



**ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION
ET AU BITUMAGE DE LA VOIE « TSINGA VILLAGE – CARREFOUR
PETIT MARCHÉ FOUGEROLE » (4100ML) DANS LE CADRE DES
TRAVAUX DE REHABILITATION/CONSTRUCTION DES VOIES D'ACCES
AU STADE D'OLEMBE : YAOUNDE – LOT E1, REGION DU CENTRE-
CAMEROUN**

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 01 Juillet 2019 par

Telesphore TSAPY TSUANYO (N° 20160046)

Travaux dirigés par :

M. Amadou SIMAL, Enseignant à 2iE, Département de Sciences et Techniques de l'Ingénieur.

M. David EKOLO, Ingénieur de Génie Civil, Responsable des appels d'offre à MAG SARL, BP : 5241 Yaoundé, Email : magcompany94@yahoo.com.

Jury d'évaluation du stage :

Président : Pr Adamah MESSAN

Membres et correcteurs : Dr. Décroly DJIOUBISSIE

Mr. Philbert NSHIMIYIMANA

Promotion 2018/2019

DEDICACE

*A ma mère,
Madame NWA NTSE épouse TSAPY Jeanne Angeline,
Pour son amour, son soutien et ses conseils bénis et
intarissables depuis ma naissance.*

REMERCIEMENTS

Mes remerciements vont particulièrement à l'endroit de :

- L'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement représenté par son Directeur Général qui n'a ménagé aucun effort afin de me permettre d'avoir une formation de qualité ;
- Monsieur Amadou SIMAL, Enseignant au Département de Sciences et Techniques de l'Ingénieur à l'Institut 2iE pour toute sa disponibilité, son encadrement et toute son attention à mon égard ;
- Monsieur Basile EDOUMA, Directeur Général Adjoint de MAG SARL qui m'a accordé ce stage au sein de sa structure et m'a témoigné de tout son soutien ;
- Monsieur David EKOLO, Ingénieur de Génie Civil, responsable des appels d'offre de MAG SARL pour sa disponibilité et son encadrement tout au long de la rédaction de ce mémoire ;
- Tout le personnel de l'entreprise MAG pour leur accueil chaleureux et leur sens de l'humour qui ont rendu mon séjour agréable parmi eux ;
- Toute la famille TSAPY, NANDJI et mon oncle KAMWA BLAISE ; Je loue ici ce fort esprit de fraternité et d'amour et de sincérité qui existe parmi nous ;
- A mes amis notamment LILIAN EMERIC TCHIPSEE, MAZABALO ARISTIDE, TSABDO LIONEL, COULIBALY LENI, JUSTIN ZOGANG, CLARA DONGMO, CARLOS KITIO, ALEX TONLE pour la part fraternel et la considération ;
- Au grand frère Armel MANDENG pour ses conseils précieux et son soutien ;

À tous mes promotionnaires pour leur soutien durant toute ma formation à la Fondation 2iE.

RESUME

Le présent mémoire porte sur les études techniques pour le bitumage d'une voie d'accès de 2x2 voies avec TPC, et d'une longueur de 4100ml dans la ville de Yaoundé, lot E1.

Cette voie aménagée dans le cadre de l'organisation de la coupe d'Afrique des nations de football (CAN) permettra de raccorder la route nationale 1 (RN1) et la route départementale 49 (D49). Elle assurera ainsi aux automobilistes venant du Grand-Nord, de l'Est et de l'Ouest du pays un accès rapide à la ville de Yaoundé. En plus, elle permettra un accès rapide et facile pour les populations de la cité capitale au stade d'Olembé.

Cette étude consiste à projeter une voirie nouvelle, capable de répondre aux besoins de trafic sur cette section péri-urbaine et notamment lors des rencontres de football, théâtre d'attroupement de masse.

L'ICTAVRU sert de document de référence pour la conception géométrique de la voirie. Le guide CEBTP sera utilisé pour le prédimensionnement du corps de chaussée et le CERTU pour l'aménagement des carrefours. Les éléments en béton armé seront calculés suivant les prescriptions du BAEL 91 modifié 99.

Le rapport porte sur la conception géométrique et structurelle de la route. Il présente les plans d'aménagement du tronçon et de ses intersections. En outre, il renseigne sur les caractéristiques mécaniques et de forme des matériaux latéritiques, des concassés, des bitumes et des autres éléments constitutifs du corps de chaussée. La voie sera pourvue d'une chaussée souple constituée d'une couche de fondation en béton de sol, d'une couche de base en concassé 0/31,5 et d'un revêtement en béton bitumineux. De plus, il présente également une note de calcul détaillée concernant l'assainissement de la chaussée mais aussi et surtout une étude d'impact environnemental et social.

Le projet est estimé à six milliards deux cent cinquante-sept millions huit cent vingt-quatre mille huit cent quatorze (6.257.884.814) FCFA et est financé par le budget spécial des CAN.

Mots Clés :

- 1 - Bitumage
- 2 – RN1 – D49
- 3 – Stade d'Olembé
- 4 - Voie d'accès
- 5 – Yaoundé, lot E1

ABSTRACT

This thesis talks about technical studies done for the asphaltting of an access road of 2x2 lanes with TPC, and a length of 4100m in the city of Yaoundé, lot E1.

This road, developed as part of the organization of the African CUP of Nations (CAN), shall link the national road N°1 (RN1) and the departmental road N°49 (D49). It will ensure motorists from the Far North, East and West regions of the country quick access to the city of Yaounde. In addition, it will allow quick and easy access for the populations of the capital city to Olembe stadium.

Our study consists in projecting a new road network, capable of meeting the traffic needs on this peri-urban section, particularly during football matches and theater of mass gathering.

ICTAVRU serves as a reference document for the geometric design of the road network. The CEBTP guide will be used for the pre-dimensioning of the pavement body and the CERTU for the layout of the intersections. The reinforced concrete elements will be calculated according to the prescriptions of modified BAEL 91 to 99.

This report focuses on the geometric and structural design of the road. It presents the development plans of the section and its intersections. In addition, it provides information on the mechanical and shape characteristics of lateritic materials, crushed, bitumen and other components of the pavement body. The track will be provided with a flexible pavement consisting of a ground concrete foundation layer, a 0/31.5 crushed base course and a bituminous concrete pavement. In addition, it also presents a detailed calculation note concerning the road's cleaning and above all an environmental and social impact study.

The project is estimated at six billion two hundred fifty-seven million eight hundred and twenty-four thousand eight hundred and fourteen (6.257.884.814) FCFA and is financed by the special budget of the CAN.

Key words:

- 1 - Asphaltting
- 2 – Access road
- 3 - NR1 – DR49
- 4 - Olembé Stadium
- 5 – Yaoundé, lot E1

LISTE DES ABREVIATIONS

- 2iE** : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
- AFE** : Association Française d'Eclairage
- APD** : Avant-Projet Détaillée
- BAD** : Banque Africaine de développement
- BAEL** : Béton Armé aux Etats Limites
- BB** : Béton Bitumineux
- BCEOM** : Bureau Central d'Etude pour les équipements d'Outre-Mer
- CAM** : Coefficient d'Agressivité Moyen
- CCTP** : Cahier de Clauses Techniques Particulières
- CEBTP** : Centre Expérimental de Recherche et d'Etude du Bâtiment et des Travaux Publics
- CERTU** : Centre d'étude sur les Réseaux, les Transports, l'Urbanisme et les Constructions Publiques
- CIEH** : Comité Interafricain d'Etude Hydraulique
- EGM** : Euro Global Map
- ESP** : Equivalent de Sable au Piston
- ESV** : Equivalent de Sable Visuel
- FAO** : Food and Agriculture Organization
- GNSS** : Global Navigation Satellite System
- GPS** : Global Positioning System
- HRB** : Highway Board Research
- ICPE** : Installation Classée pour la Protection de l'Environnement
- ICTAVRU** : Instructions sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines
- LCPC** : Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées
- SETRA** : Service d'Etudes Techniques des routes et Autoroutes
- SRT** : Skid Resistance Tester
- SRTM** : Shuttle Radar Topography Mission
- TPC** : Terre-Plein Central

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Résumé des résultats d'identification complète de la plateforme (Etude géotechnique laboratoire Sol Solution, 2018)	18
Tableau 2: La synthèse des caractéristiques des matériaux d'emprunt 1(Etude géotechnique laboratoire Sol Solution, 2018)	19
Tableau 3: La synthèse des caractéristiques des matériaux d'emprunt 2 (Etude géotechnique laboratoire Sol Solution, 2018)	20
Tableau 4 : Caractéristiques mécaniques des granulats (Etude géotechnique laboratoire Sol Solution, 2018).....	20
Tableau 5: Essais de propreté (Etude géotechnique laboratoire Sol Solution, 2018)	21
Tableau 6 : Trafic moyen journalier par catégorie de véhicules, Source : Etude de trafic dans la région du centre sur la voie Soa-Esse, MINTP 2019	23
Tableau 7 : Calcul du nombre d'essieux équivalent (MOUADENE Mohammed, OULAD SIDI OMAR abd Allatif, 2016)	24
Tableau 8 : Coefficient de répartition transversale (Service d'études techniques des routes et autoroutes, centre de la sécurité et des techniques routières, 1994).....	24
Tableau 9 : Classification du trafic (MM. A. ANDRIEUX ; B. BAMBA ; F. X. CASENEUVE ; A. CAVE ; M. COSYN ; et al., 1980)	25
Tableau 10 : Tableau récapitulatif des rayons à respecter en tracé en plan, (Madame Christine Deffayet (Certu/CGV), Messieurs Michel and Clarisse (DIR Est), Jacques Legaignoux (Cete Méditerranée), 2009).....	27
Tableau 11 : Tableau récapitulatif des différents paramètres de l'aménagement du giratoire (L. DUPONT, L. PATTE, P. BOIVIN, P. FLACHAT, B. GUICHET, J.Y. GIRARD, G. DUPRE, J.M. SANGOUARD, 1998)	32
Tableau 12: Distance d'observation, distance minimale de visibilité, (GIZ, 2016)	33
Tableau 13: Les valeurs des coefficients d'équivalence, (MOUADENE Mohammed, OULAD SIDI OMAR abd Allatif, 2016).....	36
Tableau 14: Présentation des variantes de chaussée (MM. A. ANDRIEUX ; B. BAMBA ; F. X. CASENEUVE ; A. CAVE ; M. COSYN ; et al., 1980)	37
Tableau 15 : Analyse multicritère des variantes de chaussée	37
Tableau 16: Caractéristiques des BB routiers, (BOUMADIANE, n.d.)	40
Tableau 17: Evolution de la teneur en liant en fonction du module de richesse.....	43

Tableau 18: Module de Young des matériaux de chaussée, (MM. A. ANDRIEUX ; B. BAMBA ; F. X. CASENEUVE ; A. CAVE ; M. COSYN ; et al., 1980).....	43
Tableau 19: Valeurs admissibles des contraintes et déformations dans le cas de la variante choisie.....	45
Tableau 20 : Contraintes et déformations sur la variante retenue (Alize LCPC).....	47
Tableau 21 : Validation de la variante finale choisie (Alize LCPC).....	48
Tableau 22: Résultats de l'analyse fréquentielle (Logiciel Hyfran)	50
Tableau 23: Coefficients de Montana (BABROWSKI, 2014).....	53
Tableau 24: Synthèse des résultats des crues de projet retenues.....	55
Tableau 25: Caractéristiques de la variante de dalot retenue (Organisation des nations unies pour l'alimentation et l'agriculture (FAO), n.d.)	57
Tableau 26 : Résumé des sections d'armatures sur les caniveaux.....	58
Tableau 27: Récapitulatifs du prédimensionnement du dalot.	59
Tableau 28 : Sollicitations permanentes sur le dalot.....	62
Tableau 29: Résumé des armatures sur l'ouvrage.....	64
Tableau 30: Actions agissantes sur le mur	66
Tableau 31 : Vérification du Mur.....	66
Tableau 32: Résumé des armatures sur le mur en aile pour 1ml d'ouvrage	67
Tableau 33 : Estimation du coût des travaux de construction de la voie d'accès	70
Tableau 34 : Tableau récapitulatif des distances d'arrêt, (ICTAVRU, page 34).....	89
Tableau 35: Tableau récapitulatif des rayons assurant une bonne visibilité en angle saillant, (ICTAVRU, page 35).....	90
Tableau 36: Analyse multicritère des variantes au carrefour 0+780, (Aménagement des carrefours en milieu urbain, Mai 2016, Guide des carrefours urbains CERTU)	92
Tableau 37: Analyse multicritère des variantes au carrefour 3+940, (Aménagement des carrefours en milieu urbain, Mai 2016, Guide des carrefours urbains CERTU).	94
Tableau 38: granularité (CPC, Maroc).....	104
Tableau 39: performances mécaniques (CPC, Maroc).....	104
Tableau 40: Coefficient Ks en fonction du module d'élasticité (guide de conception et de dimensionnement des chaussées)	111
Tableau 41: Modules d'élasticité des couches de chaussées (guide de conception et de dimensionnement des chaussées)	111

Tableau 42: Contraintes verticales admissible sur sol support et matériaux non traités.....	113
Tableau 43: Identification des matériaux composites (LABOGENIE)	116
Tableau 44: Formulation d'un béton de sol à 85%GLA + 15% de 0/31.5 (LABOGENIE, 2019)	117
Tableau 45: Formulation d'un béton de sol à 80%GLA + 20% de 0/31.5 (LABOGENIE, 2019)	117
Tableau 46: Formulation d'un béton de sol à 75%GLA + 25% de 0/31.5 (LABOGENIE, 2019)	117
Tableau 47: Formulation d'un béton de sol à 70%GLA + 30% de 0/31,5 (LABOGENIE, 2019)	117
Tableau 48: validation de la variante optimisée (Alize LCPC)	118
Tableau 49: fréquences expérimentales (Ministère des transports, 2016)	124
Tableau 50: Ajustement de la loi de GUMBEL (Hyfran).....	125
Tableau 51: Valeurs expérimentales du coefficient de ruissellement	127
Tableau 52: Tableau récapitulatif des débits transitant dans chaque caniveau	130
Tableau 53: Résultats de l'étude hydraulique des caniveaux.....	132
Tableau 54: Analyse multicritère des variantes	132
Tableau 55: récapitulatif des sections sur le caniveau (50x70).....	147
Tableau 56: Résumé des panneaux sur le tronçon	180
Tableau 57: Caractéristiques retenues de la signalisation horizontale pour la chaussée	181
Tableau 58: vérification de la hauteur des candélabres (AFE)	183
Tableau 59: Espacement des candélabres (REMME, 2016)	183
Tableau 60: Mode de gestion des déchets	209
Tableau 61: Matrice numérique	212
Tableau 62: Matrice de Fecteau	213
Tableau 63: Spécifications sur les tolérances de fabrication BB 0/10 (CPC, CPS Maroc) ...	223

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Siège social de l'entreprise (MAG, 2009).....	2
Figure 2: Carrière (Yaoundé, 2009) (Douala 2009).....	3
Figure 3: 1ère centrale d'enrobé (Douala 2009).....	3
Figure 4: 2ième centrale d'enrobé (Douala 2009).....	3
Figure 5: Centrale à béton (Douala 2009).....	3
Figure 6: Localisation du site des travaux (En rouge, le tronçon à étudier), Google Map 18, 2018.....	5
Figure 7: Données climatiques (Station de Yaoundé, 2015).....	7
Figure 8: Table climatique (Station de Yaoundé, 2015).	8
Figure 9: Pluviométrie moyenne (Station de Yaoundé, 2015).....	8
Figure 10: Carte des bassins versants de la zone d'étude (Dossier APD, Avril 2018).	9
Figure 11: Diagramme de Casagrande (Khaled MEFTAH, 2008)	17
Figure 12: Profil en travers type 01	29
Figure 13: Profil en travers type 02.....	29
Figure 14: Schéma conceptuel du giratoire, (L. DUPONT, L. PATTE, P.BOIVIN, P. FLACHAT, B. GUICHET, J.Y. GIRARD, G. DUPRE, J.M. SANGOUARD, 1998).....	31
Figure 15: Contrainte de visibilité, (L. DUPONT, L. PATTE, P.BOIVIN, P. FLACHAT, B. GUICHET, J.Y. GIRARD, G. DUPRE, J.M. SANGOUARD, 1998).....	32
Figure 16: Structure d'une chaussée souple, (Le département de SEINE & MARINE 7, 2013)	34
Figure 17: Les types de chaussée, (Le département de SEINE & MARINE 7, 2013)	35
Figure 18: Principe du pénétromètre à aiguille pour bitumes, (BOUMADIANE, n.d.)	39
Figure 19: Représentation schématique de la structure colloïdale d'un bitume, (BOUMADIANE, n.d.).....	40
Figure 20 : Courbe de mélange calculée	42
Figure 21 : Procédure de Calcul sur Alizé (Laboratoire central des ponts et chaussées, n.d.)	46
Figure 22 : Modélisation des sollicitations induit par l'essieu de référence 13t, (Laboratoire central des ponts et chaussées, n.d.)	46
Figure 23: Bassin versant (couleur jaune), Global Mapper 2018	51
Figure 24: Modélisation de l'ouvrage	61
Figure 25: Schéma de répartition des charges permanentes sur l'ouvrage	62

Figure 26: Répartition des efforts à L'ELS	63
Figure 28: Structure de la population locale sur le tronçon (Etude socio-économique, APD, 2017).....	75
Figure 29: Cartographie des activités à orientation économique (Etude socio-économique, APD, 2017).....	76
Figure 30: Modèle angle saillant (ICTAVRU, page 35).....	90
Figure 31 : Modélisation d'une courbe (Madame Christine Deffayet (Certu/CGV), Messieurs Michel and Clarisse (DIR Est), Jacques Legaïgnoux (Cete Méditerranée)., 2009).....	91
Figure 32: règles de conception générale des giratoires (GIZ, 2016)	93
Figure 33 : Graphe définissant l'acceptabilité d'une perte de priorité vis-à-vis du trafic, (Guide d'aménagement des carrefours, Mai 2016).....	94
Figure 34: Structure d'une chaussée souple, (Le département de SEINE & MARINE 7, 2013)	97
Figure 35: Les types de chaussée, (CCTP type Chaussée, Mars 2013)	98
Figure 36: Modalités de réception des granulats (les bétons bitumineux, Laboratoire d'expertise d'essais et d'études)	103
Figure 37: représentation des fuseaux	105
Figure 38: Etapes de vérification expérimentale d'une formule de béton bitumineux, (BOUMADIANE, n.d.).....	107
Figure 39: Choix du facteur u en fonction du risque r (Conception et dimensionnement des structures de chaussée).....	109
Figure 40: Valeurs des coefficients de ϵ_6 , b, SN, Sh, Kc en fonction des couches bitumineuses (guide de conception et de dimensionnement des chaussées).....	110
Figure 41: Choix de l'élasticité pour téta équivalent et pour 10° en fonction du type de couche bitumineuse (1994).....	110
Figure 42: Schéma du principe de compactage à la PCG (les bétons bitumineux, Laboratoire d'expertise d'essais et d'études).....	120
Figure 43: Sortie libre dalot rectangulaire (VAN TUU, 1981)	137
Figure 44: Calcul de la pente critique en fonction du débit, dalot rectangulaire, (BCEOM, Hydraulique routière)	138
Figure 45: Calcul de la vitesse dans un dalot, (BCEOM, Hydraulique routière).....	139
Figure 46: Représentation des sections sur l'ouvrage.....	169

Figure 47: Types de modulation (MOUADEN-OULAD-SIDI-OMAR, 2016).....	181
Figure 48: implantation type centrale, vue en plan (DT588, Eclairage public des carrefours à sens giratoire)	185
Figure 49: implantation type centrale, vue en perspective (DT588, Eclairage public des carrefours à sens giratoire)	185
Figure 50: implantation type périphérique, vue en plan (Melle LHENRY, B. HASSINE, M. GUICHET, M. LEBEC, M.LECOCQ, M. LOUIS, M. MAILLARD, M. MENARD, 1991) 186	
Figure 51: implantation type périphérique, vue en perspective (DT588, Eclairage public des carrefours à sens giratoire)	186
Figure 52: Configuration d'éclairage du giratoire, (DT588, Eclairage public des carrefours à sens giratoire)	187
Figure 53: Application de l'enrobé.....	222

TABLE DES MATIERES

DEDICACE	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME	iii
ABSTRACT	iv
LISTE DES ABREVIATIONS	v
LISTE DES TABLEAUX	vi
LISTE DES FIGURES	ix
INTRODUCTION	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DU PROJET ..	2
I.	2
I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEILL	2
II. PRESENTATION DU PROJET.....	4
1. Contexte et justification	4
2. Localisation du site du projet	5
3. Description générale de l'état initial	6
4. Cadre physique de la zone d'étude	6
5. Objectifs de l'étude.....	10
CHAPITRE II : METHODOLOGIE DE CONCEPTION.....	11
1. Etude topographique	11
2. Etude de la géométrie routière.....	11
3. Etude géotechnique	12
4. Etude hydraulique et hydrologique	13
5. Etude des ouvrages d'assainissement.....	13
CHAPITRE III : ETUDES TECHNIQUES.....	14
I. Etudes de Base.....	14

1.	Etudes Topographiques	14
2.	Etudes Géotechniques	15
a)	Consistance des études	15
b)	Synthèse des résultats	16
3.	Etude du trafic	22
a)	Données et hypothèse de calcul	22
b)	Estimation du trafic de dimensionnement	23
II.	Etude de la géométrie routière	25
1.	Normes utilisées et caractéristiques sécuritaires	25
a)	Normes géométriques	26
2.	Dimensionnement géométrique	26
a)	Tracé en plan	26
b)	Profil en long	27
c)	Profil en travers type	28
3.	Conception et Aménagement des carrefours au Pk 0+780 et au Pk 3+940	29
a)	Principe et choix d'une variante	30
b)	Dimensionnement	31
III.	DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE	33
1.	La chaussée	33
2.	Prédimensionnement :	35
3.	Le revêtement de la chaussée :	38
❖	Caractérisation et formulation de la variante retenue	38
A.	Les granulats	38
B.	Liants hydrocarbonés	39
C.	Formulation du béton bitumineux	41
4.	Calcul des contraintes et déformations admissibles	43
5.	Vérification et Optimisation par le logiciel Alize-LCPC	46
IV.	Etudes hydrologiques et hydrauliques des ouvrages d'assainissement et franchissement de cours d'eau	49
1.	Etudes hydrologiques	49
a)	Les données	49
b)	Analyse fréquentielle et détermination des pluies de projet	50

c)	Délimitation des bassins versants	50
2.	Etudes Hydrauliques.....	52
a)	Etude des caniveaux.....	52
b)	Etude du point singulier au Pk 2+130	54
V.	<i>Dimensionnement structurel des ouvrages d'assainissement et franchissement des cours d'eau</i>	<i>57</i>
1.	Dimensionnement structurel des caniveaux.....	57
a)	Normes et règlements de calcul.....	57
b)	Données	57
c)	Résultats.....	58
2.	Dimensionnement structurel du dalot au Pk 2+600	58
a)	Prédimensionnement	59
b)	Caractéristiques des matériaux	59
c)	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	60
d)	Méthode de calcul	61
e)	Calcul des sollicitations.....	62
	<i>CHAPITRE IV : ETUDE FINANCIERE – ETUDE DE COÛT.....</i>	<i>68</i>
	<i>CHAPITRE V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL.....</i>	<i>71</i>
1.	Présentation du contexte du projet.....	71
2.	Identification, description et analyse des composantes pertinentes du milieu récepteur.	73
a)	Cadre naturel et physique	73
b)	Données humaines.....	75
3.	Cadre juridique et réglementaire	77
4.	Description et analyse des variantes du projet	77
5.	Evaluation de l'importance des impacts du projet.....	78
6.	Mesures d'atténuation et de bonification des impacts environnementaux.....	78
	<i>CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....</i>	<i>81</i>
	<i>BIBLIOGRAPHIE.....</i>	<i>82</i>
	<i>Annexes.....</i>	<i>84</i>

INTRODUCTION

Le réseau routier est l'ensemble des voies de circulation terrestres permettant le transport par véhicules routiers, et en particulier les véhicules motorisés (automobiles, motos, autocars, poids lourds...). Il est constitué de voies carrossables avec revêtement et sans revêtement.

Le Cameroun dispose aujourd'hui de plus de 3500 km de routes bitumées et s'affiche comme l'un des pays les plus stables économiquement et financièrement dans la sous-région.

C'est dans l'optique d'affirmer cette stabilité et cette autonomie, qu'il s'est porté volontaire pour l'organisation sur son territoire d'une coupe d'Afrique des nations de football. L'Etat camerounais, pour cela a pris de nombreuses dispositions parmi lesquelles les travaux de construction/réhabilitation des voies d'accès aux hôtels, stade de football, hôpitaux, fanzone sur toute l'étendue du territoire.

L'entreprise MAG, attributaire du marché de construction de la voie allant de Tsinga village au carrefour petit marché Fougerole, est dans l'obligation de produire des documents techniques, administratifs et financiers afin d'aboutir à une réalisation conforme et responsable du projet.

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

- La conception géométrique,
- L'analyse des données géotechniques et topographiques,
- 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 DU PROJET

I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEILL

La formation d'un ingénieur de conception à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) est clôturée par un stage de fin de formation devant permettre à l'élève ingénieur, d'asseoir les compétences acquises sur un projet concret, en lien étroit avec la formation reçue et aussi, de se confronter au monde professionnel dans lequel il sera appelé à évoluer. Dans cette optique, j'ai été accueilli par l'entreprise de réalisation de travaux de génie civil **MAG SARL** afin de mener une étude technique sur la construction de la voie d'accès au stade d'Olembé « Tsinga village – Petit marché Fougerole » dans la ville de Yaoundé au Cameroun.

MAG SARL est une entreprise créée en 1994 et détient son siège en plein cœur de la capitale politique camerounaise au lieu-dit « nouvelle route Bastos ». Elle dispose à ce jour de plus de 1000 employés, des manœuvres jusqu'au directeur général. Elle dispose d'un capital d'environ 250.000.000 de FCFA pour un chiffre d'affaire d'environ 13 milliards de francs. C'est une entreprise de travaux publics, spécialisée dans la construction des bâtiments, des ouvrages d'art et des routes.



Figure 1: Siège social de l'entreprise (MAG, 2009)

Depuis sa création en 1994, l'entreprise a toujours su mettre ensemble à la fois la qualité du service rendu et le respect des délais. Après avoir atteint un chiffre d'affaire de 25 millions de

francs en moins d'un an, les banques ont commencé à avoir un regard sur leurs activités. En 1995, ce chiffre se verra doublé pour atteindre 50 millions de Francs. Depuis 2010, le chiffre d'affaire était compris entre 10 et 21 milliards, notamment grâce à la réalisation de projets tels que la route Foumban-Tibati-Ngaoundéré pour 10,6 milliards, les voies d'accès au stade de Limbé pour 6 milliards, Le plan d'émergence triennal de la ville de Douala pour 7,5 milliards, la construction de la route Foumban-Manki pour 21 milliards de Francs.

La qualité du travail accompli, l'organisation et la capacité de mobilisation de l'entreprise lui a valu une participation aux projets de financement spéciaux venant du fond routier national, du budget d'investissement public et d'autres organismes tels que : les fonds STABEX, BAD, Banque mondiale, AFCON, Banque Arabe et Saoudienne etc... Elle a également su nouer des partenariats solides avec des entrepreneurs tels que la société DANGOTE S.A pour faciliter les travaux nécessitant l'utilisation de ciment.

Afin de garantir un service de qualité dans les délais auprès de ses maitres d'ouvrage, l'entreprise s'est dotée de plusieurs équipements, engins lourds, et bien sûr un personnel qualifié. Nous pouvons citer entre autres une carrière à granulats dans la ville de Yaoundé (fig2), deux centrales à enrobés (fig3 et 4) et une centrale à béton dans la ville de Douala (fig5).



Figure 2: Carrière (Yaoundé, 2009)



Figure 3: 1ère centrale d'enrobé (Douala 2009)



Figure 4: 2ième centrale d'enrobé (Douala 2009)



Figure 5: Centrale à béton (Douala 2009)

II. PRESENTATION DU PROJET

1. Contexte et justification

Le Cameroun s'est doté d'une vision partagée et volontariste à long terme, de devenir à l'horizon 2035, un pays émergent, démocratique et uni dans sa diversité. Ainsi, le cadre de référence de la politique et de l'action gouvernementale est le Document de Stratégie pour la Croissance et l'Emploi (DSCE), élaboré pour constituer la première étape du processus d'opérationnalisation de la vision sus-indiquée. L'un des leviers sur lesquels le Ministère de l'Habitat et du Développement Urbain doit actionner pour contribuer de façon optimale à l'atteinte des objectifs du DSCE est le développement des infrastructures routières urbaines.

Le Ministre de l'Habitat et du Développement Urbain (MINHDU) a défini dans la Stratégie du développement du sous-secteur urbain un programme dénommé "Programme de développement des infrastructures de transport urbain" dont l'objectif est la contribution à l'amélioration de la mobilité urbaine par l'accroissement de l'offre quantitative et qualitative des infrastructures. Ceci passe entre autres par le rétablissement ou l'amélioration des performances des routes urbaines qui ont atteint leur durée de vie, afin de maintenir ou améliorer leur niveau de service.

La voirie objet de la présente étude est située dans la ville de Yaoundé (département du Mfoundi) et dans la ville de Soa (département de la Mefou et Afamba). En effet, il s'agit de la voie reliant le quartier Tsinga Village au lieu-dit petit marché. L'aménagement de cette voie permettra d'offrir des alternatives de voies de circulation entre les quartiers Ngoulemekong, Nkolmbong, Nkooza et Olembé, réduisant ainsi les temps de déplacement et améliorant à coup sûr la mobilité de la zone. Il sera désormais possible de partir d'Olembé et rallier Yaoundé sans passer par la Pénétrante Est de Yaoundé. De plus l'implantation et la construction de Stade d'Olembé a permis de faire d'une pierre deux coups sur cette voie, car servira également de voie d'accès au stade. Le projet ainsi conçu et muri par le MINHDU se verra concrétisé par l'apport du budget spécial des CAN mis à la disposition du gouvernement camerounais pour la réalisation d'infrastructures en vue de l'organisation de la CAN de football au Cameroun.

Ainsi donc, l'entreprise de réalisation de travaux de BTP, MAG SARL a été désigné suivant le Marché N°01147/M/PR/MINMAP/2018 passé de gré à gré suivant l'autorisation N°214/CT/SG/PM du 06 Avril 2018 pour conduire l'exécution des travaux de construction des

voies d'accès aux stades, équipements hôteliers et hospitaliers à Yaoundé, Douala, Bafoussam, Bandjoun et Garoua dans le cadre des préparatifs de la CAN 2019 : Yaoundé-lot E1.

2. Localisation du site du projet

La commune de Soa qui couvre l'arrondissement de Soa est l'une des communes du département de la Mefou et Afamba dans la province du Centre. Elle est limitée :

- Au Nord, Nord-Ouest et Nord-Est par les arrondissements d'Obala et Esse (Edzedouan)
- Au Sud, Sud-Est et Sud-Ouest par Yaoundé V et Nkolafamba
- A l'Est par l'arrondissement de Awae
- A l'Ouest par l'Arrondissement d'Obala.

Le territoire couvre une superficie de 326km² de forme imprécise. Il s'inscrit entre 3°59' et 4°08'N et 11°31' et 11°43' Est. Le tronçon étudié est situé comme le montre la figure suivante, entre le petit marché fougerole et Tsinga village. Il est accessible par la route départementale 49. L'illustration de la fig.6 situe le tronçon dans la commune de SOA.

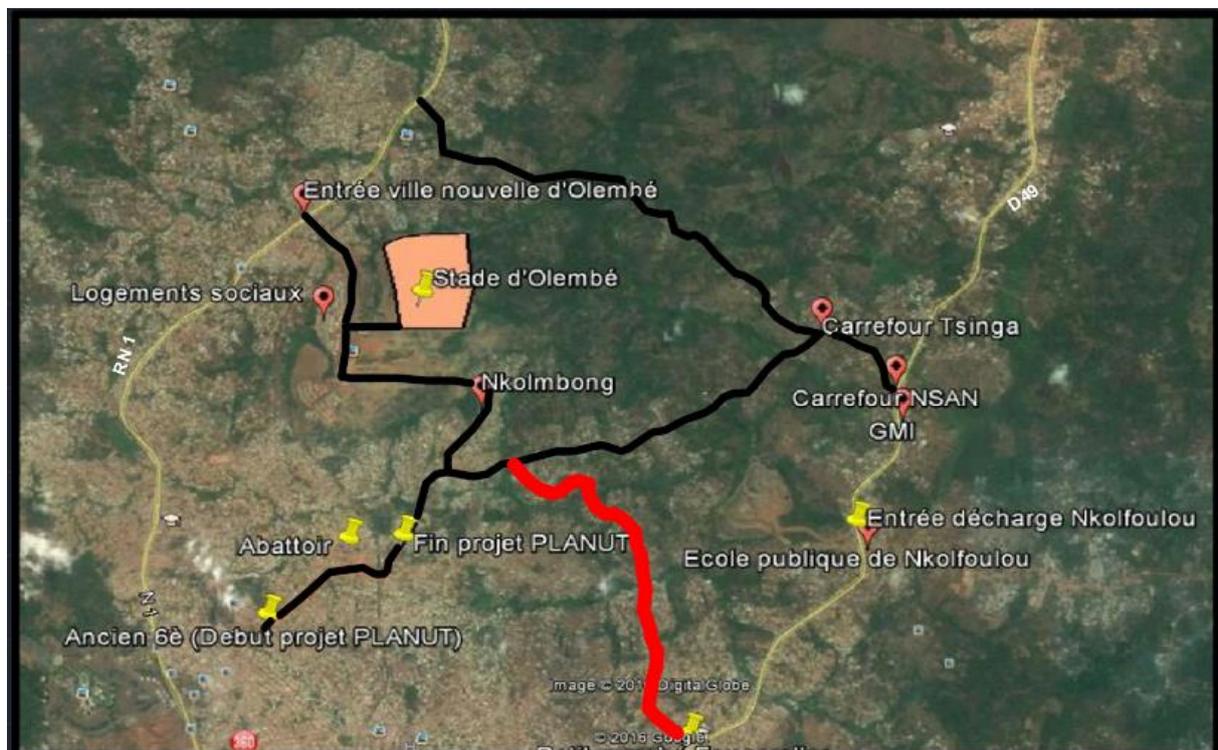


Figure 6: Localisation du site des travaux (En rouge, le tronçon à étudier), Google Map 18, 2018

3. Description générale de l'état initial

Le tronçon est dans sa presque totalité non bitumée. Il est marqué par des zones marécageuses et traversé par le cours d'eau Mfoulou. Du carrefour Tsinga au raccordement à la RN1, le sol de la plateforme est constitué dans l'ensemble du haut vers le bas d'une couche de grave latéritique \pm argileuse rougeâtre avec une épaisseur variante entre 20-100 cm pour une moyenne de 54 cm environ, et d'une couche d'argile rougeâtre de 35 cm minimum d'épaisseur. La voie est très peu fréquentée surtout en période de pluies à cause de son état.

