rad=	-65,889704
<b>Travée 2</b>	AppGauch	Rag=	41,86636	<b>Travée 2</b>	AppGauch	Rag=	-59,49721227
	Appdroit	Rad=	36,88364		Appdroit	Rad=	-57,01594562
<b>Travée 3</b>	AppGauch	Rag=	39,43434	<b>Travée 3</b>	AppGauch	Rag=	-58,3644573
	Appdroit	Rad=	39,31566		Appdroit	Rad=	-58,14870059
<b>Travée 4</b>	AppGauch	Rag=	36,64696	<b>Travée 4</b>	AppGauch	Rag=	-56,44894428
	Appdroit	Rad=	42,10304		Appdroit	Rad=	-60,06421361
<b>Travée 5</b>	AppGauch	Rag=	53,34708	<b>Travée 5</b>	AppGauch	Rag=	-65,91584293
	Appdroit	Rad=	25,40292		Appdroit	Rad=	-50,59731497

**Les efforts de compression à prendre en compte dans les piédroits du système Bc sont :**

$$\text{Piédroit extrême gauche } P_{extg} = (R_{agt} - R_{agr}) = (26.09 + 50.62) = 76.71kN/ml$$

$$\text{Piédroit intérieur 1 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (52.67 + 65.89) = 237.09kN/ml$$

$$\text{Piédroit intérieur 2 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (36.88 + 57.01) = 187.79kN/ml$$

$$\text{Piédroit intérieur 3 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (39.31 + 58.15) = 194.93kN/ml$$

$$\text{Piédroit intérieur 4 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (42.10 + 60.06) = 204.33kN/ml$$

$$\text{Piédroit extrême droit : } P_{extd} = (R_{agt} - R_{agr}) = (25.40 + 50.59) = 199.26 kN/ml$$

**Les efforts de compression à prendre en compte dans les piédroits du système Bt sont :**

$$\text{Piédroit extrême gauche } P_{extg} = (R_{agt} - R_{agr}) = (24.11 + 48.96) = 73.06kN/ml$$

$$\text{Piédroit intérieur 1 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (54.64 + 67.56) = 244.39kN/ml$$

$$\text{Piédroit intérieur 2 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (36.50 + 56.77) = 186.54kN/ml$$

$$\text{Piédroit intérieur 3 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (39.30 + 58.13) = 194.86kN/ml$$

$$\text{Piédroit intérieur 4 : } P_{int1} = 2 * (R_{adt} - R_{adr}) = 2 * (42.53 + 60.42) = 205.91kN/ml$$

$$\text{Piédroit extrême droit : } P_{extd} = (R_{agt} - R_{agr}) = (23.28 + 48.94) = 123.01 kN/ml$$

### **III. Calcul des sections d'armatures**

#### **1. Calcul des armatures du tablier**

⇒ **Données de calcul :**

$$h = 0,35$$

$$d = 0,9 * h = 0,9 * 0,35 = 0,315$$

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = 14.17Mpa$$

$$f_{su} = \sigma_s = 347,83 Mpa$$

$$b = 1m$$

$$\sigma_{st} = \sigma_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

**a. À mi-travée**

⇒ **Calcul à l'ELU**

Moment ultime  $M_U = 136.15 \text{ KN.m/ml}$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u \times 10^{-3}}{b_0 \times d_1^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{136.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35^2 \times 17}$$

$$\mu_u = 0,097$$

$\mu_u < \mu_{lim} = 0.186$  il n'y a donc pas de présence d'acier comprimé

✓ **Paramètres de déformation**

$$\alpha_u = 125(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,097)})$$

$$\alpha_u = 0,128$$

✓ **Bras du levier**

$$Z_u = d_1(1 - 0,4 \times \alpha_u) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,128)$$

$$Z_u = 0,3m$$

✓ **Section théorique d'acier**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{136.15 \times 10^{-3}}{0,3 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 13.09 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times Ft28}{Fe} = \frac{0.23 \times 1 \times 0,315 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 3.80 \text{ cm}^2$$