Les populations riveraines y ont installé leur petit commerce et la voie fait à peine 6m sur son linéaire. La voie ne présente qu'un seul ouvrage de franchissement au droit du point bas du projet, qui est un pont vétuste en bois.

4. Cadre physique de la zone d'étude

Le tronçon objet de notre étude sont situés dans la ville de Yaoundé, capitale du Cameroun. Chef-lieu de la Région du Centre et du département du Mfoundi, Yaoundé, « la ville aux sept collines » est située à 750 mètres d'altitude et a pour coordonnées géographiques, latitude : 3°52'12 Nord, longitude : 11°31'12 Est.

Ce site de collines se décompose en trois (03) unités topographiques inscrites dans un socle rocheux de gneiss précambrien : la barrière d'Inselbergs au Nord-Ouest, dominée par les monts Mbam et Minkom (1 295 m) et le mont Nkolodom (1221 m) ; et au Sud-Ouest, le mont Eloumdem (1 1259 m) et un ensemble de collines de 600 à 700 mètres d'altitude et de plateaux.

❖ Le climat

Les précipitations annuelles minimales enregistrées sont de 1142,1mm obtenues en 1992 et les précipitations annuelles maximales sont de 2142,1 mm observé en 1966. La précipitation moyenne annuelle quant à elle est de 1564 mm. L'on note une alternance des périodes sèches et humides : les périodes allant de 1937 à 1950, de 1972 à 1978, et de 1987 à 1999 sont sèches ; les périodes allant de 1930 à 1936, 1951 à 1971, et de 1980 à 1986 sont humides. Ainsi la tendance de la pluviométrie est à la baisse depuis 2000.

D'une manière générale, le climat de Yaoundé (ou de Soa) dans lequel se situent plusieurs bassins versants est un climat équatorial de type guinéen à quatre (04) saisons qui peuvent être réparties comme suit :

- Une grande saison pluvieuse de mi-août à mi-novembre ;
- Une grande saison sèche de mi-novembre à mi-mars ;
- Une petite saison pluvieuse de mi-mars à mi-juin ;
- Une petite saison sèche de mi-juin à mi-août.

La fig.7 ci-dessous nous donne d'amples détails sur le comportement climatique de la zone d'étude :

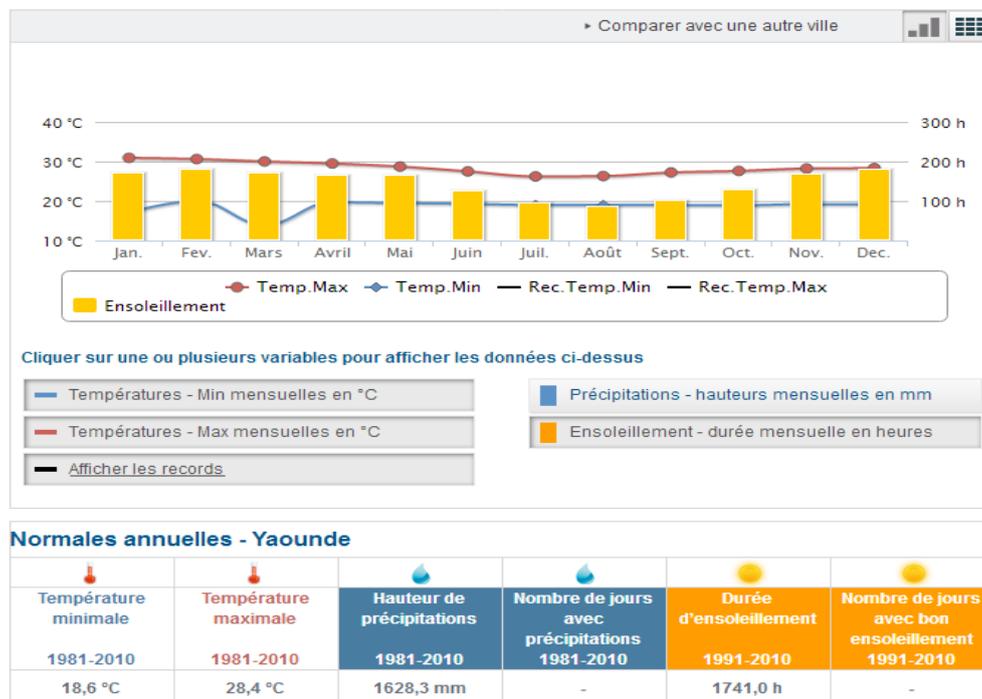


Figure 7: Données climatiques (Station de Yaoundé, 2015)

Dans la période la plus sèche de Décembre à Février, le soleil n'est pas très fréquent, et il ne va pas au-delà de 5 à 6 heures/jour. L'altitude rend la chaleur supportable étant donné que les maximales vont de 30 degrés dans les mois secs à 27/28 degrés dans les mois pluvieux.

La Fig.8 ci-dessous présente les températures moyennes mensuelles de Yaoundé (Soa) au regard des moyennes mensuelles des températures minimales et maximales journalières ainsi que l'écart diurne correspondant.

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Déc
Température moyenne (°C)	24.5	24.5	24.6	24.3	24.1	23.3	22.8	22.6	23.1	23	23.6	23.6
Température minimale moyenne (°C)	19.5	19.5	19.6	19.2	19.6	19.2	19	18.5	19	18.6	19	19
Température maximale (°C)	29.5	29.6	29.6	29.5	28.6	27.4	26.7	26.7	27.3	27.4	28.3	28.3
Température moyenne (°F)	76.1	76.1	76.3	75.7	75.4	73.9	73.0	72.7	73.6	73.4	74.5	74.5
Température minimale moyenne (°F)	67.1	67.1	67.3	66.6	67.3	66.6	66.2	65.3	66.2	65.5	66.2	66.2
Température maximale (°F)	85.1	85.3	85.3	85.1	83.5	81.3	80.1	80.1	81.1	81.3	82.9	83.3

Figure 8: Table climatique (Station de Yaoundé, 2015).

La répartition des précipitations dans le temps comme nous le montre la fig.9 et notamment l'étude de la succession des jours pluvieux au cours des douze (12) mois de l'année joue également un rôle important.

Précipitations moyennes - Yaoundé

Yaoundé	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jui	Aoû	Sep	Oct	Nov	Déc
Préc. (mm)	20	45	125	170	200	155	75	115	230	295	95	20
Jours	3	4	12	14	17	14	11	12	20	23	11	3

Figure 9: Pluviométrie moyenne (Station de Yaoundé, 2015).

❖ Le relief

Le relief très heurté avec ses multiples vallées très encaissées propices à la pisciculture, est celui d'un plateau très disséqué qui s'incline du Sud vers le Nord, passant de 740m à 800m dans le petit massif de Ndogo à l'extrême Sud-Est à 580 à 600m d'altitude à la pointe Nord de l'arrondissement suivant une pente douce de 0,66%.

❖ L'hydrographie

Les cours d'eau recensés dans la zone du projet sont des ramifications du sous-bassin de la rivière Mefou qui se déverse dans le grand bassin du fleuve Nyong. La carte des bassins versants présentée par la fig.10 ci-dessous de la zone d'étude met en évidence un réseau hydrographique peu dense composé d'un seul cours d'eau majeur méandrique qu'est la rivière Mfoulou,

formant le bassin versant principal et d'affluents tributaires constituant huit (08) sous bassins versants.

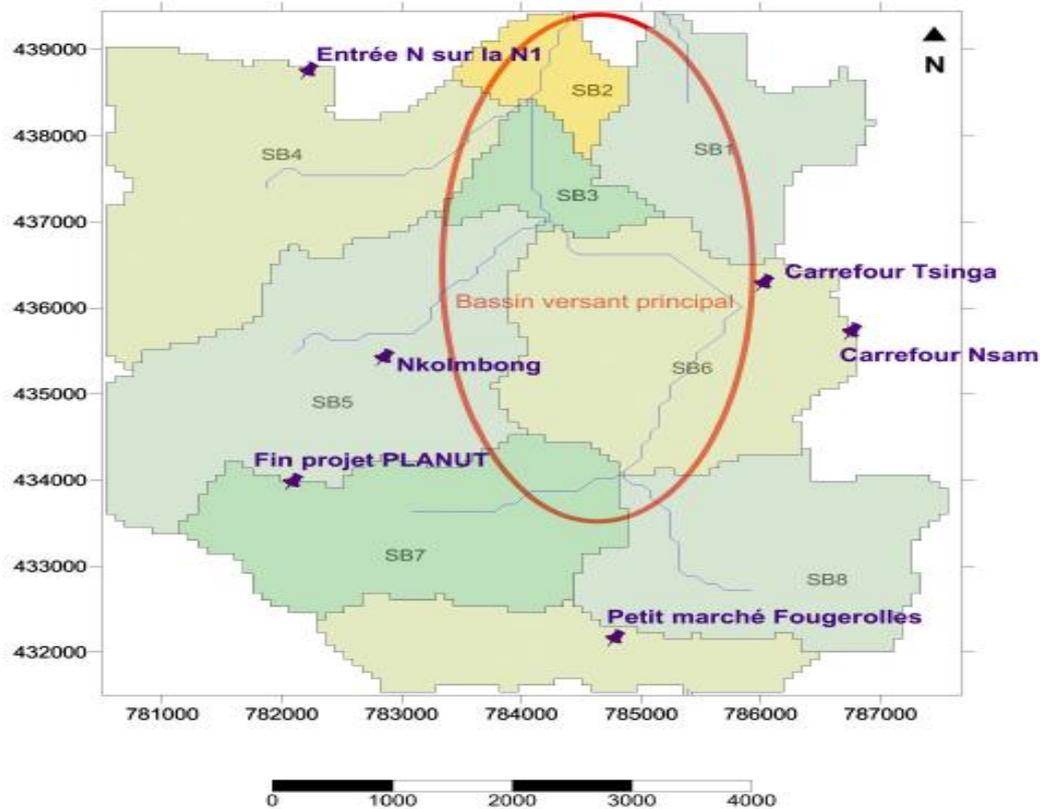


Figure 10: Carte des bassins versants de la zone d'étude (Dossier APD, Avril 2018).

❖ Le sol

La ville de Yaoundé est située au sud de la Région du Centre et est éloignée de 250 km à l'Est des côtes de la baie de Biafra. Ce site de collines se décompose en trois (03) unités topographiques inscrites dans un socle rocheux de gneiss précambrien. Les sols sont de type ferrallitique où l'hydrolyse des minéraux des roches par les eaux de pluie abondantes et chaudes est complète. Cette qualité de sol ainsi que la présence des rochers donnent des possibilités de création des carrières. Ce sont des sols pauvres en éléments nutritifs à PH compris entre 4 et 6. Ils sont profonds par la présence de la matière organique, rouge argileux, meubles et perméables.

5. Objectifs de l'étude

❖ Objectif général

Le présent stage a pour objet de proposer une étude détaillée relative à la construction et au bitumage de la voie « Tsinga village – carrefour petit marché fougerole » Région du Centre-Cameroun et de proposer une méthodologie d'exécution des travaux.

❖ Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques du présent mémoire visent à :

- 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

Cette étude relate les détails techniques et financiers du bitumage d'une voirie urbaine. Autrefois en terre, elle sera désormais revêtue pour pouvoir assurer un niveau de service plus important. Il est donc nécessaire et impératif de produire des résultats scientifiquement acceptable, obtenus en respectant les normes et surtout en suivant 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. Elles seront basées sur plusieurs aspects tels la topographie, la géotechnique, la géométrie routière et l'assainissement.

Les méthodes utilisées lors de la conception des éléments de ce projet sont toutes aussi différentes les unes des autres et il convient de présenter ici chacune de leurs grands axes suivant le type d'étude mené.

1. Etude topographique

Eléments indispensables de conception routière, les études topographiques sont réalisées au début du projet afin de définir l'axe ou la ligne rouge du projet. Grâce à un appareillage bien garni et une équipe dynamique, les études peuvent être menées rapidement et efficacement, fournissant ainsi un levé topographique sur le linéaire du tronçon. L'équipe des topographes fournira alors un fond topographique sous format électronique présentant l'ensemble de la zone d'étude, le tracé routier existant, l'emprise de la nouvelle chaussée, etc... Ce support permettra par la suite de réaliser l'étude géométrique.

2. Etude de la géométrie routière

Il consistera à proposer un tracé et une géométrie convenable du tronçon ainsi que son raccordement au réseau routier existant. L'objectif principal étant l'accès au stade d'Olembé, 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 péri-urbaines 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 établies, nous procéderons à l'implémentation et mise en forme à l'aide du logiciel SETRA Piste 5.03 qui nous fournira ensuite tous les plans, cubature, implantation, profils, etc...

3. Etude géotechnique

Cette phase est essentielle dans le projet, car c'est grâce à cette étude que nous serons à même de déterminer la structure de chaussée appropriée d'une part mais aussi la qualité des matériaux et la profondeur d'encrage des fondations d'autre part. Une série d'essai et tests seront menée conformément aux normes en vigueur afin de déterminer un profil géotechnique complet de la zone d'étude. Il sera question en fonction des résultats des études et sondages géotechniques effectués :

- De déterminer les caractéristiques du sol en place afin de délimiter les zones de purge ;
- D'identifier et caractériser les matériaux issus des sites d'emprunt et carrières susceptibles d'être utilisés en couches d'assise de chaussée et pour la formulation des bétons ;
- De définir une structure de chaussée de qualité ;
- D'établir la liste des essais géotechniques à exécuter au cours du projet afin de s'assurer de la conformité des éléments mis en place avec le CCTP.

On pourra utiliser les recommandations de « 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 optimisation des

épaisseurs se fera sur le logiciel SETRA-ALIZE LCPC.

4. Etude hydraulique et hydrologique

Il s'agira ici de caractériser les écoulements en contact avec notre tronçon, de délimiter les bassins versants, de proposer des ouvrages hydrauliques adaptés pour l'assainissement du tronçon. 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 pourraient être en contact avec notre voie. Le document guide du FAO nous permettra de déterminer les sections hydrauliques convenables pour nos ouvrages notamment les dalots et les caniveaux.

En plus, le relevé pluviométrique de la ville de Yaoundé nous permettra de déterminer les débits de projet concernant nos ouvrages. L'ajustement par la loi de Gumbel nous permettra de définir avec une grande précision les pluies décennale et cinquantennale à utiliser pour le calcul des débits.

5. Etude des ouvrages d'assainissement

Il sera question dans cette partie, de sélectionner de façon appropriée les différents ouvrages devant assainir notre chaussée. Partant des études hydraulique, nous ferons un prédimensionnement basé sur le rapport hauteur-portée, et ensuite nous ferons un dimensionnement béton armé complet afin de proposer une note de calcul, des plans et document ci-après :

- Le plan d'implantation des ouvrages retenus aux échelles appropriées ;
- Les notes de calculs et de dimensionnement des ouvrages ;
- L'élévation des ouvrages ;
- Les plans de coffrage ;
- Les plans de ferrailage ;
- Les plans de détail.

CHAPITRE III : ETUDES TECHNIQUES

I. Etudes de Base

1. Etudes Topographiques

La construction d'un nouvel axe routier requière la mise en œuvre de plusieurs études préliminaires parmi lesquelles les études topographiques. Ces dernières sont réalisées au début du projet afin de définir l'axe ou la ligne rouge du projet.

La technique dite Topographie panaché a été utilisée pour la réalisation de cette étude. Elle consiste en l'utilisation simultanée des techniques de collecte de données de topométries par système satellitaire et par géométrie terrestre (topographie conventionnelle). Ainsi, les détails ont été levés au GPS bi-fréquence en mode cinématique temps réel ; les ouvrages et les zones masqués ont été levés au tachéomètre électronique.

Cette technique a l'avantage d'être précise dans un rayon d'action bien défini. Le problème majeur qu'il peut soulever notamment en zone péri-urbaine est la non accessibilité aux domaines privés. Les levés effectués par cette méthode ne permettent pas d'aller au-delà de l'emprise du projet, ce qui est désavantageux lors de l'étude de certain paramètre tel que les bassins versants.

Compte tenu de cet encombrement, on aurait pu utiliser la technique dite « photogrammétrie » qui consiste à effectuer des mesures dans une scène, en utilisant la parallaxe obtenue entre image des images acquises selon des points de vue différents. Grâce à des drones, des levés même en zone inaccessible sont effectués en fournissant une précision identique voir même meilleur à celle décrite plus haut.

D'une manière générale, les travaux topographiques exécutés dans le cadre de cette étude ont suivies l'ordre chronologique ci-après :

- Mise en place et observation de la base d'opération topographique ;
- Nivellement direct ;
- Détermination des ondulations du géoïde CGM11 et calcul des hauteurs orthométriques des points de la base d'opération topographique
- Levé des détails ;

- Calcul et Restitutions des coordonnées des points levés ;
- Dessin topographique.

2. Etudes Géotechniques

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur. Elle englobe l'étude des propriétés géotechniques des sols et des relations entre les terrains et les ouvrages environnants.

La présente étude géotechnique rentre dans le cadre des travaux de réhabilitation et/ou construction de certaines voiries en raccordement à la route nationale (RN) 1 à Olembé-Yaoundé. Elles ont été menées dans le but d'établir les plans d'exécutions du projet.

a) Consistance des études

Les études géotechniques ont été réalisées par le laboratoire SOL SOLUTION, sous-traitant agréé par le maître d'ouvrage pour les études géotechniques. Afin d'atteindre les objectifs de reconnaissance géotechnique de la plateforme routière devant supporter la structure de la chaussée du projet, de caractérisation de la chaussée existante, de détermination de la capacité portante des sols au droit des ouvrages existant et d'identification des zones d'emprunts et de carrières rocheuses, les opérations suivantes rentrant dans le cadre d'une mission géotechnique G2 ont été réalisées :

- Dix-sept (17) puits manuels effectués en quinconce au droit de la route existante, avec prélèvement d'échantillon de matériaux pour essais en laboratoire : les coupes des puits permettent de vérifier la nature et les épaisseurs des couches de sol tandis que les essais détermineront leurs caractéristiques géotechniques ; Il est recommandé d'effectuer les puits tous les 250m ou au constat d'un changement de la nature du sol en place.
- La recherche et la localisation de deux (02) emprunts de graveleux naturels pour la construction des chaussées (couche de forme, couche de fondation et remblais divers). Afin d'obtenir un calibrage suffisamment représentatif de la zone d'emprunt, il est recommandé d'effectuer au moins 04 sondages aux coins du terrain rencontré. Il va de soi que plus les points de sondages sont nombreux et régulièrement espacés, mieux le calibrage sera. Dans le cadre de ce projet, un total de huit (08) puits manuels ont été réalisés suivi du prélèvement des échantillons de matériaux pour essais de laboratoire ;

- Afin de déterminer les contraintes admissibles du sol et les profondeurs d’encrage des fondations des ouvrages d’art, il convient d’effectuer au moins 04 sondages au droit de l’ouvrage à implanter. Pour les mêmes raisons que précédemment, il est toujours préférable d’avoir de nombreux points de sondages régulièrement espacé. Dans notre cas, quatre (04) points de sondage au pénétromètre dynamique lourd ont été effectués sur chaque coin d’implantation de l’ouvrage (Dalot) ;
- Deux (02) prélèvements de matériaux rocheux (6/10 et 10/14) pour la réalisation des essais de résistance à la fragmentation (LOS) et à l’usure (MDE) ; Ici, les matériaux sont produits en carrière et la mission géotechnique effectue des prélèvements en quantité nécessaire pour ses essais chaque 500t produites.
- Deux (02) prélèvements échantillons de concassés 0/31.5 pour identification complète en laboratoire ; Ici, les matériaux sont produits en carrière et la mission géotechnique effectue des prélèvements en quantité nécessaire pour ses essais chaque 500t produites.

La recherche des sites d’emprunts a été rendu difficile du fait de la position du projet en zone péri-urbaine. Une grande partie des terres est occupée et donc il a fallu sortir de la zone de projet afin de trouver des sites répondant aux caractéristiques du marché. Etant à Yaoundé, le matériau le moins coûteux et plus disponible pour l’utilisation en couche de fondation reste la grave latéritique. Si le trafic s’avérait plus important, une amélioration au ciment, à la chaux, ou au concassé aurait été envisagée. En outre, les matériaux régulièrement utilisés en couche de base sont la latérite améliorée, les concassés, le grave bitume et la pouzzolane. Pour un souci de disponibilité de matériaux et de minimisation du coût du marché, seul le concassé convient pour ce marché avec la disponibilité des classes 0/31.5 et 0/20.

b) Synthèse des résultats

La zone du projet se situe en périphérie de la ville de Yaoundé. Elle se présente dans l’ensemble en système dépressif, caractérisée par un drainage plus ou moins abondant avec un relief escarpé au Sud-Ouest. Le site se décompose en sous bassins, dominé par un cours d’eau majeur, qui est la rivière Mfoulou. Son drainage et ses pentes l’exposent au phénomène d’érosion, qui est atténué par les infrastructures existantes.

❖ La plateforme

En vue de réaliser une description lithologique in-situ et de déterminer les paramètres géomécaniques en laboratoire du sol constituant la plateforme en place, des puits manuels de 1m avec prélèvements d'échantillon ont été effectués suivant la norme **XP P 94-202** de Décembre 1995. Le tronçon soumis à notre étude est en majeure partie non bitumé. On y retrouve toutefois quelques portions recouvertes de bicouche dégradée. L'observation des logs stratigraphiques des puits excavés ainsi que l'examen des résultats obtenus permet de constater la présence continue d'un horizon argilo-graveleuse jaunâtre et rougeâtre, à grave latéritique argileuse rougeâtres et jaunâtre de classification HRB A7-5 (70,5%), A-7-6 (29,5%), avec un indice de groupe compris entre 3 et 20. La coupe lithologique obtenu est présentée en Annexe 9.

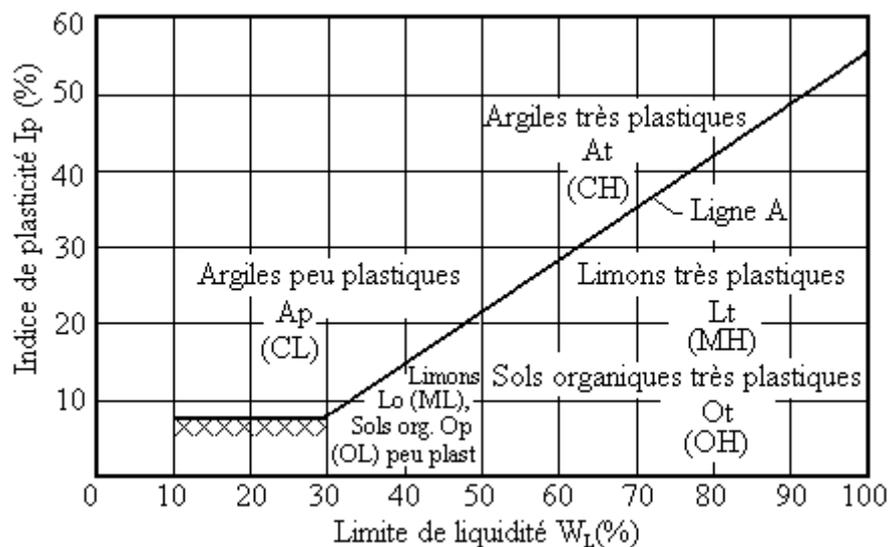


Figure 11: Diagramme de Casagrande (Khaled Meftah, 2008)

Ces puits ont permis de réaliser les opérations suivantes sur les échantillons récupérés :

- Mesure de la teneur en eau suivant la norme NF P 94-050 de Septembre 1995
- L'essai Proctor suivant la norme NF P 94-093 d'Octobre 1999
- L'essai CBR suivant la norme NF P 94-078 de Mai 1997
- L'analyse granulométrique suivant la norme NF P 94-056 de Mars 1996
- Les limites d'Atterberg suivant la norme NF P 94-051 de Juillet 1991

Le résumé des résultats obtenus lors de l'identification complète est consigné dans le tabl.1 suivant :

Désignation	Nombre de valeurs	Maximum	Minimum	Moyenne	Classe de plateforme	%
Passant à 2mm (%)	17	100	43	94		
% fines (<80µm)	17	88	40	74		
LL	17	68	42	57,2		
IP	17	34	18	25,3		
ωNAT (%)	17	26,1	8,5	20,9		
ω(OPM) en %	17	22,2	13	17,6		
ρd(t/m3)	17	1,95	1,705	1,806		
CBR à 95% OPM et à 4 jour d'imbibition.	17	25,1	15	17,8	S4	100

Tableau 1: Résumé des résultats d'identification complète de la plateforme (Etude géotechnique laboratoire Sol Solution, 2018)

De manière générale, nous avons des argiles avec 74% de fines (Particules de diamètre inférieur à 80µm). Les résultats des limites d'Atterberg montrent que ces sols ont une plasticité moyenne et entrent dans la catégorie des limons moyennement plastiques. La teneur en eau naturelle est relativement proche de la teneur optimale ($W_{nat} = W_{opt} + 3,3\%$). Au vu de la répartition des valeurs de portance, nous adoptons sur l'ensemble du projet une classe de portance S4 selon le guide de dimensionnement CEBTP. Les données complètes sur l'identification de la plateforme sont fournies en Annexe I.a.

❖ Les Emprunts

Un site d'emprunt est un lieu qui de par son étendu et sa proximité, dispose de matériaux exploitables de par leurs caractéristiques dans la réalisation d'un projet. Les spécificités techniques d'un projet routier poussent les entrepreneurs à se munir de matériaux répondant aux normes et aux prescriptions du contrat. Dans la réalisation du présent projet, deux sites ont été repérés :

- Le premier site d'emprunt a été localisé à Tsinga village à l'aide de quatre points dont les coordonnées GPS sont (784632 ; 436104), (784500 ; 436115), (784628 ; 436201), (784678 ; 436213). L'épaisseur de décapage est de 0,4m ; on y dispose d'une épaisseur exploitable de 1,1m sur une superficie de 10000m² pour un volume de 11000m³. Son

potentiel d'exploitation s'étant sur le moyen terme. On y trouve de la grave latéritique argileuse rougeâtre.

Des essais d'identification complète ont été effectués sur ces matériaux afin de définir leur niveau d'utilisation sur ce projet. La synthèse des caractéristiques des matériaux est présentée dans le tabl.2 ci-dessous :

Désignation	Nombre de valeurs	Maximum	Minimum	Moyenne	Classe de plateforme	%
Passant à 2mm (%)	4	68	21	36		
% fines (<80µm)	4	20	10	15		
LL	4	56,2	47,3	50,8		
IP	4	25,1	18,2	21,1		
ωNAT (%)	4	18,5	15,7	16,9		
ω(OPM) en %	4	16,5	11,8	14,7		
ρd(t/m3)	4	2,145	2,056	2,107		
CBR à 95% OPM et à 4 jours d'imbibition.	4	44	39	41,3	S4	0
					S5	100

Tableau 2: La synthèse des caractéristiques des matériaux d'emprunt 1 (Etude géotechnique laboratoire Sol Solution, 2018)

Dans l'ensemble, ces graves sont de classe granulaire 0/31,5 avec un passant à 2mm égal à 36% en moyenne. Les résultats des limites d'Atterberg montrent que ces sols ont une plasticité moyenne et entrent dans la catégorie des graves moyennement plastiques. La teneur en eau naturelle est relativement proche de la teneur optimale ($W_{nat} = W_{opt} + 2,3\%$) d'où il faudra une légère aération avant compactage. On peut globalement retenir pour ces sols compactés à 95% de l'OPM et à 4 jours d'imbibition un CBR moyen de 41 pour une classe de portance S5 selon le guide de dimensionnement CEBTP.

- Le second site d'emprunt a été localisé à Nkolfofoulou à l'aide de quatre points également dont les coordonnées GPS sont (785362 ; 433884), (785384 ; 433878), (785336 ; 433984), (785326 ; 433381). L'épaisseur de découverte est de 0,4m ; on y dispose d'une épaisseur exploitable de 1,1m sur une superficie de 10000m² pour un volume de 11000m³. Son potentiel d'exploitation s'étant sur le moyen terme. On y trouve de la grave latéritique argileuse rougeâtre.

Des essais d'identification complète ont aussi été effectuées ici et le tabl.3 ci-dessous nous fournit un résumé des résultats :

Désignation	Nombre de valeurs	Maximum	Minimum	Moyenne	Classe de plateforme	%
Passant à 2mm (%)	4	37	22	27		
% fines	4	30	7	17		
LL	4	66	58	63,3		
IP	4	28	20	24,3		
ω_{NAT} (%)	4	22,3	11,4	16,5		
ω (OPM) en %	4	14,5	9,8	12,8		
ρ_d (t/m ³)	4	1,977	1,924	1,955		
CBR à 95% OPM et à 4 jour d'imbibition.	4	68	55	61,8		
					S5	100

Tableau 3: La synthèse des caractéristiques des matériaux d'emprunt 2 (Etude géotechnique laboratoire Sol Solution, 2018)

Dans l'ensemble, ces graves sont de classe granulaire 0/25 avec un passant à 2mm égal à 27% en moyenne. Les résultats des limites d'Atterberg montrent que ces sols ont une plasticité moyenne et entrent dans la catégorie des graves moyennement plastiques. La teneur en eau naturelle est relativement proche de la teneur optimale ($W_{nat} = W_{opt} + 3,7\%$) d'où il faudra une légère aération avant compactage. On peut globalement retenir pour ces sols compactés à 95% de l'OPM et à 4 jours d'imbibition un CBR moyen de 62 pour une classe de portance S5 selon le guide de dimensionnement CEBTP. Les données complètes sur l'identification des emprunts sont fournies en Annexe I.b.

❖ Les carrières de granulats

L'approvisionnement du projet en granulats s'est fait par le biais de carrières à gneiss. Une vaine spécifique a été identifiée sur le massif rocheux de la carrière de NKOLDOM. Afin de pouvoir valider l'utilisation de ces matériaux comme granulats de béton, les essais de dureté (Los Angeles) et d'attrition (Micro-Deval), réalisés sur les blocs rocheux prélevés en surface ont été réalisés. Le tabl.4 ci-contre nous donne le résumé des résultats obtenus :

Micro Deval		Los Angeles		LA+MDE	
6/10	10/14	6/10	10/14	6/10	10/14
8,74	10,4	31,8	32,5	40,54	42,9

Tableau 4 : Caractéristiques mécaniques des granulats (Etude géotechnique laboratoire Sol Solution, 2018)

Ces caractéristiques sont insuffisantes à première vue pour l'utilisation de ces matériaux en béton hydraulique. En effet le Los Angeles des matériaux doit être inférieur ou égal à 30. Cependant, la norme XP P 18-545 de Mars 2008 nous permet d'effectuer une compensation de 5 points. Elle indique qu'un matériau LA35 est conforme au code D s'il possède un MDE inférieur ou égal à 20. Dans notre cas, puisque nous avons un LA presque à 33, nous pouvons le ramener à 30 sachant que le MDE reste inférieur à 22 (Campus scientifique et technique, 2004). Nous pouvons donc les utiliser pour les bétons hydrauliques et couche de chaussée (*P. Dupont (Sétra) ; Delalande (LRPC ANGERS) ; F. Verhee ; G. Aussedat ; B. Roussel ; JF. Lafon, 2005*).

Cette même carrière nous a fourni du concassé 0/31,5 pour l'utilisation en couche de base de chaussée. Son identification est résumée en Annexe I.b. Au vu des résultats obtenus au laboratoire, avec une densité moyenne de 2,412 t/m³ et un CBR moyen de 93 à 95% de l'OPM, ce matériau de classe S5 selon le guide de dimensionnement CEBTP semble utilisable en couche de base et en remblai divers. Le problème rencontré est que les valeurs de LA obtenues ne sont pas conformes (car supérieures à 30). Par le même procédé de compensation proposé par la norme XP P 18-545, nous obtenons des caractéristiques suffisantes et acceptables pour l'utilisation en couche de base.

- Les essais de propriétés sont résumés dans le tabl.5 suivant :

Nature	Nombre d'essai	Equivalent de sable en %		Bleu de méthylène
		ESV	ESP	
0/31,5	1	61,41	59,35	1,25
	2			

Tableau 5: Essais de propriété (Etude géotechnique laboratoire Sol Solution, 2018)

D'après les essais VBS, exécutés conformément à la norme NF P 94-068, nous obtenons un résultat satisfaisant ($0,2 < VBS < 1,5$) selon le Guide des terrassements routiers (GTR 92). De plus, d'après la norme NF P 18-597, nous avons $ESV > 60$ et $ESP > 50$ ce qui permet de dire que ce matériau est d'une propriété acceptable (*FRED PORTET ET OLIVIER NOËL, et al., 2011*).

Qualitativement, les résistances à la dureté et à l'usure obtenues sur les échantillons montrent que les matériaux provenant de la carrière de GRACAM à NKOLNDOM sont acceptables pour la réalisation du béton bitumineux car suivant les recommandations de compensation de la norme XP P 18-545, nous pouvons avoir LA25 et MDE12 pour ces matériaux.

Nous pouvons donc valider et adopter ces matériaux pour utilisation à tous les niveaux du projet, que ce soit pour les bétons hydrauliques, bitumineux, ou alors en couche de chaussée.

3. Etude du trafic

Les déplacements sont un reflet de l'organisation de l'espace et des liens entre les activités et les hommes, aussi en amont de tout réflexion relative à un projet d'aménagement, est-il nécessaire d'entreprendre une démarche systématique visant la connaissance des trafics. L'étude de trafic constitue une étape fondamentale en amont de toute réflexion relative à l'aménagement qui convient et la caractéristique à lui donner depuis le nombre de voie jusqu'à l'épaisseur des différentes couches de matériaux qui constituent la chaussée. Cette conception repose, en partie « stratégie, planification » sur la prévision des trafics sur les réseaux routiers, qui est nécessaire pour :

- Apprécier la valeur économique des projets.
- Estimer les coûts d'entretiens.
- Définir les caractéristiques techniques des différents tronçons.

a) Données et hypothèse de calcul

Dans l'étude des projections des trafics, la première opération consiste à définir un certain nombre de flux de trafic qui constitue des ensembles homogènes, en matière d'évolution ou d'affectation. Diverses méthodes sont utilisées pour estimer le trafic dans le futur parmi lesquelles la prolongation de l'évolution passée, le modèle gravitaire, le modèle de facteur de croissance.

Dans le cadre de ce projet, nous avons utilisé les résultats obtenus lors d'une campagne de comptage sur la route départementale initié par le ministère des travaux publics. Les résultats obtenus sur cet axe sont intrinsèquement liés à notre projet dans la mesure où une majeure partie de ce trafic sera dévié sur notre voie d'accès qui permet également le raccord entre la route départementale 49 et la route nationale 1. Le comptage de trafic a été réalisé du 18/09/2017 à 06 heures au 24/09/2017 à 22 heures, du 18/06/2018 au 24/06/2018, 20/08/2018 au 26/08/2018 et du 14/03/2019 au 17/03/2019. Les résultats de comptage en termes de trafic moyen journalier par catégorie de véhicules se présentent dans le tabl.6 suivant : VP (véhicule personnel), CAM 2E (Camions à 2 essieux), CAM 3E (Camions à 3 essieux), Ens-Art (Ensemble articulé) :

Section	VP	Pick Up	Minibus	Autocars	Cam 2E	Camions 3E	Ens Art	Grumiers	TOTAL
Trafic journalier moyen sur 24 h	223	79	11	0	44	15	1	0	374
% trafic nuit sur 24h	11,5%	18,8%	21,8%	0,0%	27,7%	6,5%	0,0%	NC	15,0%
Trafic de Nuit	26	15	2	0	12	1	0	0	56

Tableau 6 : Trafic moyen journalier par catégorie de véhicules, Source : Etude de trafic dans la région du centre sur la voie Soa-Esse, MINTP 2019

Cette route est particulièrement pratiquée par les véhicules privés de transport d'étudiants se rendant à l'université de Yaoundé 2 située dans la ville de Soa. On remarque aussi de nombreux poids lourds à 2 essieux qui empruntent cette voie pour livrer les matériaux aux chantiers voisins notamment ceux de la construction du stade, des autres voies d'accès mais aussi des constructions riveraines, également pour la livraison aux habitants de SOA. Il va sans dire que cette nouvelle voie qui sera mise en service, constituera un véritable ouf de soulagement pour les usagers se rendant vers l'entrée Ouest de Yaoundé, évitant ainsi de longues heures d'attente lorsqu'ils passent par le centre-ville.

b) Estimation du trafic de dimensionnement

Pour l'estimation du trafic de dimensionnement, il est considéré les données citées ci-haut prises au compte de 2019, l'année de mise en service pour une durée de vie de quinze (15) ans et un taux d'accroissement de trafic de cinq pour cent (5%).

La formule retenue pour le calcul de trafic traduit une croissance exponentielle, caractéristique des pays en voie de développement et qui se présente comme suit (OUEDRAOGO Abdoul Rahim, 2011):

$$t_n = t_1(1 + i)^{(n-1)}$$

$$365. \sum t_n = 365. t_1 \left(\frac{(1 + i)^n - 1}{i} \right)$$

Avec :

t_n = Trafic moyen journalier de l'année n ; t_1 = Trafic moyen journalier de la 1ère année ;

i = Taux d'accroissement annuel du trafic ; n = Durée de vie du projet ;

$365 \cdot \sum t_n$ = Trafic cumulé pendant la durée de vie n de la chaussée

Ayant pris le comptage de 2019, nous avons d'abord estimé le trafic moyen journalier de l'année 2019 qui sera ensuite considéré comme étant le trafic moyen journalier de la première année de mise en service. En résumé dans le tabl.7 suivant, nous obtenons :

Année de comptage du trafic	N1	2019
Trafic moyen journalier (Nombre de poids lourd)	TMJA	374
Année de mise en service	N1	2019
Taux de croissance du trafic	i	5%
Coefficient d'agressivité moyen du poids lourd	CAM	0,8
Durée de vie estimée	N	15
Trafic a l'année N	t_n	741
Nombres d'essieux standard équivalent NE x10 ⁶	$CAM \times 365 \cdot \sum t_n$	$2,4 \cdot 10^6$

Tableau 7 : Calcul du nombre d'essieux équivalent (MOUADENE Mohammed, OULAD SIDI OMAR abd Allatif, 2016)

Le coefficient d'agressivité moyen CAM du poids lourd a été choisi en fonction : de la composition du trafic, de la configuration des essieux, du type de roues (simples/jumelées), de la charge des essieux, de la structure de la chaussée. Dans le cas de cette étude, nous choisissons un CAM égal à 0,8 traduisant le passage d'essieux tridem sur la voie.

De plus, la route sera de type 2x2 voies de circulation en péri-urbaine. Nous pouvons ainsi considérer que 75% du trafic/sens s'effectuera sur la voie lente 25% sur la voie rapide comme le présente le tabl.8 suivant :

Chaussée	Voie lente	Voie médiane	Voie rapide
2x1 largeur totale < 7 m	100% trafic des 2 sens		
2x1 largeur totale ≥ 7 m	50% trafic des 2 sens		
2x2 rase campagne	90% trafic/sens		10% trafic/sens
2x2 péri urbaine	75% trafic/sens		25% trafic/sens
2x3 rase campagne	80% trafic/sens	20% trafic/sens	0% trafic/sens
2x3 péri urbaine	65% trafic/sens	30% trafic/sens	5% trafic/sens

Tableau 8 : Coefficient de répartition transversale (Service d'études techniques des routes et autoroutes, centre de la sécurité et des techniques routières, 1994)

Essieu équivalent de 13t
$T_1 \leq 5.10^5$
$5.10^5 < T_2 \leq 1,5.10^6$
$1,5.10^6 < T_3 \leq 4.10^6$
$4.10^6 < T_4 \leq 10^7$
$10^7 < T_5 \leq 2.10^7$

Tableau 9 : Classification du trafic (MM. A. Andrieux ; B. Bamba ; F. X. Caseneuve ; A. Cave ; M. Cosyn ; et al., 1980)

Le nombre d’essieux standard équivalent pendant la durée de vie de la chaussée sur la voie la plus lente est de **1,8x10⁶** et permet de déterminer la classe de trafic attendu qui est T3.

II. Etude de la géométrie routière

La géométrie routière est un terme désignant l’ensemble des activités menées dans le but de définir la forme de la route. 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. L’objectif principal étant l’accès au stade d’Olembé, 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. Elle représente la vitesse conventionnelle qui permet de définir les caractéristiques géométriques et limites d’aménagement des points particuliers de cette section. Les différentes vitesses de référence ne correspondent pas à différents niveaux de sécurité, mais à différents niveaux de confort. Le coût d’un projet routier augmentant avec la vitesse de référence son choix est le résultat d’un compromis entre le coût d’exécution du projet routier d’une part et le niveau de service offert à l’usager d’autre part (confort et sécurité).

1. Normes utilisées et caractéristiques sécuritaires

Le projet soumis à notre étude entre dans le cadre de la préparation d’une coupe d’Afrique des nations. Il s’agit là, d’une opportunité de réaliser des ouvrages de génie civil de façon rapide, esthétique et conforme.

a) Normes géométriques

Partant des termes de référence, de l'environnement urbain dans lequel s'intégrera le projet, du niveau de confort et de sécurité souhaité, il vient que la caractérisation à choisir pour ce projet est celle d'une voie rapide urbaine de type U suivant les prescriptions de l'ICTAVRU. En effet ce sont des voies dont les objectifs à assurer sont les suivants :

- Relations fonctionnelles avec un site très urbanisé ou à devenir ;
- Trafics d'échanges et locaux prépondérants ;
- Points d'échanges fréquents assurant une bonne irrigation dans le tissu traversé ;
- Intégration éventuelle dans leur emprise, mais de façon séparée des chaussées, d'aménagements pour deux roues légers et piétons, ainsi que des arrêts.

Ces voies sont généralement dimensionnées pour des vitesses de référence de 80 km/h ou de 60 km/h. Dans le cadre de ce projet, vu la situation du tronçon considérée comme étant en zone urbaine, nous avons fait le choix d'une route de 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 effectué sur la base de normes et de prescriptions techniques. Il a été pris en compte dans ce mémoire les normes préconisées par le CCTP et également bien d'autres normes et considérations qui sont définies en fonction du trafic à écouler, du niveau d'aménagement et du niveau de confort et de sécurité que l'on souhaite offrir à l'usager. Une vitesse de référence de 60 km/h a été retenue pour le projet ; l'objectif est d'offrir à l'automobiliste des conditions de conduite plus confortables. La conception a été faite à l'aide du logiciel PISTE 5.05 du SETRA. Pour ce faire, nous disposions comme données d'entrée, de fichiers de levés topographiques et d'un fond topographique sur AUTOCAD. Il a été effectué sur la base de l'axe de la voie existante tout en respectant les rayons de raccordement et 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 important.

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. Les rayons du tracé en plans et les dévers associés en section courante sont choisis pour que, dans les conditions conventionnelles retenues, le véhicule ne soit pas conduit à mobiliser plus des deux tiers du frottement transversal mobilisable. Le tabl.10 ci-dessous donne les caractéristiques à respecter en tracé en plan en fonction des types de route :

Vitesse en km/h	60
Rayon non déversé	200m
Rayon minimal	120m
Longueur d'alignement droit	Compris entre 83 et 600m

Tableau 10 : Tableau récapitulatif des rayons à respecter en tracé en plan, (Madame Christine Deffayet (Certu/CGV), Messieurs Michel and Clarisse (DIR Est), Jacques Legaignoux (Cete Méditerranée)., 2009)

Les contraintes du terrain à l'instar de virages serrés nous ont obligé à adopter des rayons inférieurs au rayon déversé d'une part et au rayon minimal d'autre part. Dans ces zones, des aménagements particuliers (ralentisseurs, signalisation verticale et horizontale) devront être mise en place pour assurer la sécurité de l'utilisateur. Les rayons seront minimisés afin de permettre la circulation de poids lourds à vitesse réduite. Il est à noter que nous avons pris soin d'éviter l'utilisation des rayons inférieurs aux rayons normaux non déversés en présence d'obstacles latéraux, et à l'approche de carrefour, en particulier pour des raisons de visibilité.

b) Profil en long

Le profil en long résulte de la reproduction à l'échelle réduite d'une projection de l'axe de la chaussée sur un plan vertical. Il nous fournit des informations altimétriques. Il se compose de sections inclinées (pentes ou rampes) raccordées par des paraboles. Nous avons préconisé dans ce projet un profil en long en remblai/Déblai, conception assez courante dans la ville présentant l'avantage de limiter les volumes de terrassement. Le choix de notre profil en long respecte les caractéristiques suivantes prescrites par l'ICTAVRU (page 33)

- ❖ Déclivité maximale 6% ;
- ❖ Rayon minimal en angle saillant (en m) 1500 ;
- ❖ Rayon normal en angle saillant (en m) : 2500 ;
- ❖ Rayon minimal en angle rentrant (en m) : 800 ;
- ❖ Rayon normal en angle rentrant (en m) : 1500 ;

Pour assurer le bon écoulement des eaux de ruissellement et éviter leur stagnation sur la chaussée nous avons adopté une pente minimale de 1%.

Les recommandations de l'ICTAVRU nous demandent de ne pas excéder des pentes de 6% ; néanmoins, le profil obtenu présente une zone avec une pente de 12,5% et une rampe de 11% à la base de laquelle s'écoule un cours d'eau mineur d'à peine 4,5m de large.

Des équipements de sécurité seront disposés sur le tronçon concerné pour assurer la sécurité des usagers et des riverains, notamment celle des conducteurs de poids lourds souvent victime de perte de freins dans ces zones-là. Nous pouvons ici citer :

- Des ralentisseurs
- Des Glissières métalliques
- Des panneaux de limitation de vitesse
- Un revêtement en béton armé continu le long du tronçon pour augmenter l'adhérence des véhicules.

c) Profil en travers type

Le profil en travers type de la route est représenté par le tracé de la chaussée et du terrain naturel sur un plan vertical orthogonal à l'axe de la route. Il fait ressortir l'assiette de la route ainsi que les différentes déclivités. Notre route à étudier est une route bitumée alors le profil en travers est destiné pour satisfaire les exigences suivantes :

- Evacuer les eaux des précipitations hors de la plateforme par les chemins courts,
- Eviter que cette eau s'accumule sur la plateforme,
- Mettre la chaussée à l'abri des imbibitions provoquées par les eaux stagnantes à proximité de la plateforme

Notre chaussée se trouve sur une emprise de 20m. 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 séparées par un TPC : Ce choix s'est fait à l'aide du trafic obtenu et de l'abaque de la page 43 de L'ICTAVRU.
- Emprise de la route : 20m ;
- Largeur de la chaussée principale : $2 \times 6,7\text{m}$ revêtue en béton bitumineux ;
- Terreplein central (TPC) : $0,6 \times 1$;

- Caniveaux de section variable de 50x40 à 50x70 ;
- Trottoirs : 1,2 m revêtus en béton armé ;
- Pente transversale : 2,5% le long du tronçon ;
- Pente du talus de remblai : 2/3.
- Pente de talus de déblai : 1/1

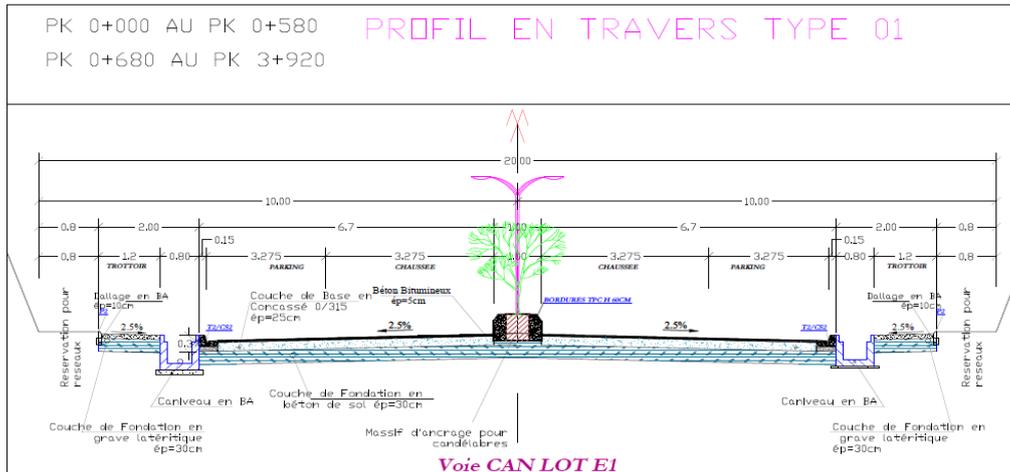


Figure 12: Profil en travers type 01

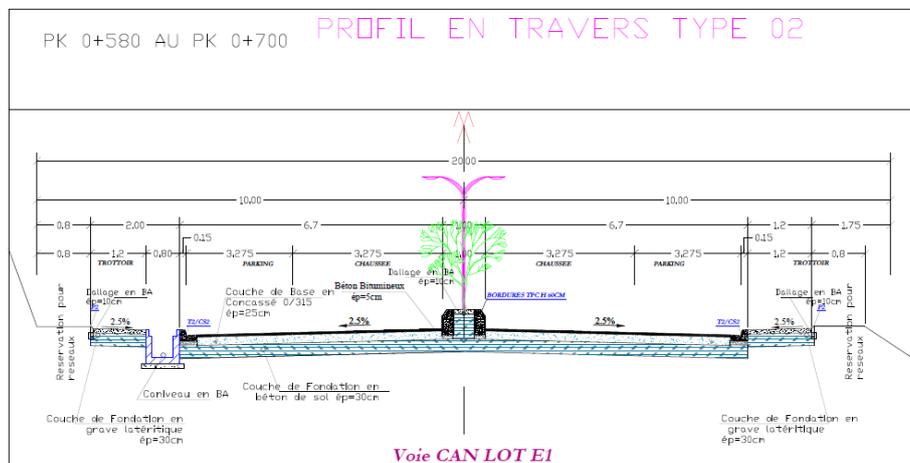


Figure 13: Profil en travers type 02

3. Conception et Aménagement des carrefours au Pk 0+780 et au Pk 3+940

La conception du tracé en plan qui est une étape essentielle d'un projet d'aménagement routier nous a permis de repérer des intersections avec des voies existantes et à créer qui pousse à un certain nombre de questions vu leurs étroitesse. L'étude particulière des points d'échanges conduit en général à la comparaison de plusieurs solutions et au choix de l'une d'elles en

référence à des critères multiples. Quelle que soit la nature des solutions à comparer, carrefour plan - carrefour dénivelé ou carrefours dénivelés entre eux, le processus d'étude demande :

- Une étude de trafic ;
- La définition préalable (qui permet la comparaison des solutions par la pondération – en général qualitative – des critères) d'objectifs :
 - En matière de fonctionnement (type de voie, homogénéité du niveau de service, capacité, mouvements prioritaires) ;
 - En matière d'environnement : préservation du site (emprises, paysages) et de la voie locale (cheminements, bruit...) ;
- L'étude sommaire des diverses solutions à une échelle significative (1/2000^e ou 1/1000^e) dans les cas complexes), en s'efforçant d'atteindre dans chaque cas les objectifs fixés précédemment ;
- La comparaison multicritère des solutions : satisfaction des objectifs de fonctionnement et d'environnement et bilan économique.

a) Principe et choix d'une variante

❖ Cas du carrefour au Pk 0+780

La conception et le dimensionnement des carrefours est régit par des normes et des recommandations à respecter pour s'assurer du bon fonctionnement dudit ouvrage. La démarche générale de conception comporte les éléments suivants : l'identification du type de route, la déduction d'une gamme, le recueil et l'analyse des éléments concernant le site, le choix du type de carrefour, la conception géométrique.

La zone qui fait l'objet de cette conception permet un raccord entre une route nationale et une route départementale. Elle sera donc amenée à desservir un trafic important évalué à plus de 10000uvp/sens.

Ainsi pour cette intersection, de nombreuses solutions techniques s'offrent à nous à l'instar du carrefour giratoire, du Carrefour à feux où régulé, et une intersection en Y. Une analyse multicritère en annexe I.5 nous a permis d'effectuer notre choix. Suite à cette analyse, nous pouvons retenir **le carrefour giratoire** qui s'adapte mieux au projet que les autres variantes tout en remplissant presque parfaitement les besoins exigés

❖ Cas du carrefour au Pk 3+940

La démarche de conception reste la même à tout point de vue sur cette singularité également. Il s'agit du point de raccordement de notre tronçon avec la route départementale 49. Il s'agit là d'un endroit sensible pouvant être à l'origine de nombreux désordres si aucune mesure n'est prise de façon scientifique.

Pour cette intersection, de nombreuses variantes s'offrent à nous pour assurer la jonction des deux routes. Il s'agit entre autres des carrefours plans équipés de feux (carrefour en té), et des carrefours à dénivelé (avec et sans échanges). La forme géométrique des voies nous impose le choix entre deux variantes, le carrefour en Té à feux et le carrefour à dénivelé avec échange. Une analyse multicritère a également été effectuée et est présentée en annexe I.6.

A la suite de cette analyse, nous pouvons remarquer que l'échangeur présente de nombreux avantages, mais nécessite une très grande emprise, un coût de construction énorme qui sort de l'enveloppe du projet, mais aussi un coût non négligeable pour son entretien. Par contre, le carrefour en té présente le principal avantage de s'adapter parfaitement au tracé de la route existante ainsi que celle qui lui sera raccordée. Il aura une emprise limitée sur le projet et ses feux de signalisations assureront la sécurité des usagers.

b) Dimensionnement

❖ Cas du giratoire

Le carrefour à aménager dans notre projet est un giratoire plan de rayon 20 m, à 3 branches de 2x2 voies par branche. Sa conception s'est faite sur la base du document « guide d'aménagement des carrefours urbains, » du CERTU. Les caractéristiques géométriques du carrefour giratoire plan sont répertoriées dans le tableau 11 ci-dessous :

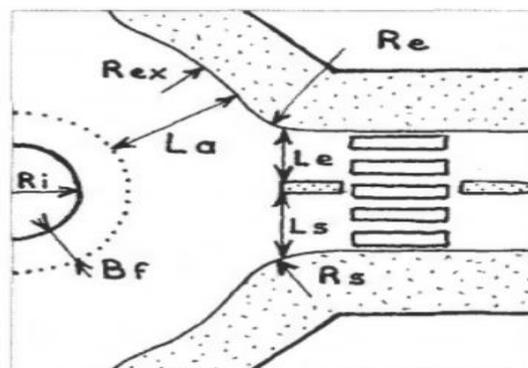


Figure 14: Schéma conceptuel du giratoire, (L. Dupont, L. Patte, P.Boivin, P. Flachet, B. Guichet, J.Y. Girard, G. Dupre, J.M. Sangouard, 1998)

	Notations	Paramétrage	Valeurs courantes (en m)			
			Rg=12	Rg-15	Rg-20	Rg=25
Rayon du giratoire	R_g	12 m < R_g < 25	Rg=12	Rg-15	Rg-20	Rg=25
Largeur de l'anneau	l_a	6 m < l_a < 9 m	7	7	7	7
Surlargeur	B_f	1,5 m si $R_g < 15$, 0 < $B_f < 2$ m si $R_g >$ 15m	1,5	1,5	1,5	Entre 0 et 2
Rayon intérieur	R_i	$R_g - l_a - B_f$	3,5	6,5	13	18
Rayon d'entrée*	R_e	8 m < $R_e < 15$ m, avec $R_e < R_g$	10	12	12	12
Largeur de la voie entrante	L_e	3 < $l_e < 4$ m	3,5	3,5	3,5	3,5
Rayon de sortie*	R_s	$R_s > 15$ m et > R_i	15	20	20	20
Largeur de la voie sortante	L_s	4 m < $l_s < 5$ m	4	4	4,5	4,5
Rayon de raccordement	R_r	$R_r = 4 R_g$	48	60	80	100

Tableau 11 : Tableau récapitulatif des différents paramètres de l'aménagement du giratoire (L. Dupont, L. Patte, P.Boivin, P. Flachet, B. Guichet, J.Y. Girard, G. Dupre, J.M. Sangouard, 1998)

Les plans détaillés sont présentés en Annexe 9.

❖ Cas du carrefour té

C'est au niveau de cet intersection qu'a été effectué la campagne de comptage. Il représente un lieu particulièrement marqué par la présence d'activités riveraines, et de station d'arrêt de taxi.

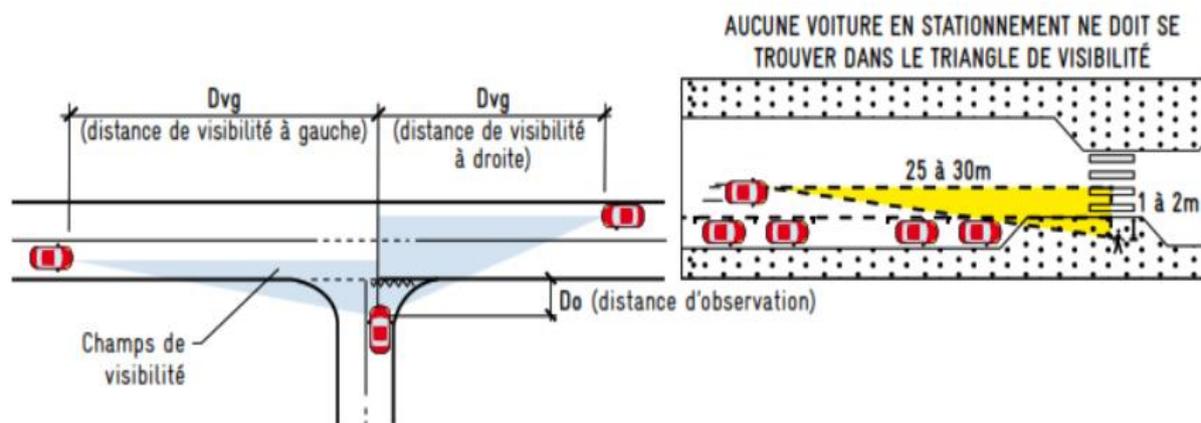


Figure 15: Contrainte de visibilité, (L. Dupont, L. Patte, P.Boivin, P. Flachet, B. Guichet, J.Y. Girard, G. Dupre, J.M. Sangouard, 1998)

Les tableaux suivants présentent les valeurs admises :

D_0 : Distance d'observation	Hauteur des yeux	Champ de visibilité
Dans espace bâtis : 2,5m	2m	Hauteur : 2m

Distance minimale de visibilité (m)							
Vitesse d'approche du véhicule prioritaire	20 km/h	30 km/h	40 km/h	50 km/h	60 km/h	70 km/h	80 km/h
Distance Dvg	10	20	35	50	70	90	120
Distance Dvd	20	35	50	70	90	110	140

Tableau 12: Distance d'observation, distance minimale de visibilité, (GIZ, 2016)

Les plans sont présentés en Annexe 9.

III. DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE

La qualité d'un projet routier ne se limite pas à l'obtention d'un bon tracé en plan et d'un bon profil en long. En effet une fois réalisée, la route devra résister aux agressions des agents extérieurs et aux surcharges d'exploitation (action des essieux des véhicules et notamment les poids lourds), mais aussi à des gradients thermiques (pluie, neige, verglas etc...). Pour cela il faudra non seulement s'assurer d'avoir de bonnes caractéristiques géométriques mais aussi de bonnes caractéristiques mécaniques lui permettant de résister à toutes les charges pendant sa durée de vide. Les paramètres cruciaux à prendre à compte sont le trafic, l'environnement de la route (le climat, le milieu naturel, relief, etc...) et le sol support.

1. La chaussée

La chaussée, terme employé dans le jargon moderne pour désigner la partie d'une voie de communication affectée à la circulation des véhicules, tire en fait son nom du moyen âge où les routes importantes étaient recouvertes de cailloux et pierre liés à la chaux. Elle assure les déplacements des usagers et le transport des marchandises, quelle que soient les conditions météorologiques, dans des conditions de sécurité et de confort adapté au type d'itinéraire. Au sens structurel, la chaussée est définie comme un ensemble de couches de matériaux superposées de façon à permettre la reprise des charges appliquées par le trafic de façon solidaire.

Du point de vue constructif les chaussées peuvent être groupées en trois grandes catégories :

- ❖ **Chaussée souple** : Elle est constituée de : Couche de roulement, Couche de base, Couche de fondation, Couche de forme.

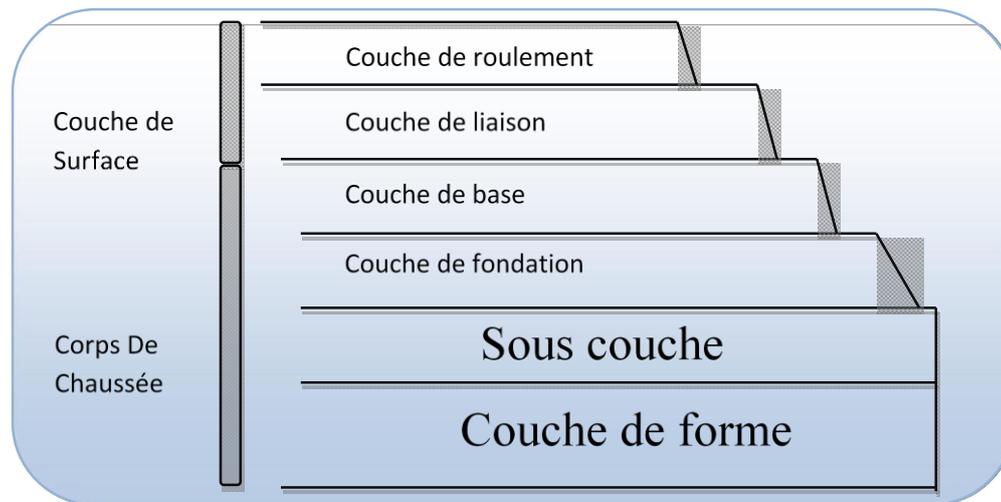


Figure 16: Structure d'une chaussée souple, (Le département de SEINE & MARINE 7, 2013)

❖ Chaussée semi-rigide.

On distingue :

- Les chaussées comportant une couche de base (quelques fois une couche de fondation) traitée au liant hydraulique (ciment, chaux, etc...).
- Celle avec couche de roulement en enrobé hydrocarboné
- Les chaussées comportant une couche de base ou une couche de fondation en sable gypseux.

❖ Chaussée rigide.

Comportant des dalles en béton (correspondant à la couche de surface de la chaussée souple) qui, en fléchissant élastiquement sous les charges, transmettent les efforts à distance et les répartissent ainsi sur une couche de fondation qui peut être une grave stabilisé mécaniquement : elle peut être traitée aux liants hydrocarbonés ou aux liants hydrauliques. Ce type de chaussée est pratiquement inexistant au Cameroun (sauf pour les chaussées aéronautiques).

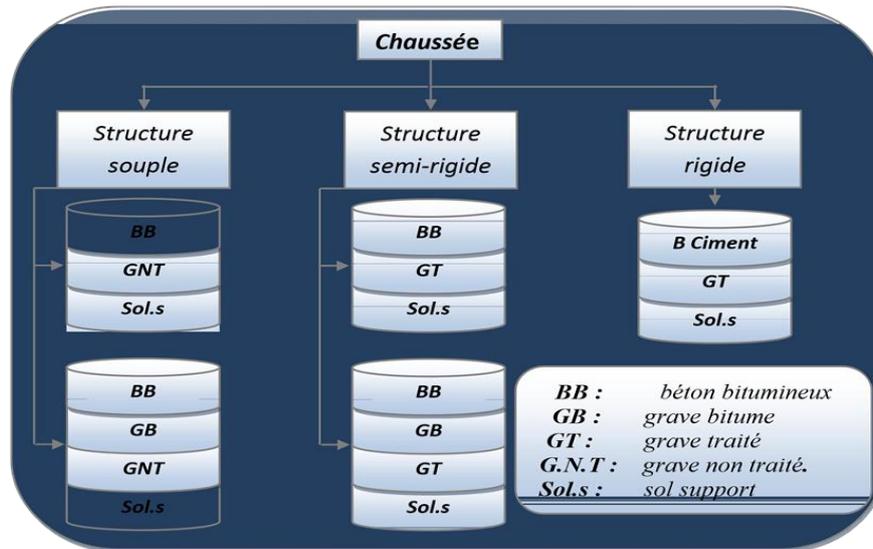


Figure 17: Les types de chaussée, (Le département de SEINE & MARINE 7, 2013)

2. Prédimensionnement :

De nombreuses méthodes et démarches de calcul ont été formulées autour du dimensionnement des chaussées, au fil du temps. En ce qui concerne le prédimensionnement (évaluation empirique des épaisseurs de couche), nous disposons de nombreuses références à l'instar de la méthode C.B.R (California Bearing Ratio) et les abaques du « Guide pratique de dimensionnement des chaussées des pays tropicaux ».

❖ Méthode CBR

C'est une méthode semi empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support en compactant les éprouvettes de (90 à 100%) de l'optimum Proctor modifié (BAYALA, 2012). La détermination de l'épaisseur totale du corps de chaussée à mettre en œuvre s'obtient par l'application de la formule présentée ci-après :

- Pour un trafic en voiture particulier : $TMJA \times 365 \times 1.5t < 100000 \text{ t/ans}$

$$e = \frac{100 + 150\sqrt{P}}{I_{CBR} + 5} \text{ (cm)}$$

- Pour un trafic en voiture particulière : $TMJA \times 365 \times 1.5t \geq 100000 \text{ t/ans}$

$$e = \frac{100 + \sqrt{P} \left(75 + 50 \log \frac{N}{10} \right)}{I_{CBR} + 5} \text{ (cm)}$$

Avec e : épaisseur, I_{CBR} : indice CBR (sol support), N : désigne le nombre journalier de camion de plus 1500 kg à vide, P : charge par roue $P = 6.5$ t (essieu 13 t), Log : logarithme décimal.

On obtient alors ainsi une épaisseur totale de chaussée. Pour déterminer celle de ces composantes, on écrit la relation d'épaisseur équivalente :

$$e = c_1 \cdot e_1 + c_2 \cdot e_2 + c_3 \cdot e_3$$

C_1, C_2, C_3 : coefficients d'équivalence ; e_1, e_2, e_3 : épaisseurs réelles des couches.

Le tableau ci-dessous indique les coefficients d'équivalence pour chaque matériau :

Matériaux utilisés	Coefficient d'équivalence
Béton bitumineux ou enrobe dense	2,00
Grave ciment – grave laitier	1,50
Grave bitume	1,20 à 1,70
Grave concassée ou gravier	1,00
Grave roulée – grave sableuse T.V.O	0,75
Sable ciment	1,00 à 1,20
Sable	0,50
Tuf	0,60

Tableau 13: Les valeurs des coefficients d'équivalence, (Mouadene Mohammed, Oulad Sidi Omar Abd Allatif, 2016)

En appliquant cette méthode, on obtient une épaisseur totale de chaussée d'environ 40cm.

❖ **Méthode CEBTP**

Depuis 1972, les laboratoires nationaux des travaux publics associés au CEBTP ont, comme par le passé, participé aux études et aux contrôles de la construction de nombreuses routes, pour la plupart dans les pays tropicaux ou désertiques. Ils ont continué d'amasser des informations sur les caractéristiques et le comportement des matériaux des sols et des chaussées. Le guide nous propose une variété de matériau possible ainsi que des épaisseurs par couche de chaussée.

Disposant donc d'un sol S4 et d'un trafic de type T3, il se présente alors de nombreuses variantes allant des chaussées souples aux chaussées rigide. En excluant les chaussées rigides car inadaptées dans le contexte actuel, 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 variantes proposées dans le tableau 14 suivant :

Désignation	Chaussée souple			Chaussée semi-rigide (à assise traitée au liant hydraulique)
	Variante 1	Variante 2	Variante 4	Variante 3
Couche de roulement	05cm de béton Bitumineux	05cm de béton Bitumineux	04cm de béton Bitumineux	05cm de béton Bitumineux
Couche de base	20 cm de grave latéritique	20 cm de concassé 0/d	15 cm de grave bitume	20 cm de grave ciment
Couche de fondation	15 cm de grave latéritique naturelle	20 cm de grave latéritique naturelle	15 cm de grave latéritique naturelle ou concassé 0/d	20 cm de grave latéritique naturelle ou concassé 0/d

Tableau 14: Présentation des variantes de chaussée (Mm. A. Andrieux ; B. Bamba ; F. X. Caseneuve ; A. Cave ; M. Cosyn ; Et Al., 1980)

Nous avons ici quatre principales variantes possibles pour le revêtement de la chaussée. Ces dernières garantissent le même niveau de sécurité. Afin d'être fixé sur l'une des options, nous avons mené une analyse multicritère basée sur le coût de production, la disponibilité des matériaux, la mise en œuvre, niveau de résistance. Le tableau 15 suivant présente une évaluation de ces critères, suivant chaque variante :

Désignation	Coût de production	Disponibilité des matériaux	Mise en œuvre	Niveau de résistance
Variante 1				
Variante 2				
Variante 3				
Variante 4				

Tableau 15 : Analyse multicritère des variantes de chaussée

Suivant cette analyse, nous avons les variantes 1 et 2 qui présente l'avantage de ne pas subir de traitement particulier. Afin de garantir un niveau de résistance convenable, nous avons opté

pour la variante 2. Nous sommes partis du principe selon lequel il faut limiter ou alors minimiser les dépenses dans l'amélioration des matériaux à mettre en place. La structure retenue est donc :

- **Couche de roulement** : 05cm de béton Bitumineux
- **Couche de base** : 20 cm de concassé 0/d
- **Couche de fondation** : 20 cm de grave latéritique naturelle

3. Le revêtement de la chaussée :

La couche de surface est constituée :

- De la couche de roulement, qui est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat,
- Et le cas échéant d'une couche de liaison, entre les couches d'assise et la couche de roulement. C'est à l'interface entre la couche de surface et la couche de base que l'on trouvera éventuellement les dispositifs visant à ralentir la remontée des fissures des couches d'assises traitées aux liants hydrauliques.