⇒ **Calcul à l'ELS**

Moment à l'état de service  $M_{ser} = 101.94 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$

✓ **Paramètre de déformation**

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 115 + 201.63}$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = 0.527$$

✓ **Fibre neutre**

$$Y_{ser} = \bar{\alpha}_{ser} * d$$

$$Y_{ser} = 0.527 * 0.315 = 0.166 \text{ m}$$

✓ **Bras de levier**

$$\bar{z}_{ser} = d - \frac{Y_{ser}}{3} = 0,315 - \frac{0,166}{3}$$

$$\bar{z}_{ser} = 0,26 \text{ m}$$

✓ **Moment résistant**

$$M_{rserb} = \frac{b \times d^2}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$M_{rserb} = \frac{0,35 \times 0,315^2}{2} \times 15 \times 0,527 \times \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) = 113.22 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$$M_{serb} > M_{ser} = 101.94 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}} \text{ donc pas besoin d'acier comprimés}$$

✓ **Section d'aciers tendus**

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\bar{z}_{ser} \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{28.82 * 10^{-3}}{0,26 \times 201.63} = 19.47 \text{ cm}^2$$

La section retenue est donc  $A_{st} = 19.47 \text{ cm}^2$

**b. Sur appuis de gauche :**

⇒ **Calcul à l'ELU**

Moment ultime  $M_U = 151.45 \text{ KN/ml}$

✓ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_u \times 10^{-3}}{b_0 \times d_1^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{151.45 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0,108$$

$\mu_u < \mu_{lim} = 0.186$  il n'y a donc pas de présence d'acier comprimé

✓ **Paramètres de déformation**

$$\alpha_u = 125(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,108)})$$

$$\alpha_u = 0,143$$

✓ **Bras du levier**

$$Z_u = d_1(1 - 0,4 \times \alpha_u) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,143)$$

$$Z_u = 0,297 \text{ m}$$

✓ **Section théorique d'acier**

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{151.45}{0,297 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 14.66 \text{ cm}^2$$



✓ **Condition de non-fragilité**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times Ft28}{Fe} = \frac{0.23 \times 1 \times 0,35 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 3.05 \text{ cm}^2$$

⇒ **Calcul à l'ELS**

Moment à l'état de service  $M_{ser} = 113.20 \text{ kN} \cdot \frac{m}{ml}$

⇒ **Paramètre de déformation**

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.36}$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = 0.259$$

✓ **Fibre neutre**

$$Y_{ser} = \bar{\alpha}_{ser} * d$$

$$Y_{ser} = 0.257 * 0.315 = 0.166m$$

✓ **Bras de levier**

$$\bar{z}_{ser} = d - \frac{Y_{ser}}{3} = 0,315 - \frac{0,166}{3}$$

$$\bar{z}_{ser} = 0,259 \text{ m}$$

✓ **Moment résistant**

$$M_{rserb} = \frac{b \times d^2}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$M_{rserb} = \frac{0,35 \times 0,315^2}{2} \times 14.17 \times 0,527 \times \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) = 113.217 \text{ KN} \cdot m/ml$$

$$M_{serb} < M_{ser} = 113.20 \text{KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}} \text{ donc pas besoin d'acier comprimés}$$

⇒ **Section d'aciers tendus**

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\bar{z}_{ser} \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{113.20 * 10^{-3}}{0.26 \times 201.63} = 21.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 21.64 \text{ cm}^2$$

**c. Sur appui droit**

⇒ **Calcul à l'ELU**

Moment ultime  $M_U = 150.70 \text{ KN/ml}$

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u \times 10^{-3}}{b_0 \times d_1^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{150.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0,107$$

$\mu_u < \mu_{lim}$  il n'y a donc pas de présence d'acier comprimé

✓ **Paramètres de déformation**

$$\alpha_u = 125(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,107)})$$

$$\alpha_u = 0,142$$

✓ **Bras du levier**

$$Z_u = d_1(1 - 0,4 \times \alpha_u) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,142)$$

$$Z_u = 0,297 \text{ m}$$

✓ **Section théorique d'acier**

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{150.7 \times 10^{-3}}{0,297 \times 347.83}$$

$$A_u = 14.58 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times Ft_{28}}{F_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,315 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 3.08 \text{ cm}^2$$

⇒ **Calcul à l'ELS**

Moment à l'état de service  $M_{ser} = 112.73 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$

✓ **Paramètre de déformation**

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63}$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = 0,527$$

✓ **Fibre neutre**

$$Y_{ser} = \bar{\alpha}_{ser} * d$$

$$Y_{ser} = 0.527 * 0.315 = 0,166 \text{ m}$$

✓ **Bras de levier**

$$\bar{z}_{ser} = d - \frac{Y_{ser}}{3} = 0,315 - \frac{0,166}{3}$$

$$\bar{z}_{ser} = 0,289 \text{ m}$$

✓ **Moment résistant**

$$M_{rserb} = \frac{b \times d^2}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$M_{rserb} = \frac{0,35 \times 0,315^2}{2} \times 114.17 \times 0,527 \times \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) = 113.22 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{rserb} > M_{ser} = 112.73 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}} \text{ donc pas besoin d'acier comprimés}$$

✓ **Section d'aciers tendus**

$$A_{st} = \frac{M_{serb}}{\bar{z}_{ser} \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{112.73 \times 10^{-3}}{0,259 \times 201.63} = 21.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 21.53 \text{ cm}^2$$

2. Calcul des armatures du radier

a. À milieu travée

⇒ Calcul à l'ELU

Moment ultime  $M_u = 117.57 \text{ KN.m/ml}$

✓ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_u \times 10^{-3}}{b_0 \times d_1^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{117.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0,084$$

$\mu_u < \mu_{lim} = 0.186$  il n'y a donc pas de présence d'acier comprimé

✓ **Paramètres de déformation**

$$\alpha_u = 125(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,084)})$$

$$\alpha_u = 0,109 \text{ m}$$

✓ **Bras du levier**

$$Z_u = d_1(1 - 0,4 \times \alpha_u) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,109)$$

$$Z_u = 0,3 \text{ m}$$

✓ **Section théorique d'acier**

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{117.57 \times 10^{-3}}{0,3 \times 347,83}$$

$$A_u = 11.21 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times Ft28}{F_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0,315 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 3.8 \text{ cm}^2$$

⇒ Calcul à l'ELS

Moment à l'état de service  $M_{ser} = 87.93 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$

✓ **Paramètre de déformation**

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63}$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = 0.527$$

✓ **Fibre neutre**

$$Y_{ser} = \bar{\alpha}_{ser} * d$$

$$Y_{ser} = 0.527 * 0.315 = 0.166 \text{ m}$$

✓ **Bras de levier**

$$\bar{z}_{ser} = d - \frac{Y_{ser}}{3} = 0,3155 - \frac{0,166}{3}$$

$$\bar{z}_{ser} = 0,259 \text{ m}$$

✓ **Moment résistant**

$$M_{rserb} = \frac{b \times d^2}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$M_{rserb} = \frac{0,35 \times 0,405^2}{2} \times 14.17 \times 0,527 \times \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) = 113.22 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{rserb} > M_{ser} = 87.93 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}} \text{ donc pas besoin d'acier comprimés}$$

✓ **Section d'aciers tendus**

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\bar{z}_{ser} \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{87.93 \times 10^{-3}}{0,3 \times 201.63} = 13.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 16.79 \text{ cm}^2$$

**b. Sur appui gauche**

⇒ **Calcul à l'ELU**

Moment ultime  $M_U = 73.672 \text{ KN.m/ml}$

✓ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_u \times 10^{-3}}{b_0 \times d_1^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{73.67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.052$$