Des caractéristiques de surface de la couche de roulement dépend pour une large part la qualité d'usage de la chaussée. La couche de surface contribue en outre à la pérennité de la structure de chaussée en particulier par la fonction d'étanchéité vis-à-vis de l'assise.

Afin d'assurer la sécurité et le confort des usagers, les caractéristiques à prendre en considération sont l'uni, l'adhérence, la drainabilité, les caractéristiques photométriques et acoustiques.

1. Caractérisation et formulation de la variante retenue

A. Les granulats

Le comportement mécanique et la rhéologie des bétons bitumineux dépendent étroitement des caractéristiques physiques et mécaniques des granulats qui les constituent. On distingue deux types de caractéristiques :

- **Caractéristiques intrinsèques** : elles sont liées au nature minéralogique de la roche ou des matériaux bruts ayant servi à la fabrication des granulats. On citera l'exemple de la dureté.

- **Caractéristiques extrinsèques** : elles sont liées au mode de fabrication des granulats : granularité, propreté, forme et angularité.

B. Liants hydrocarbonés

Les bitumes routiers sont obtenus à partir du résidu de la distillation atmosphérique du pétrole brut et par combinaison diverses de procédés et de produits de base, selon le brut traité et le liant bitumineux visé.

Les bitumes produits par les raffineries sont classés en différentes catégories en fonction de leur pénétration. Dans un échantillon de bitume, la pénétration est exprimée en 1/10 mm et correspond à l'enfoncement d'une aiguille calibrée, soumise à une charge de 100 g pendant 5 secondes à la température de 25 °C. Chaque catégorie de bitume est définie par les valeurs extrêmes de la pénétration. Pour les bitumes routiers, les classes les plus utilisées sont : 180/220, 80/100, 60/70, 40/50 et 20/30. Celui pris en compte dans le cadre de ce projet est le bitume 60/70 à une température d'utilisation de 150 degrés C. La figure 18 suivante présente une illustration du principe du pénétromètre à aiguille pour bitumes.

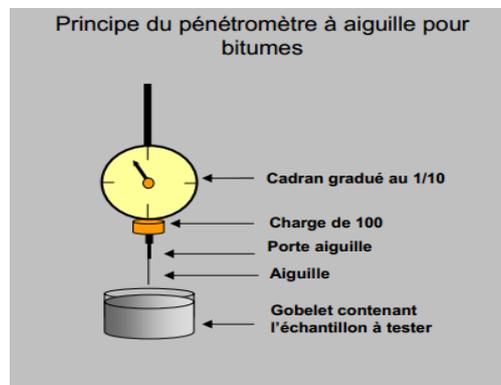


Figure 18: Principe du pénétromètre à aiguille pour bitumes, (BOUMADIANE, n.d.)

Quatre modes de fabrication des bitumes peuvent être distingués : Bitumes de distillation directe, Bitumes reconstitués, Bitumes soufflés, Bitumes soufflés et reconstitués.

a- Structure des bitumes

Le bitume est un composé hydrocarboné de constitution complexe. Les analyses chimiques mettent en évidence les constituants essentiels suivants :

- Carbone : 79 à 88 %
- Hydrogène : 7 à 13 %

- Oxygène : 2 à 8 %
- Azote : 0 à 3 %
- Traces de métaux : Fe, Ni, Va, Ca, Ti, Mg, Co, Sn, Zn,

En général un bitume est un composé colloïdal constitué d'une suspension de micelles d'asphaltènes, peptisées par des résines dans un milieu d'huiles saturées et aromatiques. Cette structure est schématisée sur la fig.19 ci-après :

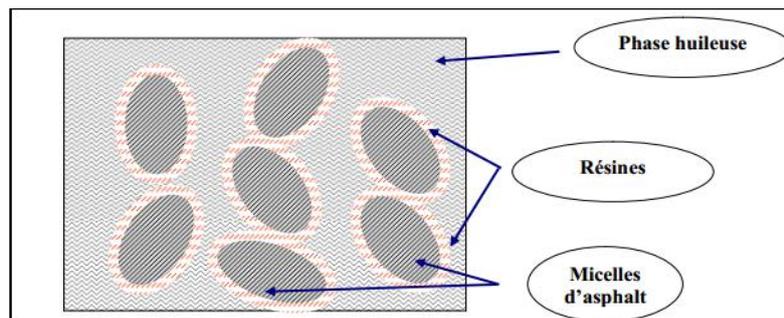


Figure 19: Représentation schématique de la structure colloïdale d'un bitume, (BOUMADIANE, n.d.)

b- Caractéristiques et spécifications

Les principales caractéristiques et spécifications définies par le CPC et la norme Marocaine NM 03-4-002 pour les bitumes destinés aux travaux routiers, en particulier, la fabrication des bétons bitumineux, sont résumées dans le tableau 16.

Caractéristiques	Norme d'essai	Classes				
		180/220	80/100	60/70	40/50	20/30
Pénétrabilité à l'aiguille à 25 °C (1/10 mm)	NM 03 4 012	180 à 220	80 à 100	60 à 70	40 à 50	20 à 30
Ductilité (cm)	NM 03 4 013	> 100	> 100	> 80	> 60	> 25
Densité relative , méthode du pycnomètre	NM 03 4 014	1.00 /1.07	1.00/1.10	1.00/1.10	1.00/1.10	1.00/1.10
Point de ramollissement , méthode bille et anneau (°C)	NM 03 4 015	34 à 43	41 à 51	43 à 60	47 à 60	52 à 68
Effet de la chaleur et de l'air Pénétrabilité résiduelle %	NM 03 4 016	> 42	> 47	> 52	> 55	> 60
Perte de masse à la chaleur %	NM 03 4 017	< 2	< 2	< 1	< 1	< 1
Solubilité %	NM 03 4 18	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5	>99.5
Point d'éclair et point de feu en vase ouvert (°C)	NM 03 4 19	> 230	> 230	> 230	> 250	> 250
Teneur en paraffine %	NM 03 4 20	< 4.5	< 4.5	< 4.5	< 4.5	< 4.5

Tableau 16: Caractéristiques des BB routiers, (BOUMADIANE, n.d.)

c- Transport et stockage

Les bitumes sont transportés dans des citernes calorifugées munies de dispositif de réchauffage qui permet de ramener le liant à une température qui permet de procéder au pompage et au transvasement dans d'autres conteneurs. Le stockage est lui aussi effectué dans des cuves munies de dispositif de chauffage capable de porter le bitume à la température d'utilisation. Le chauffage lors des opérations de transport et de stockage ne doit en aucun cas conduire à une altération des caractéristiques du bitume. Les dispositifs de transport et de stockage des liants hydrocarbonés doivent être équipés d'instruments de mesure indiquant constamment la température du liant.

d- Essais d'agrément et de recette

Les essais d'agrément sont réalisés sur un échantillon de bitume remis au laboratoire à l'occasion de l'étude de formulation du béton bitumineux. Il est procédé à la réalisation de la totalité des essais figurant dans le tableau précédent. Les essais de recette sont réalisés sur chaque nouvel approvisionnement sur chantier. Un échantillon est prélevé dans la citerne du transporteur et subira la totalité des essais figurant dans le tableau précédent. Le bitume livré sur chantier ne sera transvasé dans la cuve d'alimentation de la centrale d'enrobage qu'une fois les résultats des essais effectués sont conformes aux spécifications requises pour le type de liant livré.

C. Formulation du béton bitumineux

L'étude de formulation d'un béton bitumineux a pour objectifs :

- De déterminer les caractéristiques de l'enrobé : le pourcentage des vides, la tenue à l'eau de l'enrobé, les performances mécaniques.
- De définir la composition de l'enrobés par les paramètres suivants : la granularité, la nature des granulats, la nature et la teneur en fines, le type et la teneur en liant, le type et le dosage de dope d'adhésivité (le cas échéant).

Elle doit aboutir à une formule qui répond aux spécifications des documents contractuels. Les proportions à utiliser suivant la méthode de calcul présentée en annexe II.6 sont :

- **Sable 0/4 : 50%, Gravette 4/6,3 : 20%, Gravette 6,3/10 : 30%**

A partir des courbes moyennes des classes granulaires, on calculera la courbe du mélange minéral : le pourcentage de passants à un tamis pour la courbe de mélange est la somme des pourcentages de passants au même tamis des courbes des constituants pondérés par les proportions correspondantes.

La courbe granulométrique du mélange minéral calculée devra ensuite être tracée dans un graphique et être comparée au fuseau de spécifications. Dans ce cas spécifique, comme le présente la figure 20, on aboutit à la courbe suivante :

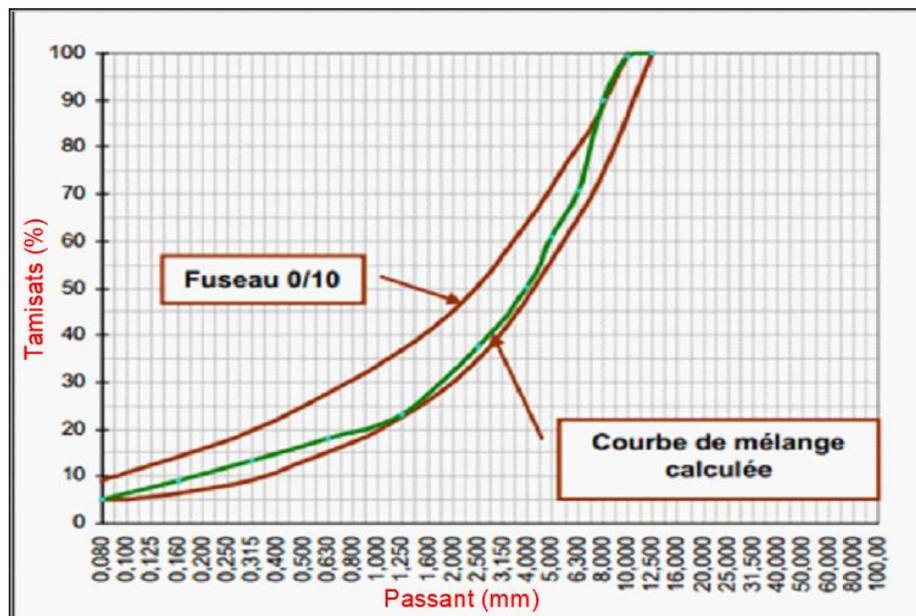


Figure 20 : Courbe de mélange calculée

Il faudra d'autre part procéder à un essai d'analyse granulométrique sur un échantillon de mélange minéral reconstitué au laboratoire selon les proportions retenues afin d'apprécier la courbe réelle du mélange minéral et de procéder aux éventuelles corrections.

Les teneurs en bitumes qui serviront pour la réalisation de l'étude de formulation seront fixées par le module de richesse K et la surface spécifique Σ du mélange minéral retenu.

La variation du module de richesse K nous permet d'avoir plusieurs teneurs résumées dans le tableau 17 suivant :

Module de richesse K	3,45	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9
Teneur en liant (%)	5,21	5,3	5,44	5,6	5,74	5,91

Tableau 17: Evolution de la teneur en liant en fonction du module de richesse

Il conviendra par la suite, d’effectuer d’une part les essais MARSHALL et DURIEZ suivant plusieurs teneurs en liant, afin de déterminer la teneur produisant le taux de compacité maximal et conforme aux prescriptions du CCTP et de faire une vérification expérimentale telle que présentée en Annexe II.10.

4. Calcul des contraintes et déformations admissibles

Cette vérification consiste à procéder à un dimensionnement de la chaussée par la méthode rationnelle. Elle est basée sur la détermination des contraintes et déformations admissibles des matériaux sous l’effet du trafic considéré et la durée de vie escomptée. Les sollicitations subies par les matériaux sous l’effet du trafic sont ensuite calculées et comparées aux sollicitations admissibles. Pour ce faire, le projecteur doit connaître les paramètres suivants :

- La charge de référence ;
- Le nombre de couches composant la chaussée, leur épaisseur, leur nature et le mode de liaison entre ces différentes couches ;
- Les caractéristiques pour chaque matériau composant la chaussée :
 - Le module de Young :

La classe de plateforme étant de S4, nous considérons un CBR de 15MPa. 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). Les modules de Young obtenus pour chaque couche sont présentés dans le tableau 18 suivant :

Couches de chaussée	Module de Young (MPa)
Couche de base	5 x 93 = 465 (ramené à 400)
Couche de fondation	5 x 39 = 195 (ramené à 200)
Plate-forme support	5x 15 = 75

Tableau 18: Module de Young des matériaux de chaussée, (Mm. A. Andrieux ; B. Bamba ; F. X. Caseneuve ; A. Cave ; M. Cosyn ; Et Al., 1980)

- Le coefficient de Poisson pris égal à 0,35 pour toutes les couches
- L'épaisseur H
- Les conditions d'interface au sommet et à la base de la couche, caractérisant le type de contact avec les couches adjacentes supérieures et inférieures

On déterminera dans un premier temps les valeurs admissibles manuellement à partir du « guide de conception et de dimensionnement des structures de chaussées ». Les facteurs pris en considération pour évaluer la dégradation des chaussées sont entre autres :

- Les résultats d'essai en fatigue
- L'épaisseur des couches de fondation lors de l'exécution

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

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

Pour la détermination de contrainte au niveau supérieur de la plate-forme, nous appliquons la formule semi-empirique de KERKHOVEN et DORMON donnée par le guide du CEBTP. Cette formule s'articule sur deux paramètres essentiels à savoir la charge (NE) et le CBR. Etant donné que la plate-forme support est constituée d'un matériau de classe S4, nous prenons un CBR de 15, et un trafic NE = $5,33 \times 10^6$ sur la voie lente. La contrainte admissible est alors donnée par :

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

Cette formule est également valable sur les couches non traitées. La déformation verticale admissible dans les graves naturelles non traitées est donnée, en considérant une chaussée à moyen ou fort trafic, comme suit (*Jean-François Corte, Marie-Thérèse Goux, Jp. Antoine, C. Babilotte, A. De Boissoudy, G. Caroff, Jl. Delorme, D. Desmoulin, Jf. Garnier, H. Goacolou, R. Kobisch, Jp. Marchand, Y. Meunier, Jp. Michaut, H. Odeon, D. Renault, E. Renie, M. Siffert, 1994*) :

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

Avec A pris égal à 12000 car $NE > 250000$

En appliquant ces formules, nous obtenons les contraintes et déformations admissibles consignées dans le tableau 19 suivant :

Désignation		Voie lente
Traffics équivalent PL		$1,8 \times 10^6$
$\varepsilon_{z,adm}$ (en $\mu\text{déf}$)		466,7 μdef
$\sigma_{z,adm}$ (en MPa)	Sol support	0,84
	Fondation	2,18
	Concassé 0/31,5	5,18
$\varepsilon_{t,adm}$ (en $\mu\text{déf}$)		139,6 μdef

Tableau 19: Valeurs admissibles des contraintes et déformations dans le cas de la variante choisie

5. Vérification et Optimisation par le logiciel Alize-LCPC

De façon résumée, la figure 21 ci-dessous présente le calcul sur Alize :

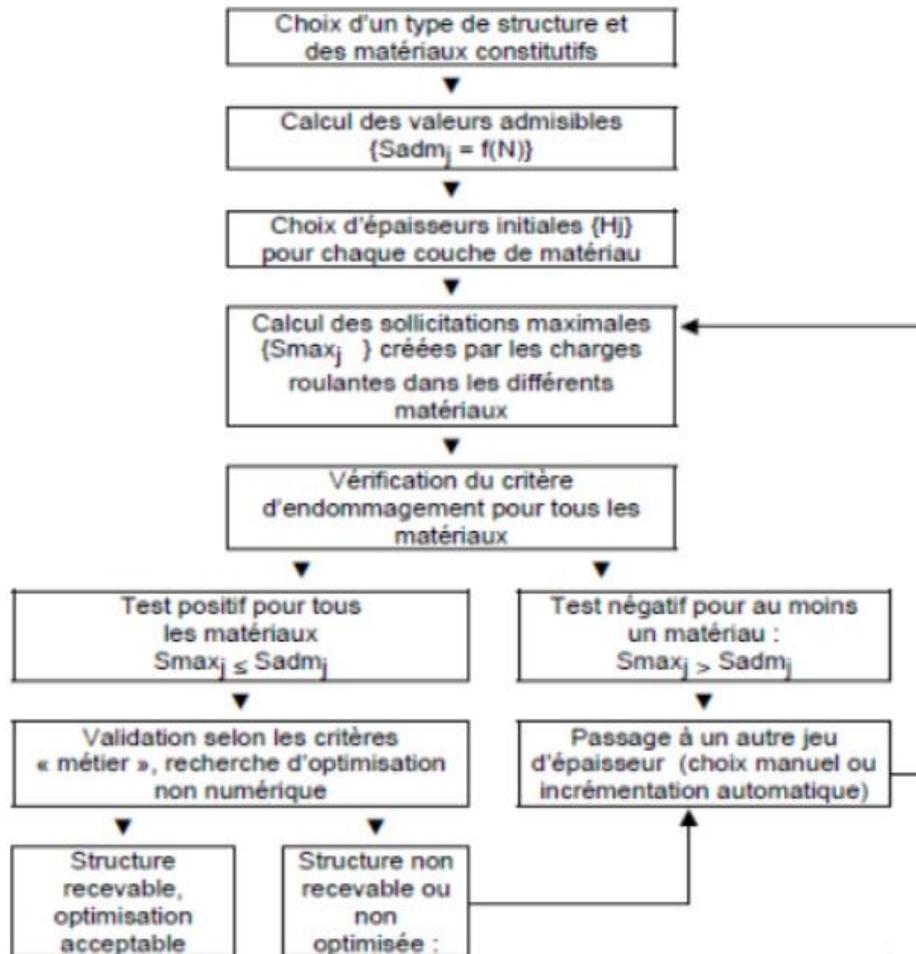


Figure 21 : Procédure de Calcul sur Alizé (Laboratoire central des ponts et chaussées, n.d.)

L'essieu de référence pris pour le calcul des déformations est l'essieu jumelé 13 t dont les caractéristiques sont les données sur la figure 22 suivantes :

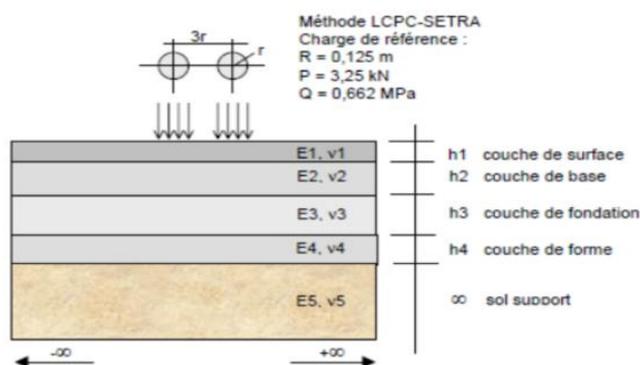


Figure 22 : Modélisation des sollicitations induit par l'essieu de référence 13t, (Laboratoire central des ponts et chaussées, n.d.)

Les calculs sont effectués sous l’hypothèse de couches collées car nous voulons nous assurer d’un fonctionnement collectif des différentes couches de chaussées dans la reprise des efforts. Pour cela des dispositions constructives telles que la mise en place d’une couche d’accrochage entre le revêtement et la couche de base, le compactage final de la couche de fondation à l’aide d’un compacteur à pieds de mouton pour son emboîtement avec la couche de base devront être assurées.

La vérification avec Alizé partant des épaisseurs retenues (variantes 1), a donné les résultats présentés en Annexe II.9 et dont le récapitulatif est donné par le tableau 22.

Désignation		Valeurs admissibles	Valeurs calculées	Observations
Trafic équivalent PL		$1,8 \times 10^6$	-	-
Couche de roulement (ϵ_t)		136,6 μdef	171	NON
Grave non traitée	ϵ_z Base	466,7 μdef	459	OK
	ϵ_z Fondation		450	
	σ_z concassé	5,18 MPa	0,1	OK
	σ_z fondation	2,18 MPa	0,03	OK
Sol support	ϵ_z	466,7 μdef	710	NON
	σ_z	0,84 Mpa	0,03	OK

Tableau 20 : Contraintes et déformations sur la variante retenue (Alize LCPC)

Les résultats fournis dans un premier temps nous donnent des valeurs sous essieux standard très éloignés des valeurs admissibles. Cet écart se justifie par le fait que les matériaux mis en place ne présentent pas les caractéristiques suffisantes pour recevoir le trafic estimé au cours de la durée de vie de la chaussée. Les fissurations routières se propageant du bas vers le haut de la chaussée, il est donc impératif de trouver des solutions qui vont contribuer à augmenter le module des couches sous-jacentes.

Les autres variantes proposées lors du prédimensionnement pourraient facilement résoudre le problème ; mais elles ne seront pas considérées ici au vu du coût de production qu’elles impliquent. La solution proposée ici dans la limite de l’enveloppe du marché est celle d’un béton de sol ou encore litho stabilisation, au niveau de la couche de fondation.

Nous jugeons donc impératif de penser à un changement de matériaux ou alors à une amélioration. Cette dernière option restant très couteuse, nous pouvons songer à remplacer les concassés 0/31.5 de CBR à 93 par ceux provenant d'une autre carrière de la ville possédant un CBR supérieur ou égal à 110. Les renseignements obtenus auprès des ingénieurs et géotechniciens sur place par rapport à la disponibilité d'un tel matériau conforte cette idée.

Suivant ces nouveaux critères, nous pouvons alors proposer une structure de **5 cm de BB, 25 cm de concassés 0/31.5 (CBR = 110) et 30 cm de béton de sol**. Avec cette variante, les résultats obtenus sont consignés dans le tableau 23.

Désignation		Valeurs admissibles	Valeurs calculées	Observations
Trafic équivalent PL		$1,8 \times 10^6$	-	-
Couche de roulement (ϵ_t)		143 μdef	137,2	OK
Grave non traitee	ϵ_z Base	466,5 μdef	253	OK
	ϵ_z Fondation		196,6	
	σ_z concassé	5,18 MPa	0,118	OK
	σ_z fondation	2,18 MPa	0,03	OK
Sol support	ϵ_z	466,5 μdef	388,2	OK
	σ_z	0,84 MPa	0,03	OK

Tableau 21 : Validation de la variante finale choisie (Alize LCPC)

La déflexion obtenue est de 49,7 et elle reste inférieure à 50 mm/100. Vu ces résultats, nous pouvons donc adopter la structure suivante pour la réalisation de notre corps de chaussée :

- **05 cm de Béton bitumineux**
- **25 cm de concassés 0/31.5 (CBR supérieur ou égal à 110)**
- **30 cm de béton de sol 75%GLN + 25% de concassés 0/31.5**

IV. Etudes hydrologiques et hydrauliques des ouvrages d'assainissement et franchissement de cours d'eau

L'étude hydrologique et hydraulique consiste à diagnostiquer et vérifier les dimensions des sections des ouvrages du réseau d'assainissement dans la nécessité de pouvoir améliorer ou de redimensionner le système d'assainissement afin de limiter les risques de dégradation de la chaussée par les eaux pluviales. Des pentes transversales et longitudinales assurent le drainage de la chaussée vers les caniveaux latéraux se trouvant de chaque côté. Cette étude passe par le recensement et le traitement de données liées à la zone d'étude. Des données hydrologiques ont été effectuées recueillies analysées et traitées à l'aide d'une technique probabiliste, étant donné le caractère aléatoire des paramètres étudiés. Elle permettra de déterminer la pluie de projet et d'ensuite évaluer les différents débits de dimensionnement des ouvrages hydrauliques. (Voir annexe 3).

1. Etudes hydrologiques

Cette étude a porté sur la distribution statistique fréquentielle de la pluviométrie, la détermination des caractéristiques des bassins versants et l'estimation des débits de projet. Les données de pluies étant annuelles, notre analyse portera sur leur distribution interannuelle. Dans le but de fixer la protection qu'offriront les ouvrages d'assainissement, il est indispensable de choisir une période de retour de la pluie de projet. Le choix de la fréquence des débits contre lesquels on veut protéger les infrastructures à réaliser se pose sur le plan économique. Le coût de construction et d'entretien du réseau est à comparer avec le risque économique que représente un débordement du réseau. Dans le cadre de la présente étude, en tenant compte du caractère vulnérable de la zone d'étude (zone péri-urbaine, présence de concessions, d'espace de commerces, etc.), la période de retour choisie ici est de cinq (10) ans pour les caniveaux et de cinquante (50) ans pour les dalots.

a) Les données

Toute étude hydrologique nécessite au préalable un certain nombre de données. Il s'agit essentiellement :

➤ De cartes et documents topographiques

La carte topographique utilisée pour la réalisation du présent projet était malheureusement indisponible, ce qui a rendu la délimitation manuelle quasiment impossible. Pour remédier

à cela, nous avons utilisé une solution alternative basée sur l'utilisation de logiciels reconnus tel que GLOBAL MAPPER.

➤ De photos satellitaires

Elles nous ont été fournies grâce au logiciel Google Earth pro v5.0

➤ De données pluviométriques

Pour ce projet nous disposons des pluies journalières maximales de 1992 à 2016 de la ville de Yaoundé. Il eut aussi une visite de terrain qui a permis l'identification des exutoires, de connaître l'état général de la zone du point de vue du drainage et d'autres informations importantes.

b) Analyse fréquentielle et détermination des pluies de projet

L'analyse fréquentielle permet à travers des ajustements statistiques de déterminer les pluies de projet qui dans notre cas sont la pluie décennale et la pluie cinquantennale (GOUAKLO, 2013). Disposant des pluies journalières maximales qui sont les pluies occasionnant le débit maximal, il vient que le modèle d'analyse fréquentielle à retenir est celui de la loi de Gumel car la plus adaptée pour traiter des données maximales. Les résultats de cette analyse fréquentielle sont dans le tableau 24.

Temps de retour T	Probabilité au non dépassement F	Variable réduite de Gumbel u	Pluie P au temps de retour T
T = 10 ans	0,9	2,25	77,23
T = 53 ans	0,98	3,90	89,217

Tableau 22: Résultats de l'analyse fréquentielle (Logiciel Hyfran)

c) Délimitation des bassins versants

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il correspond à l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique. Un bassin versant est entièrement caractérisé par son émissaire (exutoire), à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui délimitent ce dernier. La délimitation s'est faite automatiquement à l'aide des logiciels :

- Google Earth pro : qui nous a permis de repérer et de représenter notre tronçon de route sur un plan 2D. Nous exportons ensuite le résultat obtenu sur Global Mapper.
- Global Mapper : Il permet de générer les courbes de niveau de la zone à l'aide de relevés topographiques fourni par le SRTM, les écoulements ainsi que ses bassins versants suivant des hypothèses cadrant avec les données géographiques et pluviométriques, de délimiter le bassin versant et l'exutoire de chaque cour d'eau franchissant la voie d'accès.
- Des visites de terrain qui ont permis d'identifier les potentiels exutoires pour les ouvrages de décharge.

Etant dans un milieu péri-urbain, les lignes de crête des bassins versants sont définies d'une part par les aménagements routiers environnant et d'autre part par le relief existant. Aussi, tout aménagement modifie le fonctionnement d'un bassin versant d'une manière ou d'une autre. Ainsi la délimitation des différents bassins versants s'est faite en tenant compte de ces critères.

Nous avons obtenu au niveau de la zone de projet « à forte pente », un écoulement franchissant notre voie, et dont le bassin se présente sur la figure 23.

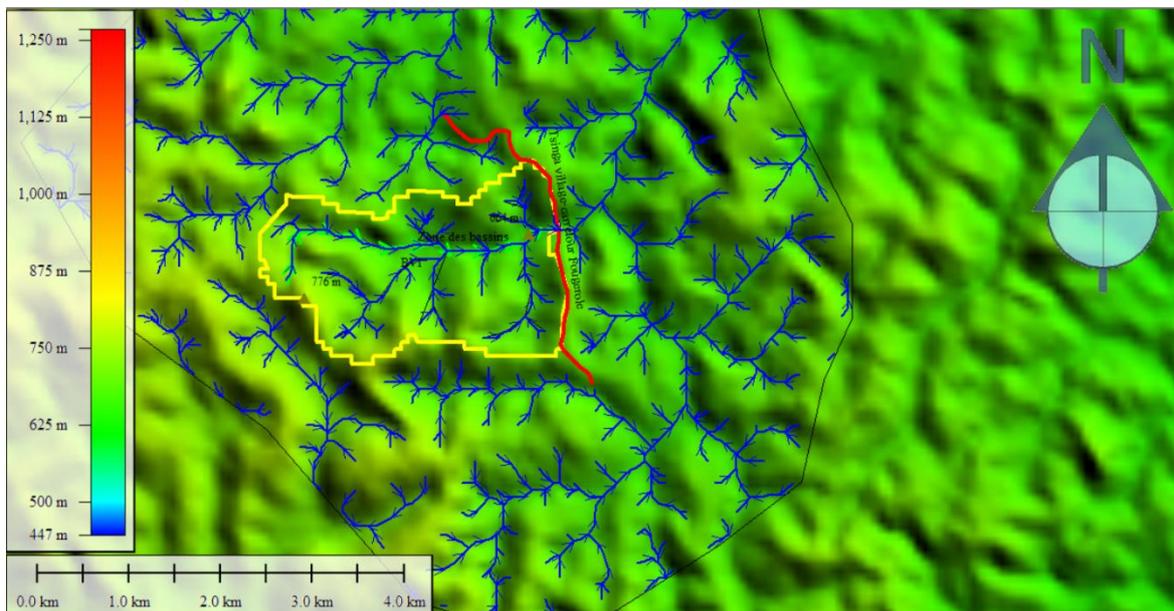


Figure 23: Bassin versant (couleur jaune), Global Mapper 2018

2. Etudes Hydrauliques

Un réseau d'assainissement est constitué d'un assemblage d'ouvrages élémentaires, linéaires ou ponctuels superficiels ou enterrés. Son rôle est de collecter les eaux superficielles ou internes et de les canaliser vers un exutoire, point de rejet hors de l'emprise routière. Il peut également contribuer au rétablissement d'un écoulement naturel de faible importance, coupé par la route. Composante essentielle du projet routier, l'assainissement de la plateforme vise deux objectifs :

- La sécurité des usagers en évacuant l'eau des chaussées et des talus
- La pérennité de la route en collectant les eaux et en les évacuant de la route

Le système d'assainissement sera basé sur l'évacuation rapide des eaux pluviales vers les exutoires (ouvrages de décharge, dalot) par l'intermédiaire d'un réseau d'évacuation d'eau pluvial et le rétablissement des écoulements naturels. Il est composé de caniveaux en béton armé qui reçoivent les eaux par les descentes d'eau et avaloirs, et des ouvrages transversaux. Chaque tronçon draine le débit de son sous-bassin. Le principe de fonctionnement des caniveaux est celui des écoulements à surface libre. La formule de Manning-Strickler sera considérée pour la détermination des sections.

a) Etude des caniveaux

Les ouvrages choisis pour l'assainissement de la chaussée sont des caniveaux de forme rectangulaire en béton armé. Disposés de part et d'autre de la chaussée, ces caniveaux sont conçus pour recueillir les eaux de pluies tombées sur la demie chaussée, sur le talus et celles provenant des quartiers périphériques.

Nous choisissons comme modèle de calcul la méthode superficielle ou formule de Caquot car étant une évolution de la méthode rationnelle. En plus 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 bon résultat pour des bassins de superficie inférieure à 200ha 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 (BABROWSKI, 2014):

$$Q_{brut} = K^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot C^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}} ; K = \frac{0,5^b \cdot a}{6,6} ; u = 1 + 0,287b ; v = -0,41b ; w = 0,95 + 0,507b$$

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^3/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.

Les paramètres de Montana à utiliser pour les différentes évaluations des débits sont fournis dans le tableau 25.

Tr (années)	Pluies courtes $\leq 60mn$	
	a	b
1	3,227	0,45
5	6,239	0,54
10	6,984	0,54
20	7,716	0,54
50	8,647	0,54

Tableau 23: Coefficients de Montana (Babrowski, 2014)

Le tableau présentant les différents débits obtenus sur les différents tronçons devant recevoir les caniveaux sont fournis en Annexe III.II.1.

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.

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

Avec : K_s = coefficient de rugosité. Ici $K_s=67$ car les caniveaux sont en béton armé, S : section mouillée de l'ouvrage, R_h : rayon hydraulique, I : pente des caniveaux

Il a été de plus vérifié les conditions de vitesse d'écoulement dans les caniveaux et la notion de longueur de saturation qui est la longueur de la plate-forme pour laquelle le débit ruisselé va équivaloir au débit capable (ouvrage plein). Il faut que cette longueur soit supérieure à la longueur du caniveau. Les dimensions obtenues sont celles des caniveaux de **50x40** et de **50x70**. La répartition de ces caniveaux le long du tronçon est présentée en Annexe III.II.1.

Cas des descentes d'eau : Les descentes d'eau seront coulées sur place en béton armé de section rectangulaire de 50cm×10cm. Elles seront disposées tous les 40m. Elles auront pour rôle principal d'évacuer les eaux tombées sur la demi-chaussée dans les zones situées en remblai.

b) Etude du point singulier au Pk 2+130

Un Bassin versant est caractérisé par sa longueur, sa surface, sa dénivelée, son coefficient de ruissellement et sa pente. Le choix de notre ouvrage est fonction du débit provenant du Bassin versant. Le débit du Bassin versant est déterminé pour des crues décennales et cinquantiennes par plusieurs méthodes.