$\mu_u < \mu_{lim} = 0.186$  il n'y a donc pas de présence d'acier comprimé

✓ **Paramètres de déformation**

$$\alpha_u = 125(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,052)})$$

$$\alpha_u = 0,067$$

✓ **Bras du levier**

$$Z_u = d_1(1 - 0,4 \times \alpha_u) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,067)$$

$$Z_u = 0,307 \text{ cm}$$

✓ **Section théorique d'acier**

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{73.672 \times 10^{-3}}{0,31 \times 347,83}$$

$$A_u = 6.91 \text{ cm}^2$$

⇒ **Calcul à l'ELS**

Moment à l'état de service  $M_{ser} = 54.82 \text{ kN} \cdot \frac{m}{ml}$

✓ **Paramètre de déformation**

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63}$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = 0,527$$

✓ **Fibre neutre**

$$Y_{ser} = \bar{\alpha}_{ser} * d$$

$$Y_{ser} = 0.527 * 0.315 = 0.166 \text{ m}$$

✓ **Bras de levier**

$$\bar{z}_{ser} = d - \frac{Y_{ser}}{3} = 0,315 - \frac{0,166}{3}$$

$$\bar{z}_{ser} = 0,259 \text{ m}$$

✓ **Moment résistant**

$$M_{rserb} = \frac{b \times d^2}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$M_{rserb} = \frac{0,35 \times 0,315^2}{2} \times 14,17 \times 0,527 \times \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) = 113,22 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{rserb} > M_{ser} = 132,21 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}} \text{ donc pas besoin d'acier comprimés}$$

✓ **Section d'aciers tendus**

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\bar{z}_{ser} \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{54,82 \times 10^{-3}}{0,26 \times 201,63} = 10,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 10,74 \text{ cm}^2$$

c. Sur appui droit

⇒ **Calcul à l'ELU**

Moment ultime  $M_u = 100,47 \text{ KN.m/ml}$

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u \times 10^{-3}}{b_0 \times d_1^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{100,47 \times 10^{-3}}{1 \times 315^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,072$$

$\mu_u < \mu_{lim} = 0,186$  il n'y a donc pas de présence d'acier comprimé

✓ **Paramètres de déformation**

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$= 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,072)})$$

$$\alpha_u = 0,092$$

✓ **Bras du levier**

$$Z_u = d_1(1 - 0,4 \times \alpha_u) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,092)$$

$$Z_u = 0,3 \text{ m}$$



✓ **Section théorique d'acier**

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z_u \times \sigma_s} = \frac{100.47 \times 10^{-3}}{0,3 \times 347,83}$$

$$A_u = 9.52 \text{ cm}^2$$

⇒ **Calcul à l'ELS**

Moment à l'état de service  $M_{ser} = 74.78 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$

✓ **Paramètre de déformation**

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63}$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = 0,527$$

✓ **Fibre neutre**

$$Y_{ser} = \bar{\alpha}_{ser} * d$$

$$Y_{ser} = 0.527 * 0.315 = 0.166$$

✓ **Bras de levier**

$$\bar{z}_{ser} = d - \frac{Y_{ser}}{3} = 0,315 - \frac{0,166}{3}$$

$$\bar{z}_{ser} = 0,259 \text{ m}$$

✓ **Moment résistant**

$$M_{rserb} = \frac{b \times d^2}{2} \times \bar{\sigma}_{bc} \times \bar{\alpha}_{ser} \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

$$M_{rserb} = \frac{0,45 \times 0,405^2}{2} \times 14.17 \times 0,527 \times \left(1 - \frac{0,527}{3}\right) = 113.22 \text{ KN} \cdot \text{m/ml}$$

$M_{rserb} > M_{ser} = 74.79 \text{ KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{ml}}$  donc pas besoin d'acier comprimés

✓ **Section d'aciers tendus**

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\bar{z}_{ser} \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{73.79 * 10^{-3}}{0,26 \times 201.63} = 14.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 14.29 \text{ cm}^2$$