- La méthode ORSTOM

La méthode s'applique à des bassins dont la superficie se situe entre quelques dizaines d'hectares et plus de 1500 km², en distinguant néanmoins les bassins sur lesquels la crue décennale n'est généralement pas unitaire. L'approche proposée, résolument déterministe, est celle d'un modèle global pluie-débit fondé sur la théorie de l'hydrogramme unitaire. On considère que le bassin versant constitue une entité homogène, tant en ce qui concerne les apports pluviométriques que ses caractéristiques physiques. Les nombreuses études hydrologiques effectuées en régions sahélienne et tropicale ont permis de dégager les principaux facteurs explicatifs des crues : la hauteur et la forme de l'averse génératrice, la superficie du bassin versant, l'infiltrabilité du sol et le relief. Dans la méthode, le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale est défini par la relation :

$$Q_{10} = k \cdot Q_{r10}$$

Avec : Q_{10} = débit de crue décennale, k = coefficient majorateur d'écoulement prenant en compte le débit d'écoulement, il varie de l'ordre de 1,03 à 1,15 en fonction de la perméabilité des bassins.

$$Q_{r10} = A \cdot P_{10} \cdot K_{r10} \cdot \alpha_{10} \cdot \frac{S}{T_{b10}}$$

Où Q_{r10} (m^3/s) est le débit de pointe de ruissellement superficiel de la crue décennale, A : coefficient d'abattement, S : superficie du bassin versant (km^2), P_{10} est la pluie décennale journalière (mm), K_{r10} coefficient de ruissellement décennal, α_{10} coefficient de pointe de la crue décennale (généralement =2.6), T_{b10} temps de base de la crue décennale (s).

- La méthode CIEH

En 1983, Puech et Chabi-Gonni ont proposé une méthode statistique, connue depuis sous le nom de méthode CIER 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 < 2500 km^2 et de pluie annuelle moyenne (Pan) < 2000mm (Organisation des nations unies pour l'alimentation et l'agriculture (FAO), n.d.). La formulation retenue pour retrouver l'expression du débit de pointe Q_{10} est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$$Q_{10} = a \cdot S^s \cdot \overline{P_{an}^p} \cdot I_g^i \cdot Kr_{10}^k \cdot Dd^d \dots$$

Où : a, s, p, i, k, d...sont des coefficients à déterminer et S est la surface du bassin (km^2)

I_g est l'indice global de pente (m/km), $\overline{P_{an}}$ est la pluie annuelle moyenne (mm), Kr_{10} est le coefficient de ruissellement décennal (%), Dd est la densité de drainage (km^{-1}), il faut noter que la liste des paramètres à inclure dans le modèle n'est pas limitative).

Le débit centennal est déterminé par la relation : $Q_{100} = C \times Q_{10}$

Avec Q_{10} : le débit de crue décennale (m^3/s) ; $C : 1 + ((P_{50}-P_{10}) / P_{10}) \cdot (T_b/24)^{0,12} / Kr_{10}$

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau 26.

Désignation	Débit décennal	Débit cinquantennal
Méthode ORSTOM (m^3/s)	25,63	36,03
Méthode CIEH (m^3/s)	26,42	37,13

Tableau 24: Synthèse des résultats des crues de projet retenues

Ainsi, nous pouvons conclure que l'ouvrage d'assainissement devra supporter un débit de **40 m³/s**.

❖ **Choix de variantes**

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

- La topographie du terrain
- La connaissance du débit à évacuer
- L'aspect sécurité
- Les contraintes techniques et économiques

L'étude hydrologique a donné un débit supérieur à 10 m³/s. Les buses étant adoptées pour des débits n'excédant pas 10 m³/s, comparé au débit de projet il ne fait plus partie du choix des variantes. Nous optons pour choix deux variantes : le dalot et le pont.

Après analyse multicritère basée sur la technique de réalisation, le coût, l'entretien, l'Impact sur l'environnement, nous remarquons donc que la variante 1 qui est le dalot cadre en BA est moins coûteuse, procure un entretien facile mais aussi la réalisation est l'une des spécialités de l'entreprise. Par contre la seconde variante qui est un pont à poutre en BA, est non seulement coûteuse mais aussi inadapté pour le franchissement car « condamnerait » en quelque sorte les riverains. **Notre choix sera donc porté sur le dalot cadre en BA.**

1. Dimensionnement hydraulique

Pour le calcul du dalot, connaissant le débit Q on se donne une première valeur de la hauteur D admissible pour le dalot tel que la vitesse moyenne $V = Q / B \cdot D$ ne dépasse pas la vitesse maximale de 3,5 m/s. Pour la détermination des sections du dalot nous avons utilisés 03 principales étapes telles que préconisées par le BCEOM.

En suivant ces étapes, nous avons déterminé un ouvrage dont les caractéristiques hydrauliques sont consignées dans le tableau 27.

Désignation	Débit à évacuer en m ³ /s	Section en m ²	B (m)	H (m)	H/B	Vitesse d'écoulement en m/s	Hauteur h à l'amont du dalot en (m)	Pente critique de l'ouvrage
Dalot BA	40	2x12	3	4	1,33	3,33	2,56m	3%

Tableau 25: Caractéristiques de la variante de dalot retenue (Organisation des nations unies pour l'alimentation et l'agriculture (FAO), n.d.)

De l'étude hydraulique, nous retenons un dalot cadre de type **2x3x4**.

V. Dimensionnement structurel des ouvrages d'assainissement et franchissement des cours d'eau

1. Dimensionnement structurel des caniveaux

a) 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 65-A du CCTG et son additif : Exécution des ouvrages en génie civil en béton armé ou précontraint ;
- Le Fascicule 62 titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil ;
- Le Fascicule n° 61 (Titre II) concernant les charges d'exploitation - Conception Calcul et épreuves des ouvrages d'art (Cahier des Prescriptions Communes (CPC) français).

b) Données

✚ Matériaux

❖ Béton

- Dosage : 350 kg/m³ de CPA 45 ou de classe équivalente ;
- Poids volumique : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$;
- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 27 \text{ MPa}$;
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2,22 \text{ MPa}$;
- Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1,5$;

- Résistance de calcul du béton en compression à l'ELU : $f_{bu} = 19,95 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de béton comprimé à l'ELS $\overline{\sigma}_{bc} = 16,2 \text{ MPa}$.

❖ Acier

- Acier à haute adhérence (HA) de nuance FeE500 ;
- Limite d'élasticité $f_e = 500 \text{ MPa}$;
- Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$;
- Coefficient d'adhérence : $\eta = 1,6$;
- Contrainte limite des aciers à l'ELS, pour une fissuration préjudiciable ;
- $\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right] = 250 \text{ MPa}$;
- $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434,78 \text{ MPa}$.

❖ Sol

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- Coefficient de poussée des terres : $K_a = 0,33$;
- Contrainte admissible du sol de fondation : $\sigma_{sol} = 0,15 \text{ MPa}$;
- Surcharge sur remblai : $q = 10 \text{ kN/m}^3$

c) Résultats

Les détails de calcul sont fournis en annexe 4 et le résumé des sections d'armature est consigné dans le tableau 26.

Désignation	Section d'aciers
Dallete (Flexion simple)	Aciers principaux : 5HA12 Aciers de répartition : 5HA8
Piédroit (Flexion composée)	Aciers principaux : 5HA8 Aciers de répartition : 5HA6
Radier (Flexion simple)	Aciers principaux : 5HA12 Aciers de répartition : 5HA8

Tableau 26 : Résumé des sections d'armatures sur les caniveaux

2. Dimensionnement structurel du dalot au Pk 2+600

L'étude structurelle de l'ouvrage hydraulique en béton armé sera basée sur le principe du cadre fermé. Ce concept repose sur la distribution des charges horizontales et verticales sur les dalles (tablier, radier) et piédroits suivant leur rigidité respective. Pour que cette hypothèse soit respectée, la continuité de la section en béton armé doit être assurée aux jonctions piédroit dalles. Ce qui peut être réalisé en prolongeant les armatures dans les zones de tension et en assurant une construction monolithique des dalles et piédroits de l'ouvrage.

a) Prédimensionnement

Le prédimensionnement permet de déterminer les épaisseurs des différents éléments du dalot cadre (tablier, piédroits, radier, mur en ailes). Les formules nécessaires pour le prédimensionnement sont les suivantes :

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

Avec L la portée du dalot, e l'épaisseur initiale de la traverse.

La formule ci-dessus est valable que lorsque l'ouvrage ne supporte pas de remblais or dans notre étude nous avons prévu sur le dalot un remblai de 4m donc pour obtenir l'épaisseur réelle des piédroits, du tablier, et du radier et des murs en ailes, nous avons utilisés la formule suivante :

$$E = e \sqrt{1 + \frac{H \cdot d^2}{2000 \cdot e^2}}$$

H : hauteur de remblai (m), d : l'ouverture de l'ouvrage, E : l'épaisseur des traverses, e : l'épaisseur initiale de la traverse.

Suivant cette formule, nous obtenons une épaisseur de 30 cm comme le montre le tableau 27.

Désignation	Tablier	Radier	Piédroits	Murs en aile
Epaisseur (m)	0,3	0,3	0,3	0,3

Tableau 27: Récapitulatifs du prédimensionnement du dalot.

b) Caractéristiques des matériaux

Elles sont Identiques à celles des caniveaux. La fissuration est considérée comme préjudiciable et l'enrobage minimal des aciers passifs est de 4cm.

2. Matériaux de remblai et sol

Pour le calcul des efforts et sollicitations dus aux remblais, nous considérons une hauteur de remblai Hr = 4m sur le tablier à partir de l'axe principal. Les caractéristiques du matériau de remblai sont issues des essais géotechniques et vérifiées conformes aux prescriptions du cahier des clauses techniques particulières (CCTP).

- Le poids volumique des terres $\gamma_d = 2.0 \text{ t/m}^3$
- L'angle de frottement interne $\phi_r = 30^\circ$ avec $c = 0$.
- Le coefficient de poussée des terres : $K = 0.333$
- Surcharge sur remblai $q_0 = 1.0 \text{ t/m}^3$

Des sondages (04) au pénétromètre dynamique lourd ont été réalisés au droit de l'ouvrage. L'origine des sondages SPD1, SPD2 (côté gauche venant de Tsinga village) est prise au pied de l'ouvrage actuel (lit du cours d'eau), tandis que celle des SPD3 et SPD4 est prise au niveau de la route. Les profils de résistance enregistrées montrent que le site d'ouvrage a une résistance mécanique hétérogène sur l'ensemble de chaque plan horizontal. Le sol de fondation sous l'ouvrage est constitué d'argile et de grave latéritique rougeâtre sur 1m. Il est donc recommandé pour la mise en place du radier de faire une purge sur 1m de profondeur. Mais cette action modifierait la position du dalot par rapport à la ligne rouge. Pour pallier à ce problème, une substitution a été mise en œuvre sur toute l'emprise du radier. Elle consistait à faire un enrochement au moellons recouvert d'une couche de 20cm de sable 0/6 compactés. Cette opération a donc permis de ne pas modifier la côte du lit du cours d'eau et d'assurer le raccordement du dalot au reste du tronçon. La contrainte admissible du sol ici est de 0,5 MPa.

3. Revêtement

Désignation	Masse volumique (t/m ³)	Épaisseur (m)
Béton bitumineux	2,4	0,05
Couche de base	2,4	0,25
Couche de fondation	2	0,3

c) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Notre ouvrage présente comme caractéristiques géométriques : largeur roulable : 13,6m
 largeur chargeable : 14,6m, nombre de voies : 4, portée de la travée, ouverture hydraulique : 3mx4m, guides roues en béton armé de section : 0,3mx0,85m, classe du pont : pont de première classe car $L_R > 7$, nombre d'alvéoles : $n = 2$, largeur de calcul entre fibres moyennes de 2 piliers consécutifs $l_i = 3,30 \text{ m}$, hauteur de calcul entre fibres moyennes du radier et de la traverse $H_i = 4,30 \text{ m}$, longueur totale de l'ouvrage $l_t = 30\text{m}$ pour une largeur totale y compris les 2 guides roues de $l_t = 6,9\text{m}$. On a une illustration sur la figure 24.

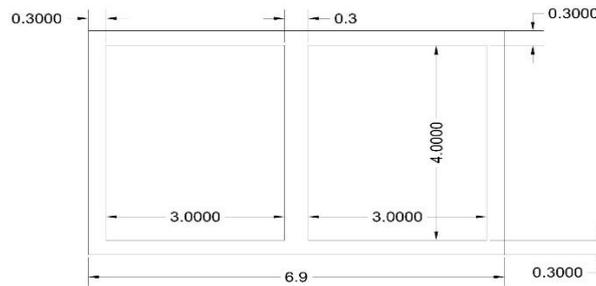


Figure 24: Modélisation de l'ouvrage

d) 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 ($b=1m$). Dans notre calcul, compte tenu de la symétrie de 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 (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 = 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

e) Calcul des sollicitations

4. Sous Charges permanentes

Les chargements sont ramenés à des charges uniformément réparties dont les intensités sont majorées par les combinaisons d'action (à l'ELU : $1,35G + 1,5Q$ et à l'ELS : $G + 1,2Q$). La charge maximale servira à charger en particulier une entière travée. Suivant leur impact longitudinal, ces charges sont aussi appliquées sur les sur la totalité des travées. Dans tous les cas, les surcharges appliquées aux dalots ne seront pas inférieures à 2 t/m^2 (2.4 t/m^2 à l'ELS). Il est également pris en compte une poussée des terres $Q_r = 1 \text{ t/m}^2$ ($S_{r\max} = K_a \times Q_r$) due aux surcharges de remblai et agissant sur les piédroits. Les charges permanentes seront évaluées pour une bande de $B = 1 \text{ m}$ de largeur de dalot. Les détails de calcul sont fournis en Annexe 4 et les résultats obtenus après la descente de charges sont consignés dans le tableau 28.

Désignation	Valeurs (kN/ml)
Charge sur le tablier G1	346
Charge sur le radier G2	411
Charge supérieure sur piédroit Glt	28
Charge inférieure sur piédroit Glr	56

Tableau 28 : Sollicitations permanentes sur le dalot

Les charges permanentes sur l'ouvrage se résument comme suite sur la figure 25 :

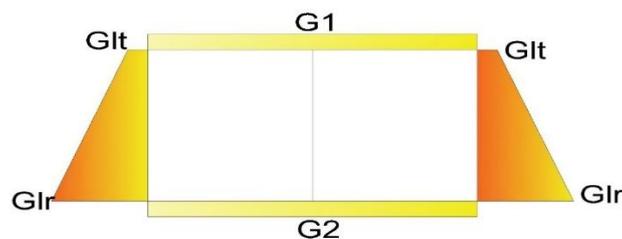


Figure 25: Schéma de répartition des charges permanentes sur l'ouvrage

5. Sous charges d'exploitation

Les surcharges à considérer dans le calcul comprennent les systèmes B (B_c, B_t) et Me120. On peut disposer sur une seule travée longitudinalement 1 seul camion type et transversalement 4 camions types de façon à avoir l'effet le plus défavorable. On admet une diffusion à 30° dans les 2 directions dans le corps du remblai et une diffusion à 45° dans le béton. Il en résulte des sur largeurs et des sur longueurs qui s'ajoutent aux surfaces d'impact des charges appliquées sur le corps du remblai constituant la chaussée. Lorsque plusieurs rectangles d'impact se

chevauchent, on répartira uniformément la charge totale sur le rectangle enveloppe. Le rectangle d'impact de la fibre neutre est $u \cdot v$ tel que :

$$u = u_0 + 2 \tan 30^\circ \cdot (e_r + H_r) + e \cdot \tan 45^\circ$$

$$v = v_0 + 2 \tan 30^\circ \cdot (e_r + H_r) + e \cdot \tan 45^\circ$$

Où u_0 = largeur de la roue et v_0 = longueur de la roue ; on obtient alors

$$u = u_0 + 5,6$$

$$v = v_0 + 5,6$$

Les détails de calcul sont fournis en **Annexe 4**. A l'ELS, nous obtenons ainsi les résultats illustrés ci-contre à la figure 26.

Désignation	Moments Max en travé et sur appui ELS (G + 1,2Q)								
	TRAVEE 1			TRAVEE 2					
ELEMENTS	appui gauche	appui droit	mi-travée	appui gauche	appui droit	mi-travée			
TABLIER	-83,90	-142,55	71,25	-142,55	-83,90	71,25			
RADIER	108,93	183,98	-91,20	183,98	108,93	-91,20			
PIEDROITS	Piédroit extrême gauche			Piédroit intérieur 1			Piédroit intérieur 2		
	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée
	-108,93	-83,90	15,75	0,00	0,00	0,00	108,93	83,90	-15,75

Désignation	Reaction d'appui sur les éléments			
	TRAVEE 1		TRAVEE 2	
ELEMENTS	appui gauche	appui droit	appui gauche	appui droit
TABLIER	205,80	241,35	241,35	205,80
RADIER	-266,20	-311,68	-311,68	-266,20

Désignation	Efforts de compression sur les piédroits		
	Pié exté gauche	Pié inté 1	Pié exté droit
	472,00	553,03	472,00

Figure 26: Répartition des efforts à L'ELS

Les efforts normaux de compression à l'ELU (kN) :

Efforts de compression sur les piédroits		
Pié exté gauche	Pié inté 1	Pié exté droit
630,01	737,88	630,01

6. Calcul des sections d'armatures

Les hypothèses de calcul ont déjà été fixées au paragraphe IV.b. 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 et des murs en aile. Les détails de calcul sont fournis en **Annexe IV.2** et le résumé des sections d'aciers obtenues est consigné dans le tableau 29.

Tableau 29: Résumé des armatures sur l'ouvrage

SECTIONS	Enrobage(m)	Moments(kN.m) ELS	Matériaux	As théoriq(cm ²)	As pratique
			Fc28(Mpa)		
A	0,04	83,9	27	14,87	5HA 20 - st = 15cm (15,71 cm ²)
B	0,04	108,93	27	19,31	5HA25 - st = 15cm (24,54 cm ²)
Einf	0,04	71,25	27	12,63	5HA 20 - st = 15cm (15,71 cm ²)
Fsup	0,04	91,2	27	16,17	5HA 20 + 5HA12 - st = 15cm (21,36 cm ²)
C	0,04	142,55	27	25,27	5HA20 + 5HA20 st = 15cm (31,42 cm ²)
Esup	0,04	min	27	3,62	HA 12 - st = 15 cm (5,65 cm ²)
Finf	0,04	min	27	3,62	HA 12 - st = 20 cm (5,65 cm ²)
D	0,04	183,98	27	31,9	5HA 25 + 5HA 14 st = 15cm (32,24 cm ²)
Gterre	0,04	Nu = 630 kN Mu = 137,19 kN.m	27	18,77	6HA 20 - st = 10cm (18,85 cm ²)
Geau	0,04	min	27	3,62	HA 12 - st = 20 cm (5,65 cm ²)
H2_faces	0,04	Nu = 738 kN	27	10,4	4HA 20 - st = 20 cm

2. Justification du ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant

D'après l'article A.5.2,2 du BAEL, les armatures d'effort tranchant ne sont pas requises si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur
- La contrainte tangente $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1260 \text{ kN/m}^2$

$$\frac{V_u}{b_0 d} = \frac{737,88}{1 \times 0,27} = 2732,88 \text{ kN/m}^2$$

La condition n'étant pas vérifiée, il convient de disposer des armatures d'efforts tranchant calculées ci-dessous :

$$FP : \tau_{ul} = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,7 \text{ MPa}$$

Pour un espacement de 20cm, on doit avoir une section minimum $A_t \geq \frac{0,4 b_0 s_t}{f_e} = 1,6 \text{ cm}^2$

La justification à l'ELU s'exprime par la relation :

$$A_t \geq \frac{b_0 s_t \gamma_s (\tau_u - 0,3 * f_{tj})}{0,9 * f_e} = \frac{1 * 0,2 * 1,15 (2,733 - 0,3 * 2,22)}{0,9 * 500} = 10,56 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons donc des aciers transversaux de diamètre 12 mm tous les 10cm contre l'effort tranchant.

3. Calcul du mur en aile

Le mur en aile sera considéré comme un mur de soutènement de type cantilever. Le rôle de cet ouvrage de soutènement est de retenir un massif de terre. L'étude de ce mur de forme trapézoïdale nécessite une méthode spécifique d'étude et de contrôle du dimensionnement dans le but d'assurer sa stabilité. Le mur cantilever en béton armé qui, doté d'une base élargie encastrée à la partie supérieure du sol, fonctionne sous l'effet du poids du remblai ; c'est un ouvrage rigide.

Les détails de calcul sont fournis en **Annexe IV.2.IV** et les Forces agissant sur l'ouvrage sont fournis dans le tableau 30.

Actions	Forces (kN)	Bras de levier (m)	Moment/A (kN.m)
Pv	31,125	1,1	34,238
Ps	32,0625	1,425	45,689
Pt	119,52	2,05	245,016
Pq	16	2,05	32,800
Ft	54,426	1,533	83,452
Fq	13,146	2,3	30,236
M. stabilisant (kN.m)	M. renversant (kN.m)	F. horizontales (kN)	F. Verticales (kN)
357,743	113,689	67,572	198,708

Tableau 30: Actions agissantes sur le mur

- Vérification de la stabilité du mur

De façon générale le mur de soutènement se trouve soumis à un effort de poussée P et un effort de butée B (considérée comme stabilisante mais non pris en compte dans ce calcul). Il s’agit ici de la vérification au renversement (non basculement), de la stabilité au non glissement et non poinçonnement du sol d’assise.

En résumé, nous avons une vérification de la stabilité externe présentée dans le tableau 31.

Vérifications du mur de soutènement	Condition de vérification	Valeur	Appréciation
Stabilité au renversement > 1,5		3,1466796	OK
Stabilité au non soulèvement	$\delta_{min} > 0$ (MPa)	0,0537282	OK
Stabilité au poinçonnement	$\delta_{réf} < \delta_{adm}$ avec $\delta_{adm}=0,17$ Mpa	0,1101695	OK
Stabilité au glissement > 1,5		1,72	OK
Stabilité totale du mur de soutènement avec les 04 conditions vérifiées			OK

Tableau 31 : Vérification du Mur

4. Calcul des armatures du mur

Le voile du mur sera calculé comme une console encastrée dans la semelle. Le patin et le talon également seront calculés en flexion simple. Le moment dans la section critique S1 est déterminant pour le calcul des armatures verticales du voile du côté remblai. Cette section sera donc utilisée afin d’harmoniser les armatures du voile.

Les sollicitations sur les différents éléments de structure sont présentées ci-dessous.

Voile (kN.m)	Patin (kN.m)	Talon (kN.m)
85,889	36,524	56,708

Tableau 32: Résumé des armatures sur le mur en aile pour 1ml d’ouvrage

Voile			Moments kN.m	Section théorique (cm ²)	Choix d’acier
	Face remblayée	Aciers principaux	85,88	15,22	5HA20 -st 15cm (15,71 cm ²)
		Aciers de répartition	min	3,2	5HA12 -st 20cm (5,65 cm ²)
	Face vue	Aciers principaux	min	3,2	5HA12 -st 20cm (5,65 cm ²)
		Aciers de répartition	min	3,2	5HA12 -st 20cm (5,65 cm ²)
Semelle	Patin	Aciers principaux	36,53	4,32	5HA12 -st 20cm (5,65 cm ²)
		Aciers de répartition	min	3,2	5HA12 -st 20cm (5,65 cm ²)
	Talon	Aciers principaux	56,708	6,7	5HA14 -st 15cm (7,7 cm ²)
		Aciers de répartition	min	3,2	5HA12 -st 20cm (5,65 cm ²)

Les plans de ferrailage complet sous fournis en annexe 10.

CHAPITRE IV : ETUDE FINANCIERE – ETUDE DE COÛT

Cette section est dédiée à l'étude des coûts relatifs à la construction de notre voie d'accès. Il s'agira ici, de déterminer le sous détail des prix relatif à chaque tâche qui rentre dans la mise en œuvre du projet. Cette étude prend en compte d'une part le prix des matériaux sur le marché, mais aussi des dispositions mises en œuvre pour l'entreprise pour la réalisation des tâches y afférentes.

Le principe de calcul est basé sur l'estimation financière du personnel humain, des matériaux et engins. Pour chaque sous-tâche, ou tâche, nous évaluons le nombre de manœuvres, d'ouvriers spécialisés, d'ingénieurs, de matériels, matériaux et engins utilisés pour la réalisation de cette dernière. Le rendement de chaque intervenant est pris en compte dans les calculs et définit la durée de la tâche à exécuter en fonction de la quantité à traiter. Le montant ainsi obtenu est ensuite majoré par un coefficient de l'entreprise qui prend en compte les frais généraux de siège et les frais de fonctionnement du chantier dont le calcul est classé confidentiel et ne sera donc pas présenté ici.

Nous disposons ici de plusieurs sections dont les plus importantes sont les suivantes :

5. L'installation

Il s'agit ici de déterminer le prix de l'ensemble des tâches menées après réception de l'ordre de service de démarrage des travaux. Elle comporte l'installation du chantier, l'amenée et le repli du matériel, la fourniture d'un projet d'exécution et des plans de recollement après les travaux, les démolitions et les provisions pour prise en compte du PGES. Les détails de calcul sont fournis en Annexe 5 et cette tâche coûtera environ **124 274 374 FCFA**.

6. Nettoyage et terrassement

Cette section est réservée à l'ensemble des travaux qui visent le nettoyage de l'emprise de la chaussée (débranchage, abatage d'arbres, démolitions d'ouvrages existant, etc...). Elle a pour but de préparer la plateforme (déblai, purge, remblai) de la chaussée pour lui permettre de recevoir les autres couches rentrant dans sa constitution. C'est l'une des parties essentielles de l'exécution des travaux et elle mobilise des ressources importantes tant humaines que

matérielles. Les détails de calculs sont fournis en Annexe 5 et le prix de cette tâche est évaluée à **874 379 249 FCFA**.

7. La chaussée

Point culminant du projet, la chaussée représente l'achèvement de l'ensemble des tâches mises ensemble. Les travaux y afférents sont ceux relatifs à la mise en place des couches de fondation, base, revêtement, de la construction du trottoir et de ses équipements.

Dans un premier temps, nous avons évalué les quantités de matériaux indispensables à la mise en œuvre de chaque éléments (latérite, concassés 0/31.5, sables 0/5, 0/6, bitume, pétrole, granulats, etc...). Ensuite nous avons évalué les prix tel qu'expliqué au début du chapitre. Les détails quantitatifs et estimatifs sont fournis en Annexe 5 et le montant de cette tâche s'élève à environ **2 507 233 501 FCFA**.

8. Assainissement – Drainage

Cette section concerne l'évaluation des prix des différents ouvrages utilisés pour l'assainissement et le drainage de la chaussée. La voie se situe en zone montagneuse avec des pentes fortes. Il est donc indispensable de prévoir des ouvrages tels que les caniveaux, dalots, avaloirs, etc... Ils sont pour la plupart en béton armé, préfabriqués à la base et transporté par camion-grue jusqu'au lieu de pose. Les détails quantitatifs et estimatifs sont résumés en Annexe 5 et nous obtenons un prix d'environ **1 365 280 728 FCFA**

9. Signalisation et équipements de sécurité

Cette partie rentre dans le cadre des travaux de finition et d'équipement de la voie. Il s'agit de mettre en place le « guide d'utilisation de la chaussée » pour les différents utilisateurs. Il est constitué de plaque d'orientation, de signalisations verticale et horizontale. Les prix ici sont ceux fournis par la mercuriale 2018 établie par le ministère du commerce. Nous obtenons pour cette série un montant de **152 493 521 FCFA**.

10. Eclairage public, déplacement des réseaux, divers

Nous présentons ici les prix relatifs au fonctionnement nocturne de notre voie, notamment l'éclairage. Il est constitué d'une série de double foyer espacés de 35m chacun situé sur le TPC, de câbles et d'armoires de commande pour un montant de **612 040 118 FCFA**.

D'autre éléments tels les espaces verts, plantation d'arbres, construction de carrefour giratoire seront également construit pour un montant de **200 916 502 FCFA** (*Ministère du commerce du*

Cameroun, 2018). En outre, un montant forfaitaire à hauteur de **561 975 887 FCFA** a été alloué pour le déplacement des réseaux d'eau, d'électricité, de télécommunication, mais aussi pour les expropriations.

Le devis quantitatif notamment estimatif a pour but de donner au Maître d'ouvrage une idée réelle du coût d'exécution de son projet. La connaissance de ce coût va lui permettre de budgétiser le projet et/ou de rechercher d'éventuel financement extérieur. Tous les détails sont fournis en Annexe VI et le tableau 33 ci-dessous donne le devis estimatif du projet.

N° Prix	Désignations	Unité	Quantités	Prix Unitaire HTVA	Prix Total HTVA
Série 000: INSTALLATIONS					
1	Installation de chantier	FT	1	124 274 374	124 274 374
Série 100 : Nettoyage et terrassement					
	Total				874 379 249
Série 200 : CHAUSSEE					
	TOTAL				2 507 233 501
Série 300 : ASSAINISSEMENT-DRAINAGE					
	Total				1 365 280 728
Série 500 : SIGNALISATION ET EQUIPEMENTS DE SECURITE					
	Total				152 493 521
Série 600 : DIVERS					
	Total				200 916 502
Série 700 : ECLAIRAGE PUBLIC					
	Total				612 040 118
Série 800 : DEPLACEMENT DES RESEAUX					
	Total				561 975 887
TOTAL HTVA					6 398 593 879
TVA (19,25% montant total HTVA)					1 231 729 322
TOTAL TTC					7 630 323 201
AIR (2,2% montant total HTVA)					140 769 065
MONTANT NET A MANDATER					6 257 824 814

Tableau 33 : Estimation du coût des travaux de construction de la voie d'accès

Le montant ainsi obtenu est inférieur au montant prévisionnel alloué pour ce marché qui est de 6 708 564 548. Ce prix résulte d'une optimisation des prix effectuée lors de l'élaboration des sous-détails des prix relatifs aux tâches à réaliser sur le projet. Cette dernière résulte d'une évaluation détaillée des moyens mis en jeu pour la réalisation d'une tâche en fonction des ressources de l'entreprise. Grâce à ça nous remarquons une différence de plus de 500 millions de francs qui est plutôt significative.

CHAPITRE V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

L'homme, à travers ses divers programmes de développement modifie constamment son milieu. Toutes ces modifications du milieu naturel visant à améliorer les conditions de vie de l'homme ont des impacts sur l'environnement et les espèces qui y vivent. Cette étude d'impact a pour objet principal de faire l'état initial de l'environnement avant le projet, afin d'évaluer son impact sur l'environnement et d'élaborer un plan de gestion environnementale et sociale (PGES) pour un développement durable de la zone du projet.

Ainsi cette étude portera essentiellement sur les six étapes d'une étude environnementale dont la démarche est la suivante :

- La présentation du contexte du projet ;
- La description du milieu récepteur ;
- La description et l'analyse des variantes de réalisation ;
- L'analyse des impacts de la variante retenue ;
- Les mesures d'atténuation, de compensation ou de bonification,
- Le programme de surveillance et de suivi ;
- Conduite de la consultation ou de l'audience publique

1. Présentation du contexte du projet

❖ Raison d'être du tronçon Tsinga-village carrefour petit marché Fougerole

Le tronçon soumis à notre étude est une voie de raccordement entre la route nationale 1 et la route départementale 49. Sa construction s'inscrit dans le cadre des travaux de réhabilitation et construction des voies d'accès aux stades, équipements hospitaliers et hôteliers à Yaoundé, Douala, Bafoussam, Bandjoun et Garoua en vue des préparatifs de la CAN de football. Plus précisément, il s'agit d'une des voies d'accès au stade d'Olembé situé à l'Ouest de la ville de

Yaoundé. La connexion qu'elle va engendrer avec les différentes routes citées ci-haut n'en sera que bénéfique pour les poids lourds transportant les billes de bois venant de la région de l'Est.

Le site est constitué d'une végétation intertropicale avec prédominance de la forêt humide méridionale (Wéthé. J, 1999 ;2000). Il est localisé en zone péri-urbaine et est traversé au niveau de son point le plus bas par un cours d'eau ayant un tirant d'eau d'environ 2m.

❖ Promoteurs du projet et équipe d'expertise

Le promoteur du projet est le Ministère de l'habitat et du développement urbain. Il a pour rôle d'assurer le désenclavement des zones rurale et urbaine, de la planification et du développement de l'habitat et la promouvoir le développement du pays en infrastructures. Compte tenu du fait que la question environnementale est de plus en plus sensible à l'échelle de pays et à l'international et que de nouveaux instruments juridiques sont élaborés à cet effet, il est important d'intégrer cette dimension dans la réalisation du projet. Les évaluations environnementales apparaissent de nos jours comme des conditionnalités pour la réalisation des projets de développements.

Pour cela une équipe pluridisciplinaire composé de forestier, socio économiste, environnementaliste, qualiticien pourrait constituer l'expertise pour l'étude. Toute fois dans leur investigation l'équipe devra rencontrer d'autres sensibilités notamment la santé, l'éducation les écosystèmes fragiles pour affiner les analyses avant de faire les propositions.

❖ Description sommaire et activités liées au projet

Le projet de construction de la route Tsinga village – Carrefour fougerole vise à mettre cette voie en conformité avec le nouveau trafic qu'elle devra supporter. L'analyse de l'état initial des lieux lors des avants projets a révélé un état de dégradation avancé, une étroitesse de la voie de circulation mais aussi et surtout des ouvrages d'assainissement défailants et archaïques.

Ces activités sont basées essentiellement sur :

- Nettoyage et terrassement de l'emprise de la chaussée
- Mise en place des différentes couches de chaussée ainsi qu'un revêtement en béton bitumineux
- La construction des ouvrages d'art et d'assainissement de la voie
- L'installation des équipements de sécurité, de signalisation et d'éclairage public

- La construction d'ouvrage divers (carrefour)

Une description détaillée du milieu récepteur du projet a été fournie au paragraphe II du chapitre I.

2. Identification, description et analyse des composantes pertinentes du milieu récepteur.

a) Cadre naturel et physique

Déjà annoncé plus haut, l'aspect hydrologique de notre voie est surtout marqué par la présence du cours d'eau « Ebengui » la franchissant au Pk 2+600. Les études géotechniques réalisées citées au paragraphe III.2.a révèlent la présence d'une couche de grave latéritique ± argileuse de couleur rougeâtre avec une épaisseur variant entre 20-100 cm en moyenne et d'une couche d'argile rougeâtre de 80 cm minimum d'épaisseur. Ces essais n'ont pas révélé la présence d'une nappe phréatique sur le mètre de profondeur creusée. Ceux réalisés au droit de l'ouvrage d'art montrent un sol argileux de mauvaise portance, et un matériau saturé. Le niveau de la nappe est situé à environ 2m. Les paramètres physiques du bassin versant de ce cours d'eau ont été recueillis à l'aide de programmes informatiques précis (Google Earth, Global Mapper) qui nous ont fourni une superficie de 5km² et un périmètre de 12km. Géologie générale

Le sol de la commune de Yaoundé 1^{er}, tout comme les sols des autres arrondissements de la ville de Yaoundé est en effet un sol rouge latéritique et forestier classique, avec un horizon rouge plus ou moins superficiellement lessivé qui peut atteindre dans des conditions favorables une profondeur de 4 à 10m ; puis un horizon gravillonnaire, horizon tacheté et horizon d'altération de la roche-mère (G. Bachelier, 1985). Outre les zones marécageuses, ce sol s'avère chimiquement pauvre, mais peut cependant supporter les riches cultures en zone semi-rurale, s'il s'enrichi ou tant qu'un couvert forestier significatif le protège de l'érosion.

b) Climatologie

Le climat est de type subéquatorial tempéré. Il est marqué par l'alternance des saisons sèches et des saisons de pluies :

- Une grande saison sèche de mi-novembre à la fin du mois de mars ;
- Une petite saison de pluie d'avril à mi-juin ;
- Une petite saison sèche de mi-juin à mi-août ;

- Une grande saison de pluies de mi-août à mi-novembre.

Les pluies ont un caractère très brutal et il tombe en moyenne 1650 mm d'eau par an dans la zone. Avec une moyenne de 23,5°C, les températures oscillent entre 18 et 28°C aux saisons humides, 19 et 35°C aux saisons sèches.

L'hygrométrie est très élevée et présente une moyenne annuelle de 83% et de grands écarts. Le minimum est enregistré vers 15 h de 35% à 60% suivant les saisons (humide ou sèche), le maximum est enregistré dans la soirée vers 22 h et oscille autour de 98%. Les données sur la vitesse du vent ne sont pas disponibles mais peuvent être recueillies à l'aide d'un anémomètre. Celles sur la qualité de l'air peuvent être prises à l'aide d'un IAQ-CALC.

c) Milieu biologique

La commune d'arrondissement de Yaoundé 1^{er} est constituée de deux zones : Urbaine et semi-rurale. La végétation est de type intertropical avec la prédominance de forêt humide méridionale. Les différents quartiers, disséminés de manière anarchique, laissent une place importante à la végétation dans les bas-fonds. Se situant comme les autres communes de Yaoundé dans la zone de transition savane (au Nord) et de forêt (au Sud), la végétation est de type transition arbustive. Cependant, avec l'urbanisation et l'anthropisation du milieu, on a affaire actuellement à :

- Relique de forêt sur les montagnes : quartiers semi-ruraux Essessalakok, Ngoulemekong, Ngon, Abom et Nkolkondi.
- Forêt galerie/graminées dans les vallées
- Arbres fruitiers dans tous les quartiers et la plupart des habitants à mesure que l'on s'écarte de la zone fortement urbanisée.

On y retrouve des plantations et champs, des étangs abritant des formes de vie diverses. L'élevage des bovins prédomine à cause de la présence d'un abattoir à proximité de la zone. Les eaux du cours d'eau sont utilisées pour les travaux domestiques, l'abreuvement du bétail, l'orpillage, la confection de maçonnerie. Le projet a cet avantage de réhabiliter un ancien tronçon de route. Par conséquent les dégradations qu'en cours le milieu naturel sont atténuées. Néanmoins, le travail des engins et les déchets y afférents peuvent s'avérer dangereux ; nous recommandons alors une étude approfondie du milieu biologique (faune, flore, écosystème aquatique) environnant pour mieux savoir comment il est constitué afin de prendre les mesures adéquates pour la préservation des espèces.

d) Données humaines

A l'issue des études socio-économiques, il a été donné de constater que sur le plan général que la population bénéficiaire de la construction de la voie est essentiellement jeune car 65.3% ont moins de 40 ans. Cette population est constituée des ressortissants des quatre (04) coins du Cameroun vivant en harmonie comme présente sur la figure 28.

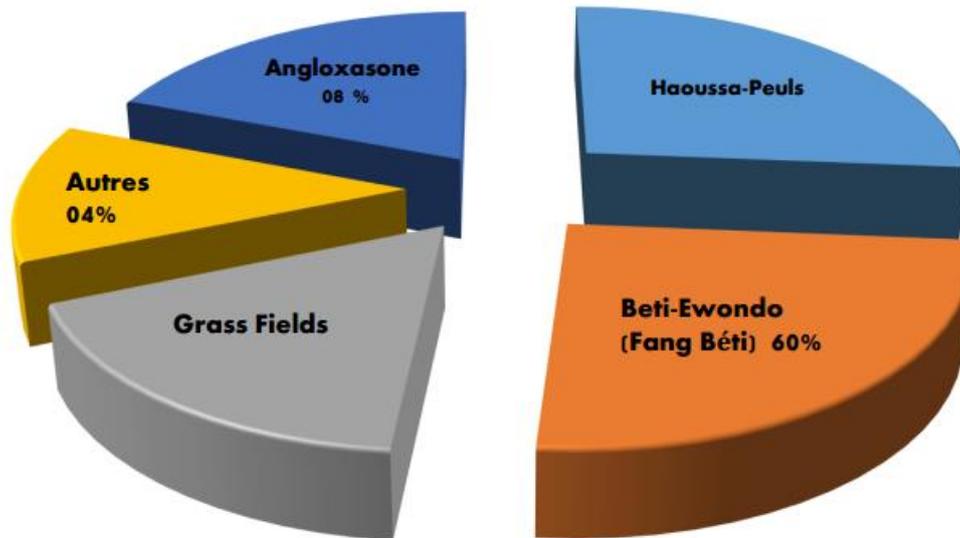


Figure 27: Structure de la population locale sur le tronçon (Etude socio-économique, APD, 2017)

Plusieurs activités sont pratiquées dans la zone regroupant les travaux champêtres, le transport jusqu'au petit commerce. L'agriculture même n'étant pas l'activité la plus répandue, est très pratiquée dans la zone notamment par les autochtones qui ont des terres et qui recrutent une main d'œuvre dans le noyau familial essentiellement. A côté, dans d'autres plantations, on a retrouvé des propriétaires terriens qui bénéficient de la main d'œuvre étrangère, celle des anglophones par exemple qui peuple des champs et participe à l'amélioration des récoltes au rendement final. La figure 29 ci-dessous présente complètement cette répartition.

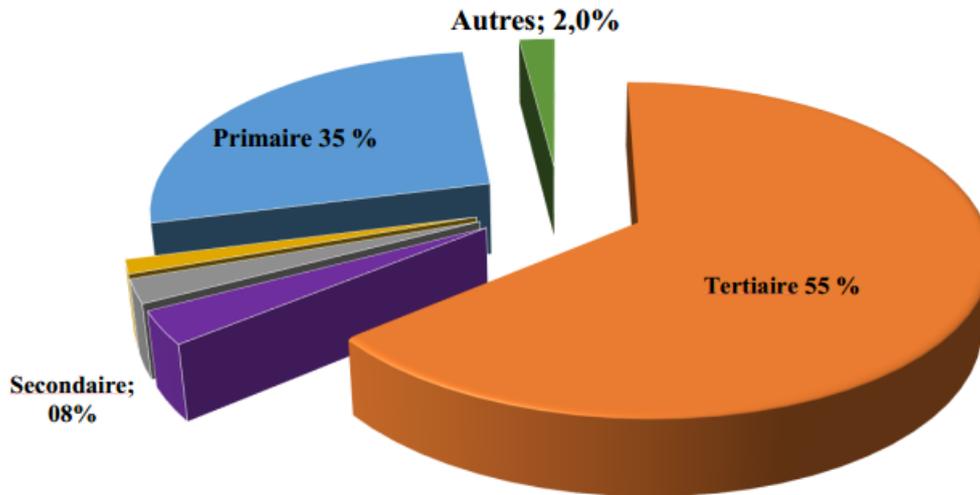


Figure 28: Cartographie des activités à orientation économique (Etude socio-économique, APD, 2017)

De plus, il est important de préciser qu'il existe certains services publics à l'instar des écoles, centres de santé, centres d'état civil, chefferies et marchés. Néanmoins, nous constatons une plus forte affluence des centres de santé et écoles privés comparé aux centres de santé et écoles publiques.

Sur le plan de la religion dans la zone, nous constatons qu'elle est dominée par le christianisme et l'islam caractérisé par la présence des églises et mosquées. D'autres installations à usage public présent sont les forages et bacs à ordures. Ces derniers sont d'ailleurs en nombre très insuffisants donc quand les bacs sont pleins, le surplus est déversé en même le sol. La fréquence de ramassage des ordures et de moins d'une fois après trois semaines, pour le remplissage du bac est de deux jours au maximum. En plus, les populations ont transformé la voie publique en un véritable dépotoir des ordures ménagères et des vieux véhicules.

L'analyse de la santé publique et formelle à Yaoundé prend en compte plusieurs dimensions : l'âge, les taux de consultations, les taux de natalité et de mortalité, les dépenses de santé. L'espérance de vie au Cameroun en 2016 est de 59 ans chez les femmes contre 57 chez les hommes. Le constat dans la zone concernées par le projet est que :

- Le paludisme reste la première cause de mortalité et de morbidité dans les couches les plus vulnérables ; il est cause de 35 à 40 % du total des décès dans les formations sanitaires, 50 % de morbidité chez les enfants de moins de 5 ans, 40 à 45 % des consultations médicales, et 30% des hospitalisations.

- Par ailleurs, le taux de séroprévalence du VIH/SIDA a été estimé à 5,5 % des adultes en 2016 (Entretien avec le Médecin chef de l'aire de santé de Ndjongolo). Les femmes sont plus atteintes (6,8 %) que les hommes (4,1 %).
- Le choléra et la typhoïde qui sont des maladies issues des eaux sales, des latrines non ou mal aménagées, de la promiscuité de vie entre les humains et les animaux dans des espaces domestiques réduits, continuent de sévir. Les campagnes de sensibilisation des masses rurales et urbaines au respect strict des conditions d'hygiène à travers les médias et certains organes de proximité, parviennent lentement mais graduellement à avoir des effets positifs.

Trois facteurs sont combinés ici pour rendre compte de la montée en force ou tout au moins, de la stabilisation des pandémies à des niveaux inquiétants : l'insalubrité des quartiers et de l'habitat, le faible niveau d'instruction des ménages, le faible niveau des dépenses de santé, voire l'inaccessibilité aux services formels de santé.

e) Le bruit : Nuisance acoustique

Dans ce volet il faudra se référer au code de l'environnement et réglementation sur les nuisances sonores. La norme relative aux ICPE prescrit :

- 70 dB(A) le jour
- 60 dB(A) la nuit sauf si le bruit résiduel pour la période considérée est supérieur à cette limite.

3. Cadre juridique et réglementaire

Le fondement juridique est essentiellement constitué de lois et règles relatives à l'exigence et à la conduite des évaluations environnementales. Les aspects législatifs et réglementaires en évaluation environnementale se caractérisent par l'adoption des plusieurs lois traitant de la préservation de l'environnement et la prise de textes d'application pouvant favoriser l'effectivité de cet outil. L'ensemble de ces textes est présenté en Annexe VII.4.

4. Description et analyse des variantes du projet

Le présent projet porte sur les travaux de construction et de bitumage d'une voie d'accès au stade d'Olembé. La position reculée du stade impose la mise en place de nouvelle route pouvant desservir la zone de manière fluide et rapide. De plus, sous l'impulsion de l'organisation de la Coupe d'Afrique des Nations, nous estimons que le projet est totalement justifié et nécessaire.

Il n'y a donc ici qu'une seule variante, dont les principales tâches à effectuer sont : l'installation de chantier, le dégagement et préparation de terrain, les terrassements sous toute forme, l'exécution de la chaussée, la construction des ouvrages d'assainissement.

Ces différents travaux génèreront un impact certain sur l'environnement et il est donc plus que crucial d'en évaluer la portée. Cette évaluation peut être retrouvée en Annexe VII.3.

5. Evaluation de l'importance des impacts du projet

A l'aide de la matrice numérique, nous avons pu apprécier les activités source d'impacts sur le milieu biophysique et le milieu humain. Ils sont regroupés dans la matrice numérique présentée en **Annexe VII.3**.

La matrice de Fecteau nous permis d'identifier trois impacts positifs majeurs à forte intensité. Il s'agit de la fluidité du trafic, la création d'emploi, l'agriculture et l'élevage. Le projet s'inscrivant dans le cadre de la construction d'un stade de football, il contribuera à accélérer la croissance économique dans cette zone de la ville de Yaoundé. Cette dernière étant basée sur l'élevage, le commerce et l'agriculture, la présence d'une route bien aménagée sera un atout majeur de croissance.

En outre, des impacts négatifs sont aussi à relever, surtout ceux liés aux phases de terrassement et de bitumage, qui produiront le plus de dégâts lors des travaux. Les impacts sont majeurs et les risques en cours peuvent être néfastes pour le sol, les écosystèmes environnants et les Hommes. Le projet étant évalué sur une période de 10 mois, les effets négatifs et la dégradation de l'environnement ne sera pas d'une grande ampleur au cours du temps.

6. Mesures d'atténuation et de bonification des impacts environnementaux

Cette partie présente les mesures envisagées par le projet pour maîtriser, atténuer ou éventuellement compenser les conséquences dommageables des travaux de construction et d'exploitation de la voie « Tsinga village - Carrefour Fougerole ». Elles ont pour objet de favoriser une meilleure intégration du projet dans le milieu.

Les mesures d'atténuation concernent les conditions atmosphériques, le paysage, les infrastructures routières, la gestion des déchets, la protection de l'environnement.

La plupart des mesures d'atténuation et de bonification des impacts sont des mesures d'optimisation et d'organisation du chantier lors de la réhabilitation et de l'exploitation du

barrage. Elles doivent par conséquent faire partie des clauses contractuelles liant le promoteur aux entreprises prestataires de services. L'information des voisins participe à l'amélioration des relations de bon voisinage. Un aménagement paysager sera réalisé avec l'appui technique du service forestier et des pépiniéristes. Le coût de réalisation seront déterminés avec précision ultérieurement. Les différentes mesures à prendre suivant les divers domaines impactés sont fournies en Annexe VII.2.

7. Description du plan de contrôle environnemental

L'entreprise devra adopter un moyen de contrôle qui associe l'objectif par risque identifié à un plan de contrôle Environnemental.

Le Plan de Contrôle Environnemental du chantier représenté en **annexe VII.5**, est établi en respect avec les documents de référence propres aux chantiers et aux exigences légales et réglementaires applicables au chantier ainsi qu'à la politique environnement de l'entreprise.

Le Plan de Contrôle Environnemental rappelle, pour chaque activité présentant un risque environnemental :

- Les personnes en charge des contrôles,
- Les éléments à contrôler,
- Les mesures à suivre en cas de non-conformité.

Faisant partie de la présente étude, il est un document évolutif. Le Responsable Environnement du chantier assurera sa mise à jour au fur et à mesure de l'avancement des travaux et/ ou de toute évolution nécessitant sa révision.

Ce plan étant la référence du chantier pour ce qui concerne le suivi efficace des actions environnementales à mettre en œuvre et à respecter, le Responsable Environnement s'assure :

- De la diffusion du plan aux personnes concernées,
- De sa révision et de la diffusion de toute nouvelle version,
- De la compréhension par les parties concernées des actions à vérifier.

En interne, le contrôle sera effectué par le personnel affecté directement à la réalisation de la tâche ou par le Responsable Environnement du projet de l'entreprise pendant ses inspections

de routine ou programmées. Il sera essentiellement visuel et concernera l'ensemble des activités y compris les sous-traitants.

En externe, le contrôle pourrait être réalisé par le personnel de la mission de contrôle, par le service local de la protection environnementale ou le Maître d'ouvrage.

Toute anomalie constatée par le contrôle interne devrait être communiquée au Responsable environnement. Ce dernier, en collaboration avec les équipes travaux concernées, formalisera l'anomalie constatée dans la fiche de non-conformité et définira les actions correctives à mettre en œuvre. L'ensemble du personnel est informé de l'anomalie et de l'action corrective associée à mettre en œuvre, le Responsable environnement assurant le suivi des actions mises en œuvre ainsi que l'évaluation de leur efficacité.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La présente étude a été réalisée dans le cadre des travaux de construction de la voie d'accès au stade d'Olembé allant de Tsinga village au carrefour petit marché Fougerole. Une étude à l'issue de laquelle il fallait produire des documents techniques d'une part et financiers d'autre part.

Ainsi, concernant la conception géométrique, il a été retenu une route de 2x2 voies avec TPC. Il est prévu l'aménagement d'un carrefour giratoire au Pk 0+780 et d'un carrefour Té au Pk fin. Le document ICTAVRU nous a donné des indications précises sur les normes de conception. De plus, l'optimisation des couches de chaussée nous a permis de retenir 05cm de béton bitumineux comme revêtement, 25cm de concassés 0/31.5 de CBR supérieur ou égal à 110 pour la couche de base et un béton de sol composé à 75% de GLN et de 25% de concassés 0/31.5 (CBR supérieur ou égal à 110) pour la couche de fondation. La plateforme étant de bonne qualité, il n'a pas été nécessaire d'y mettre une couche de forme.

Les études hydraulique et hydrologique ont conduit à proposer un plan d'assainissement constitué d'ouvrage tels les dalots, caniveaux, avaloirs, descentes d'eau, etc...

En outre, nous avons évalué l'aspect environnemental et social faisant ainsi ressortir les impacts négatifs liés aux travaux notamment l'environnement physique, la végétation naturelle, le milieu humain. Concernant les aspects positifs on peut citer entre autres, la création des emplois, la mise en place d'un nouveau réseau routier facteur clé de la croissance économique, le développement des activités agro-pastorales. Les mesures envisagées pour remédier aux impacts négatifs sont entre autres les mesures de compensation, de bonification et d'atténuation. Tout ceci accompagné d'une méthodologie d'exécution des travaux présentant les étapes à suivre pour la mise en œuvre des éléments du projet.

Un devis quantitatif et estimatif a été réalisé sur la base d'un sous détail de prix relatif à chaque tâche, présentant ainsi un aperçu global sur le montant du projet estimé à **6 257 824 814 FCFA**. De ces travaux, a émané d'autres problèmes, auxquelles nous recommandons, de construire des amorces de canal sur le court d'eau existant pour anticiper la progression de la ville. Le canal sera assez grand et on pourrait envisager la construction d'un passage supérieure au-dessus de ce canal pour en même temps remédier au problème de pente forte qui se présente sur le tronçon. De plus nous proposons la construction d'un échangeur en trompette au niveau du Pk fin.

BIBLIOGRAPHIE

- Babrowski, Y., 2014. Hydraulique urbaine et hydraulique rurale.
- Bassole, D.J.O., 2017. Actualisation de l'avant-projet définitif relatif aux travaux d'aménagement de la section urbaine de la RN04 de l'échangeur de l'est au croisement de l'avenue de la liberté.
- Bayala, S.Y., 2012. Etudes techniques détaillées et environnementale d'un ouvrage de franchissement sur le Ouare et de ses voies d'accès : route départementale (RD35 : Sangha- Yargatenga) dans la région du centre-est.
- Boumadiane, A., n.d. Les bétons Bitumineux.
- Campus scientifique et technique, 2004. Essais Los Angeles.
- Commission de normalisation << assises de chaussées >>, 2006. Mise en application de la nouvelle norme grave non traitée NF EN 13285. Com. Fr. Pour Tech. Routières.
- Fred Portet et Olivier Noël, Sylvie Nicaise, Carole Portillo Et Mathieu Vermeulen, 2011. Conditions d'utilisation des matériaux en remblai et en couche de forme.
- GIZ, C. allemande, 2016. 5. Guide d'Aménagement des carrefours.
- Gouaklo, K.A., 2013. Etude technique de la voie d'accès principale au nouvel aéroport international de Ouagadougou - Donsin : tronçon PK0+000-PK6+100.
- Jean-François CORTE, Marie-Thérèse Goux, Jp. Antoine, C. Babilotte, A. De Boissoudy, G. Caroff, Jl. Delorme, D. Desmoulin, Jf. Garnier, H. Goacolou, R. Kobisch, Jp. Marchand, Y. Meunier, Jp. Michaut, H. Odeon, D. Renault, E. Renie, M. Siffert, 1994. conception et dimensionnement des structures de chaussées guide technique.
- Laboratoire central des ponts et chaussées, n.d. ALIZE-LCPC-MU-v1.5-FR.
- L. Dupont, L. Patte, P. Boivin, P. Flachet, B. Guichet, J.Y. Girard, G. Dupre, J.M. Sangouard, 1998. Aménagement Des Carrefours Interurbains Sur Les Routes Principales : Carrefours Plans.
- Le département de SEINE & MARINE 7, 2013. CCTP_type_chaussees_mars2013.
- Madame Christine Deffayet (Certu/CGV), Messieurs Michel, Clarisse (DIR Est), Jacques Legaignoux (Cete Méditerranée), 2009. Instruction sur les conditions techniques d'aménagement des voies rapides urbaines.
- Melle Lhenry, B. Hassine, M. Guichet, M. Lebec, M. Lecocq, M. Louis, M. Maillard, M. Menard, 1991. Guide technique : l'Eclairage des carrefours à sens giratoire.
- Ministère du commerce du Cameroun, 2018. Mercuriale 2018.

- Mm. A. Andrieux ; B. Bamba ; F. X. Caseneuve ; A. Cave ; M. Cosyn ; J.-P. Courteille ; P. Dencausse ; J.-P. Favreau ; P. Gxso ; M. Gauthier ; L. Goinard ; M. Lamotte ; R. Le Bihan ; R. Le Diffon ; E. Lv Oumar ; O. Mattei ; J.-S. Moreau ; P. Moreau ; P. Mussy ; C. Nerbonne ; J. Rreher ; M. Soule ; S. Sall ; J.-C. Tijou ., 1980. Guide pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux.
- Mouadene Mohammed, Oulad Sidi Omar abd Allatif, 2016. Etude d'un tronçon de dédoublement de la RN 01 entre le commun Bouzbayar et le cheffe lieu de Laghouat (du PK 516 au PK 522).
- Organisation des nations unies pour l'alimentation et l'agriculture (FAO), n.d. 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.
- OUEDRAOGO Abdoul Rahim, A.R., 2011. Etude technique et détaillée des travaux de construction et de bitumage de l'interconnexion de la RN 01 et RN 04 lot 2 tronçon 1 section 2.
- P. Dupont (Setra) ; G. Delalande (Lrpc Angers) ; F. Verhee ; G. Aussedat ; B. Roussel ; Jf. Lafon, 2005. Aide au choix des granulats pour chaussées basée sur les normes européennes. Com. Fr. Pour Tech. Routières.
- REMME, 2016. Formation sur les normes de l'éclairage public : La norme EN 13 201.
- Service d'études techniques des routes et autoroutes, centre de la sécurité et des techniques routières, 1994. ARP. Aménagement des routes principales.
- Syndicat Mixte d'Action pour l'Expansion de la Gatine, 2011. 06-Les_bordures-guide_materiaux_pays_gatine_2011.
- VAN TUU, N., 1981. 020H4145 Hydraulique Routière BCEOM.

ANNEXES

ANNEXE 1 : ETUDES DE BASE ET PLANS GEOMETRIQUES

ANNEXE 2 : DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE

ANNEXE 3 : ETUDES HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES

ANNEXE 4 : DIMENSIONNEMENT STRUCTUREL DES OUVRAGES
HYDRAULIQUES

ANNEXE 5 : ETUDES COMPLEMENTAIRES (SIGNALISATION ET SECURITE
ROUTIERE, ECLAIRAGE PUBLIC)

ANNEXE 6 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX

ANNEXE 7 : ETUDE D'IMPACTS ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALS

ANNEXE 8 : METHODE D'EXECUTION DES TRAVAUX

ANNEXE 9 : PLANS GEOMETRIQUES ET RESULTATS D'ESSAIS

PRESSIOMETRIQUES ET COUPES LITHOLOGIQUES

ANNEXE 10 : PLANS DE COFFRAGE ET DE FERRAILLAGE DU DALOT

Annexe I : ETUDES DE BASE ET PLANS GEOMETRIQUES (Plans)

Réf: Puits n°	PK	NATURE	PROF. (m)	W% Nat.	LA		ANALYSE GRANULOMETRIQUE										OPM		CBR	CLASS.	
					LL	IP	0,08	0,5	1	2	5	10	20	25	31,5	40	$\gamma_d(t/m^3)$	$\omega(\%)$			
1	0+000 D	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	26,1	66	31	88	93	97	99	100	100	100	100	100	100	100	1,73	22,2	15,6	A-7-5 (20)
2	0+250 G	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	18,7	61	25	79	91	97	99	100	100	100	100	100	100	100	1,84	17	18,8	A-7-5 (18)
3	0+500 D	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	23,8	59	26	81	92	97	99	100	100	100	100	100	100	100	1,829	20,7	18	A-7-6 (14)
4	0+750G	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	8,5	46	26	66	86	97	98	99	100	100	100	100	100	100	1,92	13	20,3	A-7-6 (14)
5	1+000 D	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	24,6	60	29	81	91	98	99	100	100	100	100	100	100	100	1,83	17,8	18,4	A-7-5 (20)
6	1+250 G	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	19,9	61	28	79	86	93	95	97	99	93	97	98	100	100	1,845	17,5	18,5	A-7-5 (20)
7	1+500 D	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	18	65	32	70	72	95	99	100	100	100	100	100	100	100	1,852	14,4	19	A-7-5 (19)
8	1+750 G	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	23,5	55	27	70	85	88	96	98	99	100	100	100	100	100	1,849	18,1	17	A-7-6 (16)
9	2+000 D	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	20,9	42	19	40	41	41	43	64	76	90	97	98	100	100	1,95	13,5	25,1	A-7-6 (3)
10	2+250 G	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	21,3	56	19	75	87	97	99	100	100	100	100	100	100	100	1,705	17,2	15	A-7-5 (15)
11	2+500 D	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	23,4	50	22	67	78	88	92	95	98	100	100	100	100	100	1,762	16,5	16,9	A-7-6 (13)
12	2+750 G	Argile rougeâtre	0,5 - 1,0	22,5	56	19	77	91	98	100	100	100	100	100	100	100	100	1,723	18,1	15,3	A-7-5 (15)
13	3+000 D	Argile rougeâtre	0,4 - 1,00	23,7	52	18	87	94	98	100	100	100	100	100	100	100	100	1,712	19,3	15,2	A-7-5 (14)
14	3+250 G	Argile rougeâtre	0,7 - 1,00	22,5	68	34	75	83	90	96	100	100	100	100	100	100	100	1,76	19,3	17	A-7-5 (20)
15	3+500 D	Argile rougeâtre	0,6 - 1,00	18,2	51	19	72	79	87	95	99	100	100	100	100	100	100	1,772	19,6	16	A-7-5 (13)
16	3+750 G	Argile rougeâtre	0,2 - 1,00	18	61	25	75	85	92	96	99	100	100	100	100	100	100	1,814	19,1	17,9	A-7-5(18)
17	4+000 D	Argile sableuse rougeâtre	0,6 - 1,00	22,5	64	32	79	81	85	92	95	100	100	100	100	100	100	1,808	16,5	18	A-7-5 (20)
Moyenne				20,947	57,235	25,353	74,176	83,235	90,471	93,941	96,824	98,353	99,000	99,647	99,765	100,000	1,806	17,635	17,765		

a. Analyse granulométrique plateforme (Laboratoire Sol solution)

b. Analyse granulométrique des emprunts 1 et 2 (Laboratoire Sol solution)

Localisation	NATURE DU MATERIAU	N° Puits	PROF.	W%Nat.	LA		ANALYSE GRANULOMETRIQUE										OPM		CBR 95% OPM	CLASS.HRB
					LL	IP	0,08	0,5	1	2	5	10	20	25	31,5	40	γd (t/m3)	ω(%)		
EMPRUNT 1 TSINGA VILLAGE	GRAVE LATERITIQUE ARGILEUSE ROUGEATRE	1	0,4- 1,5	16,5	47	22	10	15	19	26	55	78	96	98	100	100	2,145	11,8	44	A-2-7 (0)
	GRAVE LATERITIQUE ARGILEUSE ROUGEATRE	2	0,4-1,5	18,5	56	25	20	34	56	68	90	96	98	100	100	100	2,056	16,5	39	A-2-7 (0)
	GRAVE LATERITIQUE ARGILEUSE ROUGEATRE	3	0,4-1,5	15,7	49	19	13	15	17	21	58	83	88	92	95	98	2,12	15,3	42,2	A-2-7 (0)
	GRAVE LATERITIQUE ARGILEUSE ROUGEATRE	4	0,4-1,5	17	50	18	17	21	25	28	32	75	85	90	95	99	2,106	15	40	A-2-7(0)
Moyenne				16,9	50,5	21,0	15,0	21,3	29,3	35,8	58,8	83,0	91,8	95,0	97,5	99,3	2,1	14,7	41,3	

EMPRUNT 2 NKOLFOULOU	GRAVE LATERITIQUE ARGILEUSE ROUGEATRE	1	0,4-1,5	22,3	58	25	7	11	17	22	46	86	97	100	100	100	1,977	13	68	A-2-7(0)
	GRAVE LATERITIQUE ARGILEUSE ROUGEATRE	2	0,4-1,5	17,3	65	24	17	19	21	23	37	62	91	94	100	100	1,952	14,5	59	A-2-7(0)
	GRAVE LATERITIQUE ARGILEUSE ROUGEATRE	3	0,4-1,5	15,1	64	20	15	18	21	25	41	75	86	95	99	100	1,965	14	65	A-2-7(0)
	GRAVE LATERITIQUE ARGILEUSE ROUGEATRE	4	0,4-1,5	11,4	66	28	30	32	34	37	52	71	92	97	100	100	1,924	9,8	55	A-2-7 (3)
Moyenne				16,525	63,25	24,25	17,25	20	23,25	26,75	44	73,5	91,5	96,5	99,75	100	1,9545	12,825	61,75	

NATURE DU MATERIAU	N° Puits	ANALYSE GRANULOMETRIQUE										OPM		CBR 95% OPM	Teneur en eau	Coeff d'aplatissement
		0,08	0,63	1,25	2	5	10	20	25	31,5	40	γd (t/m3)	ω(%)			
0/31,5	1	11	26	31	35	47	55	88	94	99	100	2,412	6,9	93	0,24%	5,80%
	2	11	23	29	33	45	55	92	95	100	100					
Moyenne		11	24,5	30	34	46	55	90	94,5	99,5	100					

1. Les différentes étapes de l'étude topographique :

- Mise en place et observation de la base d'opération topographique ;

Suite à une reconnaissance des lieux, un réseau de polygonaux a été réalisé à partir duquel le levé de détail a été rattaché. Ce réseau est composé de plusieurs points d'appui implantés en couples inter visibles. La polygonale de base a été observée au GPS bi-fréquence, en mode statique poste traitement à travers des boucles. La borne géodésique ayant servi d'appui est la borne géodésique RGNCB026 du réseau géodésique national de base du Cameroun.

- Nivellement direct ;

Le passage du système ellipsoïdal au système du réseau géodésique du Cameroun (Cameroun géodésic modèle 2011) s'est opéré après les opérations de nivellement direct de certaines bornes de la base d'opération topographique à partir de la borne RGNCB026. Ce nivellement a permis d'avoir les altitudes (hauteurs ortho-métriques) des bornes nivelées.

- Détermination des ondulations du géoïde CGM11 et calcul des hauteurs ortho-métriques des points de la base d'opération topographique

Le cadastre a fourni un rapport présentant les écarts possibles entre le CGM11 et le modèle de géode globale EGM 2008 dans la zone d'étude qui est de l'ordre de 30 cm. Il permet donc de valider le modèle obtenu car ne présentant pas d'éloignement de plus de 10cm. (voir figure CGM11 annexe)

- Levé des détails ;

Sur la base des points de polygonale initialement implantés et coordonnés, le levé de détails a été effectué en utilisant deux techniques selon l'ouverture du ciel : le levé des détails apparents présentant les conditions idéales de réception de satellite grâce au système satellitaire et levé goniométrique des points cachés (difficultés de réception des signaux satellitaire) grâce au tachéomètre électronique.

- Calcul et Restitutions des coordonnées des points levés ;

Les données ont été calculées à partir des logiciel Leica Geo office pour les données GNSS et Covadis 10.1 pour les données polaires. Le traitement permettant d'aboutir au fond topo s'est fait grâce aux logiciel COVADIS 10.1 et Autocad 2010.

- Dessin topographique.

Il s'agit pour l'équipe topographique de fournir le fichier représentant l'axe de la route ainsi que l'ensemble des objets levés dans le voisinage.

2. Interventions géotechniques

L'intervention du géotechnicien est nécessaire à tous les stades d'élaboration d'un projet et de la réalisation des travaux. Elle se résume généralement à :

- L'étude d'impact, d'environnement et de pollution

- La recherche et choix de site
- L'avant-projet et mise au point du projet
- L'assistance technique à la maîtrise d'œuvre
- Le contrôle des travaux liés au terrain
- L'auscultation des ouvrages
- Le diagnostic sur les désordres ou les sinistres d'ouvrages

3. Les essais géotechniques

- Mesure de la teneur en eau suivant la norme NF P 94-050

La teneur en eau désigne la quantité d'eau liquide contenue dans l'échantillon de matière (échantillon de sol, de roche, de céramique ou de bois). Elle est évaluée par un rapport pondéral ou volumétrique. Elle est mesurée directement en pesant d'abord l'échantillon de matériau, puis le pesant après l'avoir passé dans une étuve pour faire vaporiser l'eau : on mesure ainsi une masse sèche, nécessairement inférieure à la précédente. On obtient alors la valeur par le quotient entre la différence de masse naturelle et de masse sèche sur la masse sèche.

- L'essai Proctor suivant la norme NF P 94-093

Cet essai est utilisé pour les études de remblai en terre, en particulier pour les sols de fondations (route, piste d'aérodromes...). C'est un essai de compactage qui s'effectue à l'aide d'un moule normale ou un moule modifié. Il consiste à mesurer le poids volumique sec d'un sol disposé en trois couches dans un moule dit moule Proctor de volume connu. Chaque couche est compactée avec la dame Proctor et l'essai est répété plusieurs fois en variant à chaque fois la teneur en eau de l'échantillon et en fixant l'énergie de compactage. L'essai permet d'étudier le comportement d'un sol sous l'influence du compactage (la réduction de son volume par réduction des vides d'air) et la teneur en eau, c'est-à-dire la détermination de la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale, pour avoir un terrain bien compacté et une portance acceptable.