**3. Calcul des armatures des pieds droits centraux**

$$N_U = 698.64 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$$

Longueur de flambement  $f = 0.7XH = 1.05 \text{ m}$

Élancement  $\lambda = 3.46 * \frac{if}{h} = 3.46 * \frac{1.05}{0.35} = 10.38$

$\lambda < 50$ , donc  $\beta = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{25}\right)^2 = 1.02$

$Br = (h-c) \times (b-c) = 3 \ 234 \text{ cm}^2$

Le béton équilibré :  $N_b = \frac{br * f_{bu}}{0.9} = \frac{0.32 * 14.17}{0.9} = 5090.6 \text{ KN}$

Les aciers équilibrés :  $N_s = \frac{k * \beta * N_U - N_b}{0.85} = \frac{1.1 * 1.02 * 698.64 - 5090.6}{0.85} = -5207 \text{ KN}$

$N_s < 0$  le béton est surabondant, prévoir la section minimale.

✓ **Calcul minimal d'armature**

$U = 2 \times (h + b) = 2 \times (0.35 + 1) = 2.7$

$B = h \times b = 0.3 \times 1 = 0.3 \text{ m}^2$  aire béton

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times U \text{ en cm}^2 \\ 0.2 \times \frac{B}{100} \end{array} \right\}$$

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times 2.7 = 10.8 \text{ en cm}^2 \\ 0.2 \times \frac{3500}{100} = 7 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min} = 10.8 = A$$

Vérifions :  $A_{\max} = 5 \times \frac{B}{100} = 5 \times \frac{3500}{100} = 175 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ OK.}$

D'où  $A_s = 10,80 \text{ cm}^2$  soit  $A_s = 5.4 \text{ cm}^2$  sur chaque face

#### 4. Calcul des armatures des piédroits extrêmes

⇒ **Calcul à ELU**

$$M_{jGO} = 27.67 \text{ kN.m/ml}$$

$$N_j = 232.55 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ cm} \\ \frac{H}{250} \end{array} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_{jGo}}{N_i} + e_a = \frac{27.67}{232.55} + 0.02 = 0.14 \text{ m}$$

✓ **Sollicitations ultimes corrigées pour flambement**

**Élancement géométrique  $L_f = 1.05$**

✓ **Type de calcul :**

Pièce chargée de façon excentrée

$$\frac{L_f}{h} > < \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 20 \times \frac{e_1}{h} \end{array} \right\} = 15 > \frac{if}{h} = 3$$

Donc Calcul en flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité du 2<sup>nd</sup> ordre.

✓ **Excentricité du 2nd ordre**

$$\alpha = \frac{Mg}{Mg + mq} = 0,383$$

$$e_2 = \frac{3 \times lf^2}{10^4 \times h} = \frac{3 \times 1.05^2}{10^4 \times 0.35} = 0.261 \text{ m}$$

✓ **Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = N_i = 232.55 \text{ KN} \\ M_{uGo} = N_u(e_1 + e_2) = 232.55 \times (0.139 + 0.261) = 32.93 \text{ KN} \\ e_0 = e_1 + e_2 = 0.139 + 0.261 = 0.142 \text{ m} \end{array} \right\}$$

✓ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.142 + \left(0.315 - \frac{0.35}{2}\right) = 0.282 \text{ m} \\ M_{uA} = N_u \times e_A = 232.55 \times 0.282 = 65.49 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

✓ **Moment réduit de référence à l'ELU**

$$\mu_{BC} = 0.8 \times \frac{h}{d} \times \left(1 - 0.4 \times \frac{h}{d}\right) = 0.8 \times \frac{0.35}{0.315} \times \left(1 - 0.4 \times \frac{0.35}{0.315}\right) = 0.494$$

✓ **Moment réduit agissant**

$$\mu_{UA} = \frac{M_{UA}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{65.49}{0.35 \times 0.315^2 \times 14.17} = 0.047$$