- L'essai CBR suivant la norme NF P 94-078

Cet essai est utilisé pour le dimensionnement des structures des chaussées et orienter les travaux de terrassements. C'est un élément essentiel conditionnant les choix des matériaux à employer sur les couches de chaussée. On réalise en général trois essais : le « CBR standard », « CBR immédiat », « CBR imbibé ». On s'intéresse actuellement au « CBR imbibé ». On compacte avec une dame standard dans un moule standard, l'échantillon de sol recueilli sur le site, selon un processus bien déterminé, à la teneur en eau optimum (Proctor modifié) avec trois (3) énergies de compactage 25 c/c ; 55 c/c ; 10 c/c et imbibé pendant (4) jours. Il permet de caractériser mécaniquement le sol dans des remblais et des couches de forme, de fondation et de sous-fondation. Il mesure la résistance à l'effort tranchant d'un sol et le gonflement du sol lorsqu'il est immergé. Il nous permet de calculer la portance du sol en estimant sa résistance au poinçonnement.

- L'analyse granulométrique suivant la norme NF P 94-056

La granulométrie est utilisée pour la classification des sols en vue de leur utilisation. Les résultats des analyses granulométriques sont des courbes dite courbe granulométrique et sont construites sur un graphique. L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis et passoirs reposants sur un fond de tamis un matériau en plusieurs classes de tailles décroissantes. Il a pour objet la détermination en poids des éléments d'un sol (matériau) suivant leurs dimensions (cailloux, gravier, gros sable, sable fin, limon et argile).

- Les limites d'Atterberg suivant la norme NF P 94-051

L'essai s'applique aux sols fins pendant les opérations de terrassement dans le domaine des travaux publics (assises de chaussées y compris les couches de forme). Elle se décompose en deux tests dont le premier est la limite de plasticité (W_p) caractérisant le passage du sol de l'état solide à l'état plastique (sa valeur varie de 0% à 100%, mais elle demeure généralement inférieure à 40%) et la limite de liquidité (W_L) caractérisant le passage du sol de l'état plastique à l'état liquide. Il permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action de la teneur en eau.

4. Conditions sécuritaires à respecter sur la voirie

Ce sont des caractéristiques liées à la vitesse de référence. Ces caractéristiques doivent être vérifiées pour assurer une sécurité maximale et un bon confort aux usagers.

- ❖ La distance d'arrêt : La distance d'arrêt d est la somme de la distance parcourue par le véhicule pendant le temps de perception-réaction avant le début du freinage (2 s) et de la longueur d_0 parcourue pendant l'action du freinage qui annule totalement sa vitesse initiale V . Les distances d_0 sont calculées pour des conditions déterminées : en palier, chaussée moyenne, roue bloquée, pneu Europe, hauteur d'eau 1mm. Ce sont ces distances qui sont prises en compte pour calculer les distances de visibilité. Le tableau suivant indique la distance d'arrêt suivant la vitesse de référence :

Désignation	40 km/h	60 km/h	80 km/h	100 km/h	110 km/h
d_0	15 m	35 m	60 m	105 m	135 m
d	40 m	70 m	105 m	160 m	190 m
d_s	35 m	55 m	75 m	110m	125 m

Tableau 34 : Tableau récapitulatif des distances d'arrêt, (ICTAVRU, page 34)

Avec :

- V_r : la vitesse de référence ;
- d_0 : longueur parcourue pendant l'action du freinage pour des roues bloquées, pneu « Europe » et sur un palier avec une hauteur d'eau de 1 millimètre;
- d_s : distance d'arrêt sur sol sec;

- d : c'est la somme des distances parcourues par le véhicule pendant le temps de perception-réaction avant le début du freinage (2 secondes) et de la longueur parcourue pendant l'action du freinage qui annule totalement sa vitesse initiale V .

Dans les zones difficiles (pentes, rampes), un soin particulier doit être apporté au choix et à l'exécution des revêtements de façon à permettre de réduire sensiblement les distances d'arrêt.

- ❖ La visibilité en angle saillant : En fonction de la vitesse V , on considère les rayons R qui permettent d'assurer la visibilité derrière l'angle saillant sur un obstacle légèrement supérieur à x à la distance d'arrêt d , les yeux du conducteur étant situés à une hauteur h .

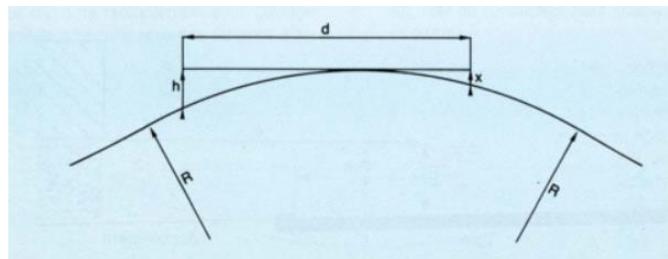


Figure 29: Modèle angle saillant (ICTAVRU, page 35)

Le tableau suivant donne les rayons pour $h = 1$ m et x correspondant à :

- Un obstacle éventuel de plus de 0,15 m de hauteur (R_v) ;
- Des feux arrière d'un véhicule situé à plus de 0,35 m du sol (R_{v1}) ;
- Un véhicule de plus de 1 m de hauteur (R_{v2}) ;
- La visibilité au sol (R_{v3}).

V	40 km/h	60 km/h	80 km/h	100 km/h	110 km/h
R_v	500 m	1500 m	3 000 m	6 000 m	9 000 m
R_{v1}	320 m	1 000 m	2 200 m	5 000 m	7 100 m
R_{v2}	200 m	600 m	1400 m	3 200 m	4 500 m
R_{v3}	800 m	2 500 m	5 500 m	13 000 m	18 000 m

Tableau 35: Tableau récapitulatif des rayons assurant une bonne visibilité en angle saillant, (ICTAVRU, page 35)

Les rayons R_{v3} permettent d'assurer la visibilité au sol en particulier dans le cas des VRU de type U pour le marquage permettant l'affectation des files.

- ❖ Visibilité en courbe : La distance d'arrêt doit être assurée en courbe par dégagement latéral d'obstacles visuels sur une bande de largeur e , de façon à ce que l'œil du conducteur (1 m du sol) puisse percevoir un véhicule à l'arrêt (1 m du sol). Cette largeur

$e = d^2/8R$ est décomposée à partir de 2 m du bord droit de la chaussée dans le cas d'une courbe à droite et de 1,50 m du bord gauche de la chaussée dans le cas d'une courbe à gauche.

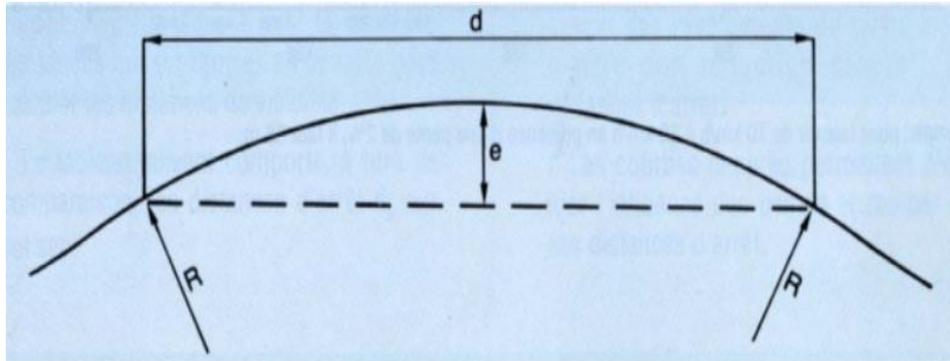


Figure 30 : Modélisation d'une courbe (Madame Christine Deffayet (Certu/CGV), Messieurs Michel and Clarisse (DIR Est), Jacques Legaigoux (Cete Méditerranée), 2009)

Le tronçon étudié présente de nombreuses particularités. Il est raccordé par des rayons pour la plupart supérieur à 200m avec des alignements droits de distance supérieur à 100m, garantissant ainsi une distance d'arrêt conforme aux prescriptions de l'ICTAVRU situés en Annexe I.1.a Des rayons inférieurs à 100m sont situés dans des zones singulières devant faire l'objet d'aménagement particuliers pour garantir la sécurité des usagers à proximité de ces zones.

5. Analyse multicritère du carrefour giratoire

Ci-dessous présente les différents éléments à prendre en compte dans le choix de l'aménagement à faire ainsi qu'une comparaison permettant de guider notre choix.

Désignation	Coût de construction	Sécurité piétons	Sécurité véhicules	Esthétique	Signal fort	Emprise domaines privés	Transports exceptionnels	Respect de la hiérarchie du réseau	Fluidité à l'axe	Exploitation	Entretien
Carrefour giratoire	Orange	Orange	Vert	Vert	Vert	Rouge	Vert	Orange	Vert	Vert	Vert
Carrefour en Y	Vert	Orange	Vert	Orange	Orange	Vert	Orange	Orange	Orange	Orange	Vert
Carrefour régulé	Orange	Vert	Vert	Vert	Vert	Rouge	Orange	Vert	Vert	Vert	Vert

Tableau 36: Analyse multicritère des variantes au carrefour 0+780, (Aménagement des carrefours en milieu urbain, Mai 2016, Guide des carrefours urbains CERTU)

Suite à cette analyse, nous pouvons retenir le carrefour giratoire qui s'adapte mieux au projet que les autres variantes tout en remplissant presque parfaitement les besoins exigés. D'une manière plus palpable, nous gardons cette variante principalement pour les raisons suivantes :

- Du point de vue de la sécurité : Un giratoire en milieu urbain contraint tous les usagers circulant sur l'anneau à rouler à plus faible vitesse que sur un carrefour classique, ce qui permet d'éviter les accidents graves (ce constat est encore plus vérifié sur des giratoires de dimension réduite). On observe une nette réduction du risque et de la gravité des accidents sur les giratoires (en urbain, diamètre inférieur à 40 m) par rapport aux carrefours à feux. Le gain de sécurité est donc très important pour les voitures.
- Du point de vue du fonctionnement : Le giratoire oblige les conducteurs à modifier leur comportement en représentant une rupture visuelle, un point de repère dans le paysage. La particularité du giratoire est de faire ralentir en toutes circonstances. L'automobiliste perçoit plus facilement la gêne engendrée par la présence du giratoire que ses avantages en termes de sécurité.

- Du point de vue du trafic : La capacité des giratoires est assez forte, un giratoire courant (chaussée annulaire de 7 à 8m de large, entrée et sortie de 3 à 4m) supporte sans problème 1500 véhicules / heure en trafic total entrant. La période de pointe sera repérée lors d'évènement au Stade d'Olembé, d'où il faudra permettre un écoulement rapide du trafic pour éviter l'accumulation au niveau de points singuliers tels que les carrefours. C'est surtout pour cette raison que le carrefour à feux a été abandonné.
- Du point de vue de l'emprise : Le giratoire est consommateur d'espace, même si la tendance est à la réduction des rayons d'îlots centraux. L'espace central des giratoires est très souvent utilisé pour les activités riveraines notamment sportive et attractive ; en outre, il constitue un dégagement visuel appréciable.

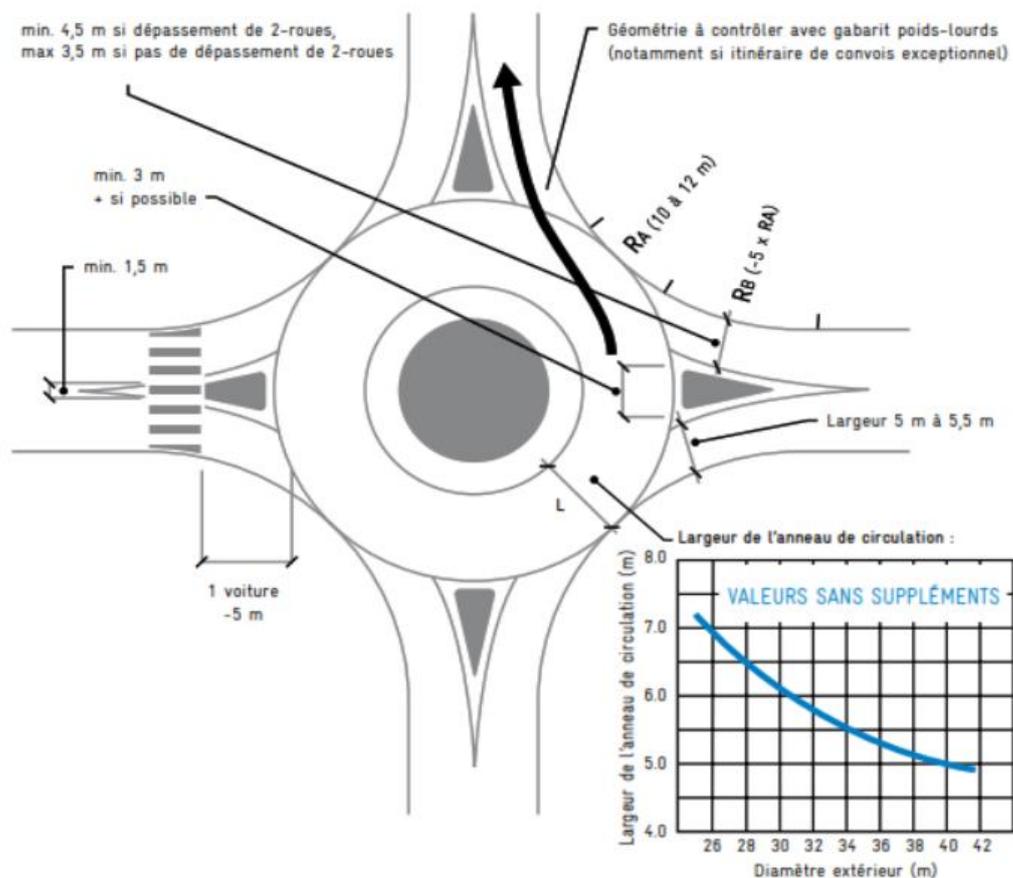


Figure 31: règles de conception générale des giratoires (GIZ, 2016)

6. Analyse multicritère du carrefour Té

Ci-dessous présentés les différents éléments à prendre en compte dans le choix de l'aménagement à faire ainsi qu'une comparaison permettant de guider notre choix.

Désignation	Coût de construction	Sécurité piétons	Sécurité véhicules	Esthétique	Signal fort	Emprise domaines privés	Transports exceptionnels	Respect de la hiérarchie du réseau	Fluidité à l'axe	Exploitation	Entretien
Carrefour en té	Vert	Vert	Vert	Jaune	Jaune	Vert	Vert	Vert	Jaune	Vert	Vert
Échangeur	Jaune	Vert	Vert	Vert	Vert	Rouge	Vert	Vert	Vert	Vert	Jaune

Tableau 37: Analyse multicritère des variantes au carrefour 3+940, (Aménagement des carrefours en milieu urbain, Mai 2016, Guide des carrefours urbains CERTU).

A la suite de cette analyse, nous pouvons remarquer que l'échangeur présente de nombreux avantages, mais nécessite une très grande emprise, un coût de construction énorme qui sort de l'enveloppe du projet, mais aussi un coût non négligeable pour son entretien. Par contre, le carrefour en té présente le principal avantage de s'adapter parfaitement au tracé de la route existante ainsi que celle qui lui sera raccordée. Il aura une emprise limitée sur le projet et ses feux de signalisations assureront la sécurité des usagers. Le graphique suivant définit l'acceptabilité d'une perte de priorité vis-à-vis du trafic, validant ainsi le choix effectué :

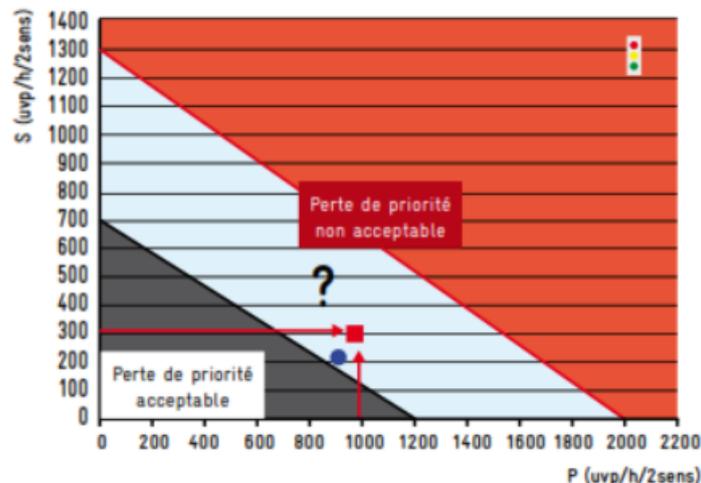


Figure 32 : Graphe définissant l'acceptabilité d'une perte de priorité vis-à-vis du trafic, (Guide d'aménagement des carrefours, Mai 2016)

De manière plus explicite, ce type de carrefour présente les avantages suivants :

- Une maîtrise du trafic : orientation des flux, priorité, fluidification du trafic sur certains tronçons ;
- Discretion : La modification des durées de temps de vert ou de rouge est peu sujette à contestation.
- Souplesse : Adaptation aux variations de flux et aux changements de contexte
- Sécurité : Sauf cas exceptionnels, le feu rouge protège très efficacement ceux qui passent sur les mouvements qui sont au vert.

Annexe II : DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE CHAUSSEE, SIGNALISATION ET SECURITE ROUTIERE, ECLAIRAGE PUBLIC

1. La chaussée

Du point de vue constructif les chaussées peuvent être groupées en trois grandes catégories :

❖ Chaussée souple.

Les chaussées souples sont constituées par des couches superposées de matériaux non susceptibles de résistance notable à la traction. Les couches supérieures sont généralement plus résistantes et moins déformable que les couches inférieures. Pour une assurance parfaite et un confort idéal, la chaussée exige généralement pour sa construction, plusieurs couches exécutées en matériaux différents, d'une épaisseur bien déterminée, ayant chacune un rôle aussi bien défini. En principe une chaussée peut avoir en ordre les 04 couches principales suivantes :

a) Couche de roulement :

La couche de surface constituant la chape (couche de surface) de protection de la couche de base par sa dureté et son imperméabilité et devant assurer en même temps la rugosité, la sécurité et le confort des usagés. Elle est en contact direct avec les pneumatiques des véhicules et les charges extérieures. Elle encaisse les efforts de cisaillement provoqués par la circulation. Une couche de liaison joue un rôle transitoire avec les couches inférieures. Son épaisseur en général varie entre 5 et 10cm.

b) Couche de base :

La couche de base joue un rôle essentiel, elle existe dans toutes les chaussées et assure la résistance mécanique aux charges verticales induites par le trafic. Elles répartissent les pressions sur la plate-forme support afin de maintenir les déformations à ce niveau dans des limites admissibles. Elle reprend les efforts verticaux et repartis les contraintes normales qui en résultent sur les couches sous-jacentes.

L'épaisseur de la couche de base varie entre 10 et 25 cm.

c) Couche de fondation :

Généralement en matériaux non traités, elle substitue en partie le rôle du sol support, en permettant l'homogénéisation des contraintes verticales transmises par le trafic. Assurer un bon uni et bonne portance de la chaussée finie, et aussi, elle a le même rôle que celui de la couche de base.

d) Couche de forme :

La couche de forme est une structure plus ou moins complexe qui sert à adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou de terrain naturel aux caractéristiques mécaniques, géométriques et thermiques requises pour optimiser les couches de chaussée. Sa présence dépend fortement des caractéristiques du sol en place mais aussi du trafic attendu.

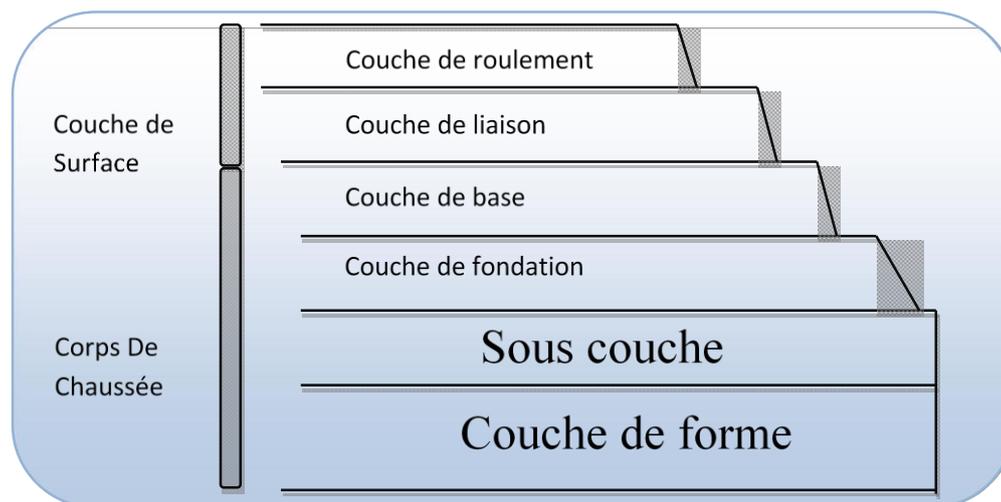


Figure 33: Structure d'une chaussée souple, (Le département de SEINE & MARINE 7, 2013)

❖ **Chaussée semi-rigide.**

On distingue :

- Les chaussées comportant une couche de base (quelques fois une couche de fondation) traitée au liant hydraulique (ciment, chaux, etc...).
- Celle avec couche de roulement en enrobé hydrocarboné
- Les chaussées comportant une couche de base ou une couche de fondation en sable gypseux.

❖ Chaussée rigide.

Comportant des dalles en béton (correspondant à la couche de surface de la chaussée souple) qui, en fléchissant élastiquement sous les charges, transmettent les efforts à distance et les répartissent ainsi sur une couche de fondation qui peut être une grave stabilisé mécaniquement : elle peut être traitée aux liants hydrocarbonés ou aux liants hydrauliques. Ce type de chaussée est pratiquement inexistant Au Cameroun (sauf pour les chaussées aéronautiques).

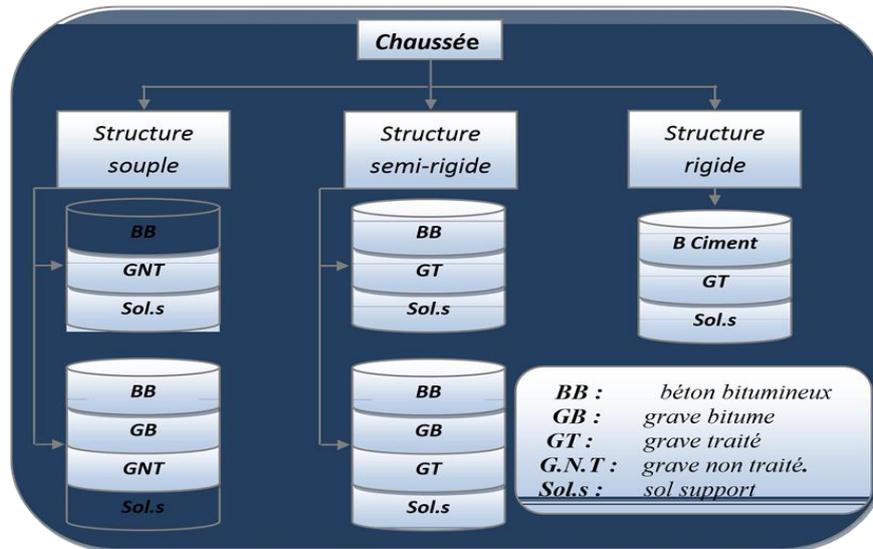


Figure 34: Les types de chaussée, (CCTP type Chaussée, Mars 2013)

2. Le revêtement de la chaussée

- Uni

L'uni est une notion servant à la description des défauts géométriques du profil de la chaussée susceptibles de compromettre la sécurité et le confort de l'utilisateur. On considère en général de façon séparée, l'uni longitudinal et l'uni transversal. L'uni longitudinal obtenu sur la couche de surface est fonction de l'uni de la couche sur laquelle elle est réalisée, de la technique utilisée, de la méthode et de la qualité de la mise en œuvre. L'évolution de l'uni longitudinal et de l'uni transversal résulte de la déformation du sol support (voire du corps de chaussée dans certains cas) et de l'orniérage de la couche de surface. La couche de liaison se justifie tout particulièrement dans le cas d'une couche de roulement très mince et dans des zones sensibles à l'orniérage de par la sévérité des sollicitations (rampes, zones de freinage...). L'uni longitudinal est relevé au moyen de l'analyseur de profil en long, APL (norme NF P 98-218-3 et 4) et est apprécié par un index ou en termes de notes d'uni par gamme de longueurs d'onde.

Les déformations transversales peuvent être relevées avec diverses méthodes (NF P 98-219-1, 2 et 3) telles que les transversoprofilomètres à laser ou à ultrason.

- L'adhérence

L'adhérence des véhicules dépend de la texture de surface de la couche de roulement. Elle peut être appréciée par des mesures directes de coefficient de frottement par :

- L'essai au pendule SRT correspondant à un frottement à basse vitesse,
- L'essai à la remorque de glissance LPC donnant un coefficient de frottement longitudinal, CFL, à basse, moyenne et haute vitesse (NF P 98-220-2),
- L'essai à l'appareil SCRIM donnant un coefficient de frottement transversal, CFT (NF P 98220-3).

Pour qualifier la texture, qui décrit les irrégularités de la surface, on distingue :

- La macro texture (aspérités de longueur d'onde comprise entre 0,5 et 50 mm), liée à la dimension maximale des granulats et à la composition granulométrique, ainsi qu'à la mise en œuvre. La macro texture joue sur la capacité d'évacuation de l'eau à l'interface pneumatique-chaussée et sur le développement des forces de frottement à ce contact ;
- La micro texture (aspérités de longueur d'onde inférieure à 0,5 mm) liée à la nature pétrographique et au mode d'élaboration des gravillons.

- Drainabilité

Par sa nature, la couche de roulement peut favoriser l'évacuation des eaux de ruissellement soit superficiellement, soit par drainage à l'intérieur même de la couche de roulement (moyennant l'adoption de dispositions adéquates pour évacuer l'eau à la base de la couche). Cette drainabilité diminue les projections d'eau à l'arrière des véhicules en mouvement, tandis que la capacité de drainage réduit la rétention d'eau par les défauts géométriques de la chaussée.

- Les caractéristiques photométriques

Ces propriétés se rapportent à la perception visuelle de la surface de roulement par l'utilisateur. Il s'agit de la couleur, de la clarté, de la luminance et de la spéculante (capacité d'une surface à réfléchir la lumière). Il peut être fait des choix de couleur de revêtement pour créer un effet visuel (marquant par exemple l'entrée en agglomération), ou de clarté pour améliorer la perception visuelle (passage en tunnel par exemple).

Dans le cadre de notre, de nombreuses variantes de revêtement se propose à nous au vu du type de trafic. Nous avons entre autres :

- Le béton bitumineux
- Le béton de ciment
- Les pavés

Principalement utilisés dans les zones sableuses, à forte remontée d'eau, les pavés sont des matériaux de revêtement présentant de nombreux atouts tels que le coût de production et la mise en œuvre facile. Néanmoins, ils n'ont pas une grande durée de vie et sont donc sujets à des entretiens réguliers (chaque 3 à 5 ans). En outre le béton de ciment est un matériau hautement résistant, généralement utilisé pour les trafics importants, et dans des zones à fortes pente. Il présente une forte adhérence avec les pneumatiques, et peut être armé ou goujonné. Dans le cadre du présent projet, nous optons pour une chaussée revêtue en béton bitumineux car mieux adapté et maîtrisée au niveau de la mise en œuvre.

3. Caractérisation et formulation

- La dureté

Elle est caractérisée par deux principaux coefficients :

- Coefficient Los Angeles (LA) : Il caractérise la résistance aux chocs des granulats. L'essai consiste à faire subir à un échantillon de granulats une série de chocs avec des boulets en acier de nuance Z 30 C13, de 47 mm de diamètre et d'un poids de 420 à 445 g, et de déterminer la quantité de fines (éléments <1,6 mm) qui se sont produites au cours de l'essai. Le coefficient Los Angeles est calculé selon la formule suivante :

$$LA = \left(\frac{m}{M}\right) \cdot 100 \text{ où } m = \text{masse des fines au cours de l'essai,}$$

$$M = \text{masse de l'échantillon avant l'essai (} M = 5000g \text{)}$$

- Coefficient micro Deval humide (MDE) : Il caractérise la résistance à l'usure des granulats. L'essai consiste à faire subir à un échantillon de granulat de masse $M = 500$ g, un total de 12 000 tours dans un cylindre en acier en présence d'une charge abrasive et de l'eau. La charge abrasive est constituée de 2 à 4 Kg de billes de diamètre 10 mm, en acier inox de nuance Z 30 C13. Après essai, on procède à la détermination de la masse des fines (éléments < 1,6 mm) qui se sont produites au cours de l'essai. Le coefficient MDE est calculé par la formule suivante :

$$MDE = \left(\frac{m}{M}\right) \cdot 100 \text{ où } m = \text{masse des fines au cours de l'essai,}$$

$M =$ masse de l'échantillon avant l'essai ($M = 500g$)

- La forme

La forme d'un granulat est caractérisée par le coefficient d'aplatissement (CA) qui représente le pourcentage d'éléments tels que $G/E > 1,58$ avec :

G : grosseur du granulat, E : épaisseur du granulat

En pratique, l'essai consiste à fractionner un échantillon du matériau à tester au moyen d'une série de tamis et de passer le retenu de chaque tamis dans une grille à fentes parallèles. On détermine ensuite la masse des passants par chaque grille. Le coefficient d'aplatissement est alors calculé par la formule :

$$CA = \left(\sum \frac{m_i}{M} \right) \text{ où } m = \text{masse des passants à la grille } i, M \\ = \text{masse de l'échantillon soumis à l'essai}$$

- La propreté

On distingue ici la propreté des sables et celle des gravillons.

- La propreté des sables

Elle est appréciée par les essais d'équivalent de sable et de valeur au bleu de méthylène.

L'essai d'équivalent de sable consiste à faire flocculer les particules fines contenues dans un échantillon de sable au moyen d'une solution lavante et de mesurer, après un temps de repos, la hauteur du sable sédimenté (h) et la hauteur totale sédimentée du sable et du flocculat (h'). L'équivalent de sable est donné par la formule :

$$ES = \left(\frac{h}{h'} \right) \cdot 100$$

L'essai de valeur au bleu de méthylène consiste à mesurer la quantité de bleu de méthylène absorbée par un échantillon de sable et permet de renseigner sur l'activité des particules fines contenues dans cet échantillon. La valeur au bleu de méthylène (VB) est exprimée en gramme de bleu de méthylène pour 100 grammes de sable.

- Propreté des gravillons : Elle est appréciée par la valeur de la propreté superficielle qui correspond au pourcentage de particules fines (éléments < 1mm) contenues dans un échantillon de gravillons. En pratique l'essai consiste à séparer, par lavage, les particules

fines (<1mm) contenues dans un échantillon de gravette et de déterminer leur masse. La propreté superficielle est obtenue par la formule :

$$Ps = \left(\frac{m}{M}\right) \cdot 100 \text{ où } m = \text{masse des fines} < 1\text{mm},$$

$M = \text{masse initiale de l'échantillon testé}$

La propreté des gravillons ou des sables peut, également, être appréciée au moyen des limites d'Atterberg déterminées sur la fraction des éléments < 0,43 mm isolés par lavage à partir de l'échantillon à tester. Les limites concernées sont : $IP = W_l - W_p$

W_l la limite de liquidité, W_p la limite de plasticité, IP l'indice de plasticité.

- La granularité

Il s'agit de définir la classe granulaire du granulat en procédant à l'essai d'analyse granulométrique par tamisage. L'essai consiste à fractionner le matériau à tester au moyen d'une série de tamis et de déterminer par suite les pourcentages cumulés des passants à chaque tamis.

- L'angularité

Elle définit le pourcentage d'éléments concassés contenus dans un matériau donné. Elle est caractérisée par l'indice de concassage ou le rapport de concassage.

- L'indice de concassage (IC) d'un matériau d/D est égale au pourcentage de passants au tamis d'ouverture D contenus dans le matériau brut utilisé pour sa fabrication.
- Le rapport de concassage (RC) d'un matériau d_1/D_1 , fabriqué à partir d'un matériau d_2/D_2 est égal au rapport d_2/D_1
- Un matériau est dit concassé pur lorsque son rapport de concassage est supérieur à 4.

Ces différents essais ont été pratiqués par le laboratoire géotechnique et les résultats sont résumés dans le paragraphe III.2.b. Les essais d'agrément et de recette sont pratiqués conformément au CCTP. Le schéma suivant résume les modalités de réception et de stockage des granulats :

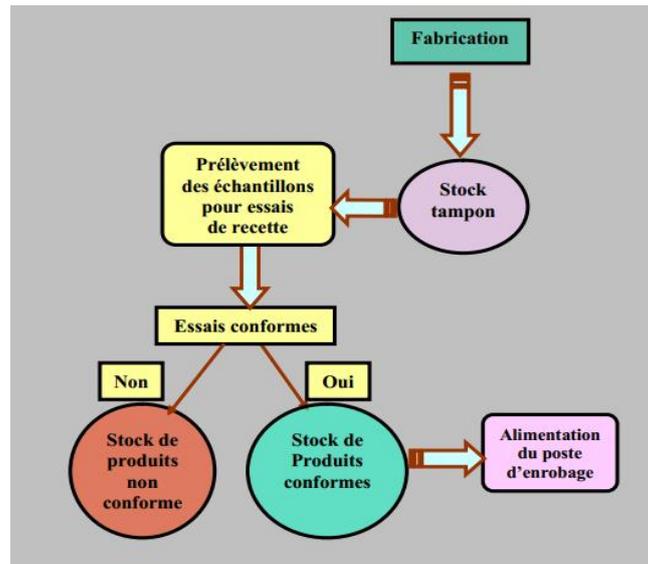


Figure 35: Modalités de réception des granulats (les bétons bitumineux, Laboratoire d'expertise d'essais et d'études)

4. Méthode de fabrication de bitumes

Quatre modes de fabrication des bitumes peuvent être distingués :

- Bitumes de distillation directe : Le résidu de distillation atmosphérique des pétroles lourds asphaltiques suivie d'une distillation sous vide conduit aux bitumes de distillation directe qui permettent de préparer toute la gamme des bitumes routiers.
- Bitumes reconstitués : Ils sont le produit de combinaison de bitumes de distillation directe et des huiles de graissage provenant du raffinage des lubrifiants par des solvants sélectifs.
- Bitumes soufflés : Ce procédé consiste à souffler de l'air dans le résidu de la distillation sous vide, porté à une température voisine de 250 °C et à obtenir directement de cette façon un bitume de caractéristiques souhaitées par exemple la pénétrabilité.
- Bitumes soufflés et reconstitués : Ce procédé consiste à souffler plus longtemps un résidu de distillation jusqu'à obtention d'un produit de haute viscosité. A partir de cette base de départ, par mélange avec d'autres produits disponibles à la raffinerie, on peut obtenir toute la gamme des bitumes routiers.