⇒ **Calcul à l'ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = N_g + N_q = 173.39 \text{ KN} \\ M_{serGo} = N_g + N_q = 20.67 \text{ KN.m} \\ e_{0ser} = \frac{M_{serGo}}{N_{ser}} = \frac{44.94}{173.39} = 0.119 \text{ m} \end{array} \right\}$$

- ✓ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_A = e_{0ser} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 0.119 + \left( 0.315 - \frac{0.35}{2} \right) = 0.259 \text{ m} \\ M_{ser} = N_{ser} \times e_A = 173.39 \times 0.259 = 44.94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- ✓ **Moment réduit limite**

$$\gamma_M = \frac{M_{UA}}{M_{serA}} = \frac{65.49}{44.94} = 1.46$$

$$\mu_l u = 0.31$$

$\mu_l u < \mu_{bc}$  Donc section partiellement comprimée

$\mu_l u < \mu_{bc}$  donc pas besoin d'acier comprimé

- ✓ **Paramètre de déformation**

$$\begin{aligned} \alpha_{uA} &= 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_{uA}} \right) \\ &= 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,047)} \right) \end{aligned}$$

$$\alpha_{uA} = 0.059$$

- ✓ **Bras de levier**

$$Z_{uA} = d(1 - 0,4 \times \alpha_{uA}) = 0,315 \times (1 - 0,4 \times 0,059)$$

$$Z_u = 0,31 \text{ m}$$

- ✓ **Section théorique d'acier**

$$A = \frac{M_{UA}}{Z_{UA} \times \sigma_s} = \frac{65.49 \times 10^{-3}}{0,31 \times 347,83}$$

$$A = 6.12 \text{ cm}^2$$

$$A_u = A - \frac{N_U}{\sigma_s} = 6.12 \times 10^{-3} - \frac{232.55 \times 10^{-3}}{347,83} = 0.06 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non-fragilité**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times Ft28}{Fe} = \frac{0.23 \times 1 \times 0,315 \times 2,1}{400}$$

$$A_{min} = 3.8 \text{ cm}^2$$

La section d'acier retenue est donc  $A_s = 3.8 \text{ cm}^2/\text{face}$

Les récapitulatifs des armatures sont consignés dans les tableaux 26, 27, 28 et 29 suivants :

*Tableau 26 : récapitulatif des armatures*

<b>Dalot 5X1.5X5</b>						
			Aciers principaux		Aciers de répartition	
Sollicitations considérées			Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures
Tablier	Moment fléchissant	À mi-travée	19.47	2X7HA14	3.25	7HA8
		Sur appuis	11.93	8HA14		
Radier	Moment fléchissant	À mi-travée	16.79	2X6HA14	2.80	6HA8
		Sur appuis	5.90	4HA14		
Pieds-droits centraux	Effort normal		5.4/face	5HA12/face	1.85	5HA8
Piédroits extérieurs	Flexion composée		3.80	5HA12/face	1.26	5HA8

Tableau 27 : récapitulatif des armatures

<b>Dalot 2X1.5X2</b>						
			Aciers principaux		Aciers de répartition	
Sollicitations considérées			Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures
Tablier	Moment fléchissant	À mi-travée	11.07	2X4HA14	1.85	5HA8
Radier	Moment fléchissant	À mi-travée	9.06	2X5HA12	1.85	5HA8
Piédroits centraux	Effort normal		5/face	5HA12/face	1.67	5HA8
Piédroits extérieurs	Flexion composée		3.80	5HA12/face	1.26	5HA8

Tableau 28 : récapitulatif des armatures

<b>Dalot 2X1.5X3</b>						
			Aciers principaux		Aciers de répartition	
Sollicitations considérées			Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures
Tablier	Moment fléchissant	À mi-travée	16.44	2X6HA14	2.74	6HA8
		Sur appuis	4.13	4HA12		
Radier	Moment fléchissant	À mi-travée	14.56	2X5HA14	2.43	5HA8
		Sur appuis	3.4	4HA12		
Pieds-droits centraux	Effort normal		5.4/face	5HA12/face	1.85	5HA8
Piédroits extérieurs	Flexion composée		3.80	5HA12/face	1.26	5HA8

Tableau 29 : récapitulatif des armatures

<b>Dalot 3X1.5X3</b>						
			Aciers principaux		Aciers de répartition	
Sollicitations considérées			Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Section théorique (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures
Tablier	Moment fléchissant	À mi-travée	19.56	2X7HA14	3.26	7HA8
		Sur appuis	11.11	8HA14		
Radier	Moment fléchissant	À mi-travée	16.51	2X6HA14	2.75	6HA8
		Sur appuis	2.56	4HA10		
Pieds droits centraux	Effort normal		5.4/face	5HA12/face	1.85	5HA8
Piédroits extérieurs	Flexion composée		3.80	5HA12/face	1.26	5HA8



## ANNEXE X : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Tableau 30 : Devis

N° PRIX	Désignation des prix	Unités	Quantité	Prix unitaire (F CFA)	Montant (F CFA)
<b>100</b>	<b>Installations de chantier</b>				
101	Installations générales de chantier	Ft	1,00	100 000 000	100 000 000
103,00	Installation de la Mission de Contrôle	Ft	1,00	100 000 000	100 000 000
	<b>Sous total poste 100</b>				<b>200 000 000</b>
<b>200</b>	<b>Dégagement des emprises terrassement</b>				
201	Nettoyage et décapage sur une épaisseur moyenne de 20 cm	m <sup>2</sup>	110 995,00	300	33 298 500
202	Déblais meubles mis en dépôt	m <sup>3</sup>	12 736,00	3 830	48 778 880
203	Fourniture et exécution de matériaux en remblai	m <sup>3</sup>	23 293,00	5 395	125 665 735
204	Abatage et dessouchage d'arbre de circonférence supérieure à 0,7 m	u	90,00	40 000	3 600 000
205	Démolition de dalot	u	6,00	300 000	1 800 000
206	Purge de mauvais sol	m <sup>3</sup>	1 446,00	3 500	5 061 000
207	Dépose et mise en dépôt des candélabres ou poteaux électriques existants	u	106,00	25 250	2 676 500
208	Dépose et mise en dépôt des feux tricolores ou socle existant	u	4,00	60 000	240 000
209	Dépose et mise en dépôt des panneaux de signalisation verticale ou de petits panneaux publicitaires	u	30,00	38 000	1 140 000
210	Dépose et mise en dépôt de grands panneaux publicitaires	u	22,00	42 375	932 250
211	Préparation de la plate-forme	m <sup>2</sup>	93 680,00	350	32 788 000
	<b>Sous total poste 200</b>				<b>255 980 865</b>
<b>300</b>	<b>Chaussées</b>				
301	Scarification de la chaussée existante	m <sup>2</sup>	35 451,00	650	23 043 150
302	Couche de fondation en graveleux latéritique	m <sup>3</sup>	16 972,00	7 000	118 804 000
303	Couche de base en graveleux latéritique	m <sup>3</sup>	13 479,00	8 000	107 832 000
305	Fourniture de mise en œuvre imprégnation au cut-back 0/1	m <sup>2</sup>	95 620,00	1 120	107 094 400

308	Fourniture de mise en œuvre couche d'accrochage	m <sup>2</sup>	100 750,00	800	80 600 000
309	Fourniture, et mise en œuvre d'un revêtement en béton bitumineux (BB)	m <sup>3</sup>	5 910,00	175 000	1 034 250 000
310	Fourniture et pose pavées autobloquants	m <sup>2</sup>	25 350,00	14 800	375 180 000
	<b>Sous total poste 300</b>				<b>1 846 803 550</b>
<b>400</b>	<b>Ouvrages, Assainissement et Protection</b>				
401	Fouille en terre meuble ou rippable	m <sup>3</sup>	2 000,50	3 000	6 001 500
402	Fouille en terrain rocheux	m <sup>3</sup>	106,00	4 000	424 000
403	Béton de propreté dosé à 150 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	138,20	10 000	1 382 000
404	Béton dosé à 350 kg/m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>	910,10	300 000	273 030 000
405	Acier haute adhérence pour béton armé	kg	170 010,60	2 300	391 024 380
406	Coffrages	m <sup>2</sup>	8 777,40	40 000	351 096 000
407	Caniveau (1,00 x 1,00) m	ml	4 456,00	110 460	492 209 760
408	Dalette de portée 1,00m	ml	2 229,20	35 000	78 022 000
409	Bordure de types T2	ml	25 000,00	12 130	303 250 000
410	Dalot 2*1,5*2	ens	1,00	128 000 000,00	128 000 000
411	Dalot 2*1,5*2,5	ens	1,00	130 000 000,00	130 000 000
	Dalot 2*1,5*3	ens	1,00	135 000 000,00	135 000 000
	Dalot 3*1,5*2	ens	1,00	145 000 000,00	145 000 000
	Dalot 3*1,5*3	ens	2,00	150 000 000,00	300 000 000
412	Dalot 5*1,5*3	ens	1,00	395 000 000,0	395 000 000
	<b>Sous total poste 400</b>				<b>3 129 439 640</b>
<b>500</b>	<b>Signalisation et Équipements</b>				
501	Marquages spéciaux en peinture blanche rétro réfléchissant	m <sup>2</sup>	554,00	1 760	975 040
502	Bande continue ou discontinue de largeurs 0,12 m (2U)	ml	9 684,00	1 600	15 494 400
503	Bande continue ou discontinue de largeurs 0,18 m (2U)	ml	11 988,00	2 980	35 724 240
504	Panneaux de police et d'interdiction	U	80,00	150 000	12 000 000
505	Panneaux directionnels et d'indication	U	10,00	150 000	1 500 000
506	Fourniture et pose de feux tricolore	U	14,00	4 000 000	56 000 000
	<b>Sous total poste 500</b>				<b>121 693 680</b>

<b>600</b>	<b>Provision pour déplacement de réseaux et divers : SONITEL, NIGELEC, SEEN ET SPEEN</b>	<b>Fft</b>	<b>1,00</b>	<b>300 000 000</b>	<b>300 000 000</b>
	<b>Sous total poste 600</b>				<b>300 000 000</b>
<b>700</b>	<b>Eclairage</b>				
702	<b>Fourniture et pose des candélabres et accessoires</b>				
702,1	Simple Crosse	U	80,00	950 000	76 000 000
702,2	Double crosse	U	250,00	750 000	187 500 000
	<b>Sous total poste 700</b>				<b>263 500 000</b>
<b>800</b>	<b>Mesures liées aux travaux</b>				
802	Construction d'une villa, aménagement de la place de l'Unité et aménagement du marché	Fft	1,00	211 285 000	211 285 000
804	Programme d'atténuation et de limitation d'impacts	Ft	1,00	50 000 000	50 000 000
805	Programme de surveillance environnementale	Ft	1,00	9 000 000	9 000 000
806	Programme de suivi environnemental	Ft	1,00	11 000 000	11 000 000
807	Renforcement des capacités des acteurs	Ft	1,00	8 500 000	8 500 000
	<b>Sous total poste 800</b>				<b>289 785 000</b>
<b>TOTAL (F CFA H TT)</b>					<b>6 407 202 735</b>
<b>TOTAL (F CFA HTT)</b>					<b>6 407 202 735</b>
TVA 18%					1 153 296 492
<b>TOTAL TTC</b>					<b>7 560 499 227</b>



## ANNEXE XI : PLAN



**ETUDE TECHNIQUE DE LA VOIRIE ET DES OUVRAGES HYDRAULIQUES DE  
L'AXE RELIANT DAYKAINA A TILLEKAINA (7493ml) DU PROGRAMME  
TILLABERY TCHANDALO AU NIGER**