5. Formulation de béton bitumineux

Ci-après nous donnons les spécifications requises par le CPC pour les bétons bitumineux utilisés en couche de roulement :

- Granularité : Elle est définie par le fuseau granulaire suivant (EB 0/10 mm)

% de passants au tamis de : en mm			
0,08	2	6	10
5 à 9	30 à 45	65 à 80	100

Tableau 38: granularité (CPC, Maroc)

- Performances mécaniques : L'évaluation de l'aptitude au compactage, du comportement mécanique et de la tenue à l'eau d'un béton bitumineux sont traduits par une série de spécifications auxquelles doit satisfaire la formule étudiée au laboratoire. Ces spécifications sont regroupées dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Spécifications
Module de richesse K	3,45 à 3,90
Essai Marshall : Compacité %	93 à 97
Stabilité (kg) : bitume 60/70	> 1000
Fluage (mm)	< 4
Essai Duriez (LCPC) : compacité %	90 à 95
Compression (bar) : bitume 60/70	> 55
Rapport RH/RS	> 0,75

Tableau 39: performances mécaniques (CPC, Maroc)

6. Composition théorique d'un béton bitumineux :

La détermination de la composition théorique d'un béton bitumineux comporte deux phases principales :

- Détermination de la courbe granulométrique du mélange minéral. On pourra, éventuellement, déterminer plusieurs mélanges possibles ;
- Déterminer les teneurs en bitume possibles pour chacun des mélanges granulaires fixés.

A partir des courbes granulométriques moyennes des différentes classes granulaires choisies pour la réalisation de l'étude de formulation, on compose un mélange minéral dont la courbe granulométrique est inscrite dans les limites du fuseau défini par les spécifications. Plusieurs

méthodes sont utilisées pour la détermination des courbes de mélanges. On examinera dans la suite l'une des méthodes les plus simples et rapides.

La méthode consiste à :

- Tracer sur le même graphique les courbes granulométriques moyennes des classes granulaires choisies pour la composition du mélange granulaire, le fuseau granulométrique relatif au mélange minéral des enrobés étudiés et la courbe médiane de ce fuseau ;
- Tracer la droite joignant le point correspondant à 5% de passants sur la courbe de la première gravette, au point correspondant à 95 % de passants sur la courbe de la deuxième gravette (ordre décroissant des Dmax). Le point d'intersection de cette droite avec la courbe médiane du fuseau détermine le pourcentage pondéral de la première gravette dans le mélange minéral.

Les opérations 2 et 3 sont répétées pour l'obtention des proportions des autres classes granulaires. En général, les proportions déterminées par cette méthode sont difficiles à appliquer lors des réglages des postes d'enrobage, c'est pour cette raison que des ajustages sont nécessaires pour arrondir ces proportions à des valeurs facilement applicables en pratique. Dans le cadre de ce projet, la représentation des fuseaux est donnée sur la figure suivante :

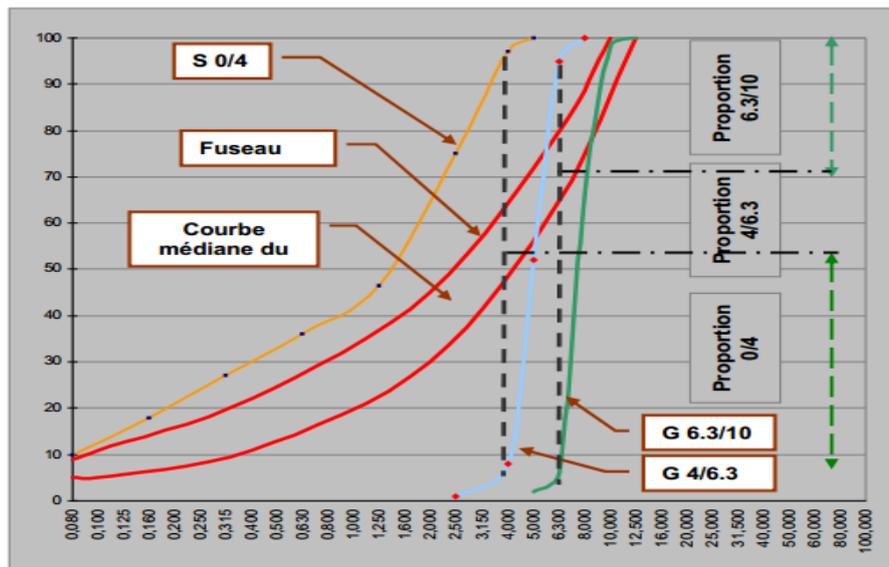


Figure 36: représentation des fuseaux

Les teneurs en bitumes qui serviront pour la réalisation de l'étude de formulation seront fixées par le module de richesse K et la surface spécifique Σ du mélange minéral retenu.

- Le module de richesse K symbolise l'épaisseur du filme de bitume qui enrobe les granulats. Il est cerné par les spécifications dans une fourchette de 3,45 à 3,90.
- La surface spécifique caractérise la surface globale développée par les grains constitutifs du mélange minéral. Elle est calculée à partir de la courbe granulométrique par la relation :

$$\Sigma = 0,2. g + 2,2. S + 12. s + 135. f \text{ exprimée en m}^2/\text{kg, avec :}$$

- g : % d'éléments > 6,3 mm égal à 100
- S : % d'éléments compris entre 6,3 et 0,315 mm égal à 75,1
- s : % d'éléments compris entre 0,315 et 0,08 mm égal à 14,9
- f : % d'éléments < 0,08 mm égal à 5,1

La relation liant la teneur en bitume de l'enrobé à la surface spécifique conventionnelle du mélange minéral est traduite par la formule suivante :

$$P = \alpha . K . (\Sigma)^{\frac{1}{5}} \text{ avec}$$

: P la teneur en bitume en %, α le coefficient correcteur tenant compte

de la masse volumique des granulats,

$$\alpha = \frac{2,65}{MVRg}$$

➤ **Vérification expérimentale de la formule théorique**

La vérification expérimentale de la formule théorique des enrobés étudiés consiste à procéder aux études suivantes :

- Étude de la compactabilité au moyen de l'essai MARSHALL ou de l'essai de compactage à la presse à cisaillement giratoire (PCG)
- Étude de la tenue à l'eau de l'enrobé au moyen de l'essai DURIEZ (essai LCPC)

Le principe de ces études consiste à fabriquer au laboratoire des gâchées expérimentales à partir d'un mélange minéral M1 et un dosage en bitume b1 correspondant à un module de richesse proche de la moyenne de la fourchette spécifiée. Si les résultats des essais de compactabilité sont satisfaisants, ces essais seront reconduits avec le même mélange minéral est des dosages en bitume b2 et b3 situés de part et d'autre du dosage b1 et ce afin d'apprécier les variations des paramètres de compactage en fonction de la teneur en bitume de l'enrobés. Lorsque les essais de compactabilité auront abouti à des résultats insuffisants, ils seront repris avec un autre

mélange minéral M2 et un dosage en bitume b1 et le reste de l'étude est entamé en cas de résultats satisfaisants.

Le couple (Mi ; bi) de mélange minéral et de dosage en bitume ayant conduit à des résultats satisfaisants pour les essais de compactabilité, servira pour la fabrication de la gâchée expérimentale pour les essais de tenue à l'eau, l'essai LCPC. L'enchaînement de la réalisation de ces études est schématisé ci-après :

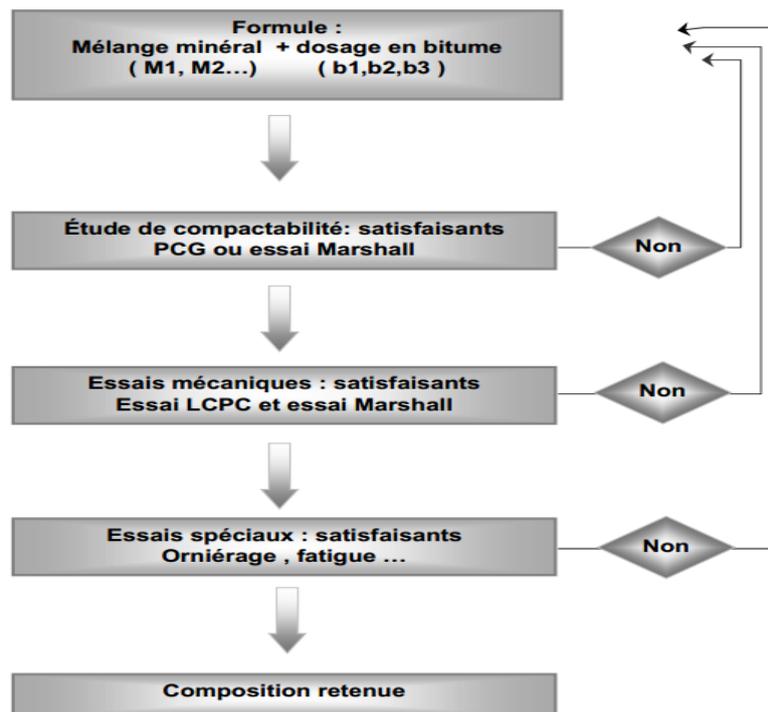


Figure 37: Etapes de vérification expérimentale d'une formule de béton bitumineux, (BOUMADIANE, n.d.)

7. Calcul manuel des contraintes et déformations admissibles

Le logiciel alizé LCPC met en œuvre la méthode rationnelle de dimensionnement mécanique des structures de chaussées développée 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 entrainera un entretien ou une réfection de ladite chaussée, sans intervention structurelle dans l'intervalle.

Les facteurs pris en compte pour le dimensionnement de la chaussée sont entre autres :

- Le trafic
- L'environnement
- La plateforme support des chaussées
- Les matériaux de chaussée
- La qualité de réalisation

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.

- GUIDE DE CONCEPTION

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 δ 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 :

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

c : coefficient reliant la variation de déformation (ou de contrainte) dans la chaussée à la variation aléatoire d'épaisseur Δh , ($\log \varepsilon = \log \varepsilon_0 - \Delta h$), pour les chaussées courantes il est de 0.02 cm^{-1} .

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

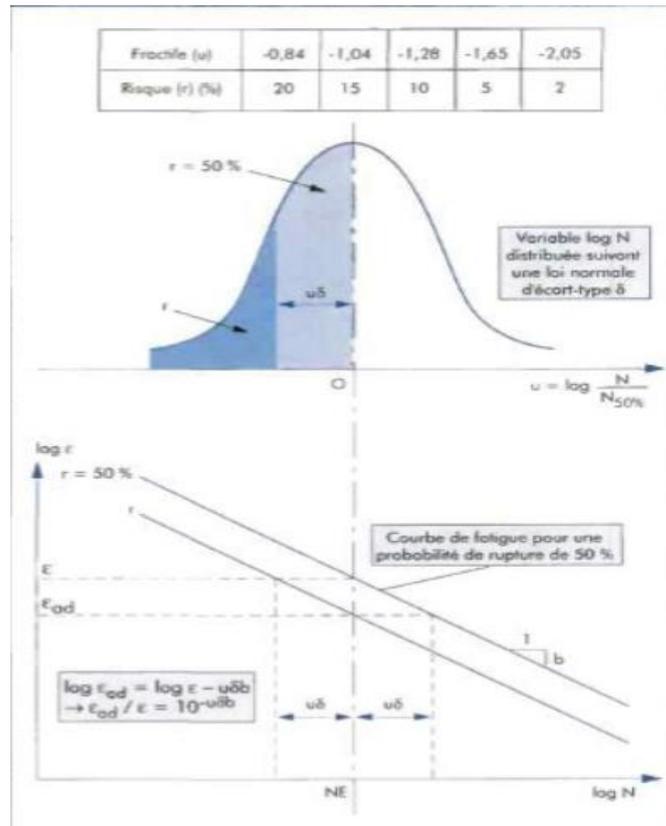


Figure 38: Choix du facteur u en fonction du risque r (Conception et dimensionnement des structures de chaussée)

Détermination de l'allongement $\epsilon_{t,ad}$ admissible à la base des couches bitumineuses

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

$\epsilon(NE, \theta_{eq}, f)$: déformation pour laquelle la rupture conventionnelle en flexion sur éprouvette est obtenue au bout de NE cycles avec une probabilité de 50 %, pour la température équivalente θ_{eq} , et à la fréquence f caractéristique des sollicitations subies par la couche considérée.

La loi de fatigue des matériaux bitumineux est représentée par une relation du type :

$$\epsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \epsilon_6(\theta_{eq}, f) \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b$$

La loi de fatigue est généralement établie expérimentalement pour une température de 10°C et une fréquence de 25 Hz. On considère usuellement pour les couches d'assise que la fréquence caractéristique des sollicitations est de l'ordre de 10 Hz et que la correction de fréquence entre 10 et 25 Hz sur la valeur de ϵ_6 peut être négligée pour les températures moyennes. On obtient alors

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

	$\varepsilon_6 (10^\circ\text{C} ; 25 \text{ Hz})$ (10^{-6})	-1/b	SN	Sh	k_c
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 39: Valeurs des coefficients de ε_6 , b, SN, Sh, Kc en fonction des couches bitumineuses (guide de conception et de dimensionnement des chaussées).

θ	E (θ °C ; 10 Hz) en MPa						E (15 °C) (MPa)	ν
	-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 40: Choix de l'élasticité pour téta équivalent et pour 10° en fonction du type de couche bitumineuse (1994)

Kr 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)

δ : 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

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

Tableau 40: Coefficient K_s en fonction du module d'élasticité (guide de conception et de dimensionnement des chaussées)

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

Pour effectuer les calculs, il nous faut les différents modules des matériaux qui sont notés ci-dessous

Tableau 41: Modules d'élasticité des couches de chaussées (guide de conception et de dimensionnement des chaussées)

Nature du matériaux	Module (MPa)
Béton bitumineux à 25°C	2450
Concassé 0/31,5 (CBR 93 à 95% OPM et 4j IMB)	465
Graveleux latéritique naturel (CBR >39 à 95% OPM et 4j IMB)	195
Plateforme (en matériau de type S4)	75
Grave ciment GC3	23000

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

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

$$-1/b = 5 \text{ d'où } b = -0,2$$

$$K_c = 1,1$$

$$K_s = 1$$

$$E(10^\circ) = 7200 \text{ MPa}$$

$$E(\theta_{eq}) = 2450 \text{ MPa}$$

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

$$SN = 0,25$$

$$Sh = 0,01$$

$$c = 0,02$$

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

$$K_r = 10^{-(-1,28 \times (-0,2) \times 0,25)} = 0,86$$

$$\varepsilon_{t,adm} = 100^{-6} \times \left(\frac{1,8 \times 10^6}{10^6} \right)^{-0,1} \times \left(\frac{7200}{2450} \right)^{0,5} \times 1,1 \times 0,86 \times 1 = 142,24 \mu def$$

Pour les graves naturels non traités

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

Avec A pris égal à 12000 car $NE > 250000$

$$\varepsilon_{z,adm} = 12000 \times (1,8 \times 10^6)^{-0,222} = 490,4 \mu def$$

En supplément pour le sol support et les matériaux non traités, on a la contrainte admissible donnée par :

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

Couches	Contraintes (MPa)
Concassé 0/31,5	5,19
Grave latéritique	2,18
Sol support	0,84

Tableau 42: Contraintes verticales admissible sur sol support et matériaux non traités.

Dans l'éventualité avec amélioration de la couche de base au ciment, on aurait une contrainte de traction admissible

$$\sigma_{t,adm} = \sigma_6 \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times K_c \times K_r \times K_s \times K_d$$

$$= 0,75 \times \left(\frac{1,8 \times 10^6}{10^6}\right)^{-0.1} \times 1,4 \times 0,95 \times 1 \times 0,8 = \mathbf{0,752 \text{ MPa}}$$

K_r est déterminé par la même relation que celle avec les couches bitumineuses en prenant 1/b = -15.

8. Calcul sur ALIZE LCPC des contraintes et déformations admissibles

- Calcul de Valeur admissible - matériau : bitumineux – bb

Données de trafic :

$$\text{Trafic cumulé NPL} = 75/100 \times 3 \times 10^6 = 2,25 \times 10^6 \text{ PL}$$

$$\text{Coefficient CAM} = 0,8$$

$$\text{Essieux équivalents NE} = 1800000 \text{ essieux standards}$$

Données sur le matériau :

$$\text{Epsilon}_6 = 100,00 \text{ }\mu\text{déf}$$

$$\text{Pente inverse } 1/b = -10,00$$

$$\text{TétaEq} = 25^\circ\text{C}$$

$$\text{Module E}(10^\circ\text{C}) = 7200 \text{ MPa}$$

Module E(TétaEq) = 2450 MPa

Ep. Bitumineuse struct. = 0,050 m

Écart type Sh = 0,010 m

Écart type SN = 0,250

Risque = 5,0%

Coefficient Kr = 0,815

Coefficient Ks = 1

Coefficient Kc = 1,1

EpsilonT admissible = **136,6 µdéf**

Calcul de Valeur admissible - matériau traité au liant hydraulique – GC3

Trafic cumulé NPL = 2,25 x10⁶ PL

Coefficient CAM = 1,3

Essieux équivalents NE = 2,925 x10⁶ essieux standards

Données sur le matériau :

Sigma6 = 0,75 MPa

Pente inverse 1/b = -15,00

TétaEq = 25°C

Module E = 23000 MPa

Écart type Sh = 0,030 m

Écart type SN = 1

Risque = 5,0%

Coefficient Kr = 0,72

Coefficient Ks = 1

Coefficient Kc = 1,4

Nu = 0,25

SigmaT admissible = **0,7 MPa**

Calcul de Valeur admissible - matériau : gnt et sols

Données de trafic :

Trafic cumulé NPL = 2,25 x10⁶ PL

Trafic cumulé équivalent NE :

Coefficient CAM = 1

Essieux équivalents 2250000 essieux standard

Données sur le matériau :

Coefficient A = 12000

Exposant = -0,2220

EpsilonZ admissible = 466,7 µdéf

Pour la variante retenue, un premier calcul avec 5BB-20CB-20CF nous a donnée des contraintes élevées par rapport au contraintes admissibles comme présenté sur la figure suivante :

épais. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,050	2450,0 collé	0,350	0,000	-147,9	-0,097	-96,9	0,658
			0,050	-171,4	-0,333	318,9	0,556
0,200	465,0 collé	0,350	0,050	-171,4	0,067	923,1	0,556
			0,250	-351,6	-0,153	459,0	0,121
0,200	195,0 collé	0,350	0,250	-351,6	-0,029	683,7	0,121
			0,450	-312,8	-0,059	450,1	0,051
infini	75,0	0,350	0,450	-312,8	-0,006	710,7	0,051

Les valeurs 171, 459, 450, 710 concernant respectivement les couches de revêtement, base, fondation et sol support ne sont pas bonne pour valider la formule de chaussée retenue.

9. VERIFICATION ET OPTIMISATION DE LA CHAUSSEE RETENUE PAR LE LOGICIEL ALIZE-LCPC

Les résultats fournis dans un premier temps nous donnent des valeurs sous essieux standard très éloignés des valeurs admissibles. Cet écart se justifie par le fait que les matériaux mis en place ne présentent pas les caractéristiques suffisantes pour recevoir le trafic estimé au cours de la durée de vie de la chaussée. Les fissurations routières se propageant du bas vers le haut de la chaussée, il est donc impératif de trouver des solutions qui vont contribuer à augmenter le module des couches sous-jacentes. Les solutions proposées ici sont celles d'un béton de sol ou encore litho stabilisation, au niveau de la couche de fondation, du grave ciment ou encore bitume en couche de base. Si les solutions en matériaux naturelles ne satisfont pas aux conditions admissibles, nous passerons à une amélioration afin de garantir la durée de service de la chaussée.

a. Le béton de sol en couche de fondation

C'est un procédé d'amélioration naturelle des matériaux constitutifs d'un corps de chaussée, basée sur le mélange suivant une proportion bien définie d'une grave latéritique et de concassés ou tout venant de carrière (*Commission de normalisation "assises de chaussées", 2006*), (MM. A. ANDRIEUX ; B. BAMBA ; F. X. CASENEUVE ; A. CAVE ; M. COSYN ; et al., 1980). Ce procédé a été mis au point dans le cadre d'un projet dans la ville de Bertoua, avec des matériaux présentant pratiquement les mêmes propriétés physique, mécanique et d'état que ceux présent dans nos carrières et sites d'emprunt.

Des essais ont été effectués avec les formules 85%GLA + 15% de 0/31,5, 80%GLA + 20% de 0/31,5, 75%GLA + 25% de 0/31,5, 70%GLA + 30% de 0/31,5. Les résultats obtenus à l'issue de cette expérience sont consignés dans les tableaux suivants :

Tableau 43: Identification des matériaux composites (LABOGENIE)

NATURE DU MATERIAU	N° Puits	W% Nat.	γ_s (t/m ³)	LA		Passant tamisat de 80 μ	OPM		CBR 95% OPM	CLASS.HRB
				LL	IP		γ_d (t/m ³)	ω (%)		
Grave limoneuse	1	30,9	2,818	60,8	27,3	21,8	2,0936	10,6	55,9	A-2-6 (1)
Grave concassée 0/31,5	1	2,8	2,815	72,1	64,6	3	2,2855	6,5	100	/

Tableau 44: Formulation d'un béton de sol à 85%GLA + 15% de 0/31.5 (LABOGENIE, 2019)

NATURE DU MATERIAU	W%Nat.	LA	ANALYSE GRANULOMETRIQUE						OPM		CBR 95% OPM 4j d'imbibition	CLASS.HRB
		IP	0,08	0,425	2	5	10	20	γ_d (t/m ³)	ω (%)		
Béton de sol	60,4	23,7	23,6	30,3	34,2	46,3	68,8	88,9	2,1097	11,2	72,6	A-2-6 (1)

Tableau 45: Formulation d'un béton de sol à 80%GLA + 20% de 0/31.5 (LABOGENIE, 2019)

NATURE DU MATERIAU	W%Nat.	LA	ANALYSE GRANULOMETRIQUE						OPM		CBR 95% OPM 4j d'imbibition	CLASS.HRB
		IP	0,08	0,425	2	5	10	20	γ_d (t/m ³)	ω (%)		
Béton de sol	56,8	23,9	16,1	19,4	26,2	37,7	61,1	86,3	2,1692	9,3	49,7	A-2-6 (0)

Tableau 46: Formulation d'un béton de sol à 75%GLA + 25% de 0/31.5 (LABOGENIE, 2019)

NATURE DU MATERIAU	W%Nat.	LA	ANALYSE GRANULOMETRIQUE						OPM		CBR 95% OPM 4j d'imbibition	CLASS.HRB
		IP	0,08	0,425	2	5	10	20	γ_d (t/m ³)	ω (%)		
Béton de sol	56,9	24,5	22,2	26,4	33,6	45,6	66,6	89,3	2,1838	9,5	86,4	A-2-6 (1)

Tableau 47: Formulation d'un béton de sol à 70%GLA + 30% de 0/31,5 (LABOGENIE, 2019)

NATURE DU MATERIAU	W%Nat.	LA	ANALYSE GRANULOMETRIQUE						OPM		CBR 95% OPM 4j d'imbibition	CLASS.HRB
		IP	0,08	0,425	2	5	10	20	γ_d (t/m ³)	ω (%)		
Béton de sol	54,3	23,4	17,5	21	27,8	38,2	60,4	86,5	2,1963	9,3	61,3	A-2-6 (0)

Suivant ces résultats, nous pouvons donc dire que la formulation 75%GLA + 25% de 0/31,5 est la mieux adaptée car fournissant des résultats optimaux. Ainsi, le nouveau CBR de notre couche de fondation sera de 86,4 pour un module d'élasticité de 432 MPa.

L'optimisation avec le logiciel en faisant varier les couches de chaussée jusqu'à obtenir des valeurs acceptables nous donne une formule 04BB-25CB-30CF dont les contraintes calculées sont présentées sur la figure suivante :

épais. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,040	2450,0 collé	0,350	0,000	-207,9	-0,340	-25,9	0,658
			0,040	-128,1	-0,147	293,2	0,617
0,250	465,0 collé	0,350	0,040	-128,1	0,076	963,0	0,617
			0,290	-152,0	-0,023	300,3	0,131
0,300	432,0 collé	0,350	0,290	-152,0	-0,017	313,7	0,131
			0,590	-172,4	-0,092	210,1	0,030
infini	75,0	0,350	0,590	-172,4	-0,003	417,3	0,030

Tableau 48: validation de la variante optimisée (Alize LCPC)

Désignation		Valeurs admissibles	Valeurs calculées	Observations
Trafic équivalent PL		$1,8 \times 10^6$	-	-
Couche de roulement (ϵ_t)		136,6µdef	128,1	OK
Grave non traitée	ϵ_z Base	466,7 µdef	300,3	OK
	ϵ_z Fondation		210,1	
	σ_z concassé	5,18 MPa	0,131	OK
	σ_z fondation	2,18 MPa	0,03	OK
Sol support	ϵ_z	466,7 µdef	417,3	OK
	σ_z	0,84 MPa	0,03	OK

Ces valeurs sont à première vues acceptables mais ne peuvent être validée car la valeur de déflexion obtenue est de 51,6 qui est supérieure à 50 mm/100. De plus le revêtement de 4cm de BB ne semble pas adapté vu le relief particulier de la zone et le trafic qu'il devra supporter.

Nous jugeons donc impératif de penser à un changement de matériaux ou alors à une amélioration. Cette dernière option restant très couteuse, nous pouvons songer à remplacer les concassées 0/31.5 de CBR à 93 par ceux provenant d'une autre carrière de la ville possédant un CBR de 110. Les renseignements obtenus auprès des ingénieurs et géotechniciens sur place par rapport à la disponibilité d'un tel matériau conforte cette idée.

Suivant ces nouveaux critères, nous pouvons alors proposer une structure de **5 cm de BB, 25 cm de concassés 0/31.5 (CBR = 110) et 30 cm de béton de sol**. Avec cette variante, les résultats obtenus sont les suivants :

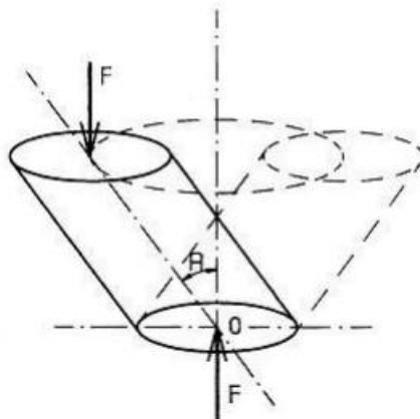
épais. (m)	module (MPa)	coefficient Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdef)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdef)	SigmaZ (MPa)
0,050	2450,0 collé	0,350	0,000	-155,5	-0,204	-45,6	0,658
			0,050	-137,2	-0,198	289,2	0,576
0,250	550,0 collé	0,350	0,050	-137,2	0,075	795,4	0,576
			0,300	-147,1	-0,043	253,0	0,118
0,300	432,0 collé	0,350	0,300	-147,1	-0,021	289,4	0,118
			0,600	-160,6	-0,086	196,6	0,028
infini	75,0	0,350	0,600	-160,6	-0,003	388,2	0,028

Désignation		Valeurs admissibles	Valeurs calculées	Observations
Trafic équivalent PL		$1,8 \times 10^6$	-	-
Couche de roulement (ε_t)		143 μdef	137,2	OK
Grave non traitée	ε_z Base	466,5 μdef	253	OK
	ε_z Fondation		196,6	
	σ_z concassé	5,18 MPa	0,118	OK
	σ_z fondation	2,18 MPa	0,03	OK
Sol support	ε_z	466,5 μdef	388,2	OK
	σ_z	0,84 MPa	0,03	OK

10. Essai de vérification de formulation de bitumes

- Essai de compactage à la PCG : NF P 98-252

Cet essai a pour objectif de déterminer l'évolution du pourcentage des vides d'un enrobé bitumineux soumis à un compactage isotherme, obtenu par combinaison d'un cisaillement giratoire et d'une force axiale. L'essai consiste à faire subir à une éprouvette d'enrobé n rotations avec une inclinaison d'un angle au sommet de $2\alpha = 2^\circ$ et en appliquant une force de 12 KN avec des vitesses de rotation de 6 à 32 Tr/min. La hauteur de l'éprouvette est mesurée au cours de l'essai à différents nombres de giration.



Les résultats obtenus sont représentés sous forme d'un graphique avec en ordonnées le pourcentage des vides et en abscisse le nombre de girations. La compacité absolue pouvant être atteinte sur chantier avec un atelier normal de compactage pour une épaisseur e (en cm) est celle obtenue à la PCG pour un nombre de giration $n = 10 e$.

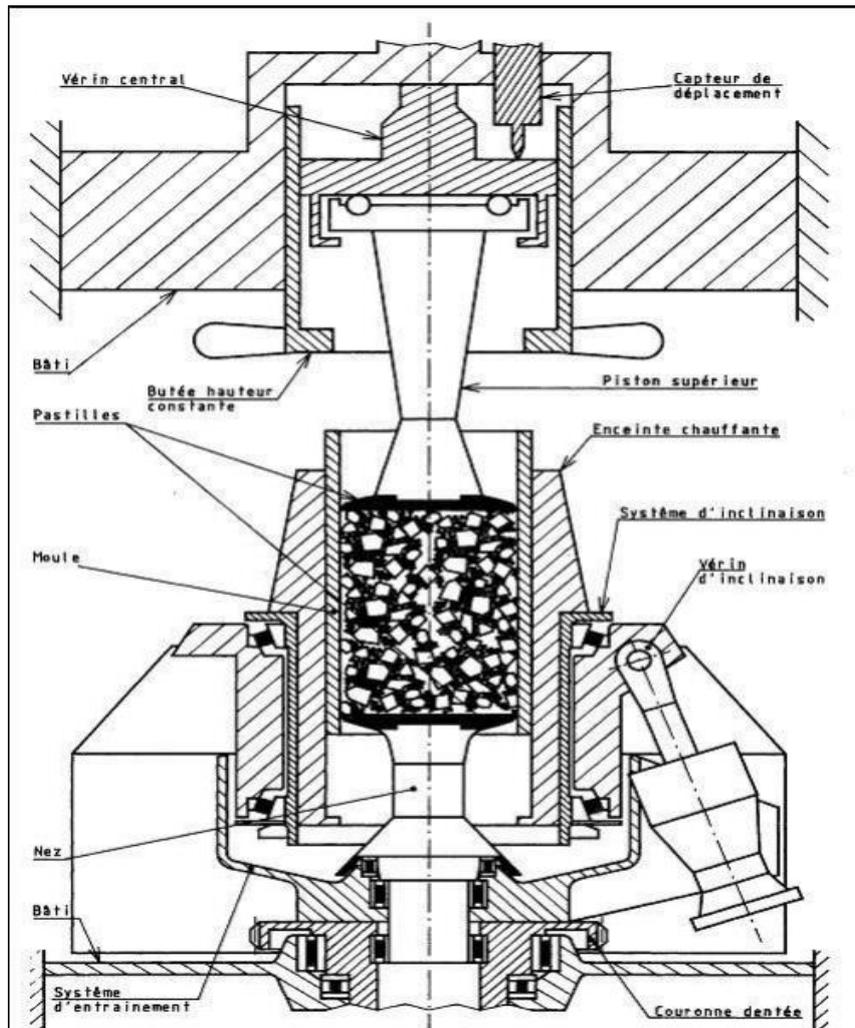
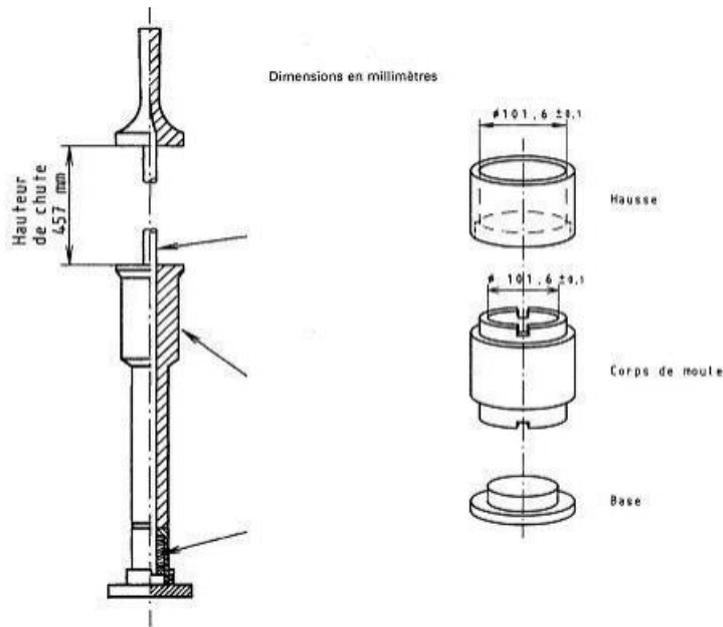


Figure 41: Schéma du principe de compactage à la PCG (les bétons bitumineux, Laboratoire d'expertise d'essais et d'études)

La compactabilité à la PCG d'une formule de béton bitumineux est jugée satisfaisante lorsque la compacité à 10 girations est inférieure à 89 %, la compacité à 60 girations est comprise entre 92 et 96 %. De plus, parmi les formules testées, on retiendra celle présentant l'évolution la plus rapide de la compacité : droite de plus forte pente.

- Essai Marshall : NF P 98-251-2

Le but de cet essai est de déterminer, pour une température et une énergie de compactage données, le pourcentage des vides, la stabilité et le fluage Marshall d'un enrobé bitumineux. Le principe de l'essai consiste à confectionner des éprouvettes d'enrobés bitumineux par compactage, dans des moules cylindriques, au moyen d'une dame normalisée. L'énergie de compactage correspond à 50 coups de dame sur chaque face de l'éprouvette.



Moule et dame Marshall

Les éprouvettes ainsi confectionnées serviront pour :

- ✓ Déterminer la compacité de l'enrobé :

La compacité de l'éprouvette de l'enrobé est donnée par la formule :

$$C = \frac{Mva}{Mvr}$$

Où Mva : masse volumique par pesée hydrostatique (g/cm³)

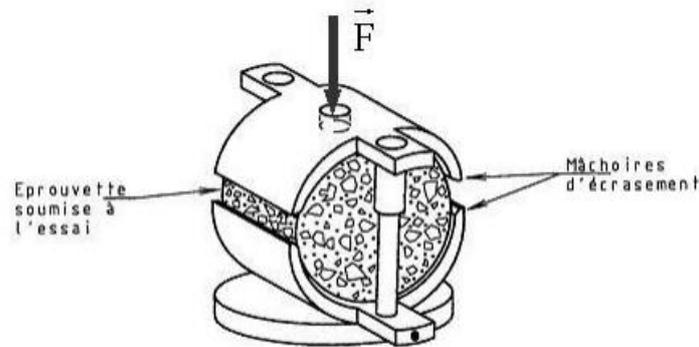
Mvr : masse volumique pleine des enrobés, calculée comme suite :

$$Mvr = \frac{100 + b}{\sum \frac{P_i}{M_{vgi}} + \frac{b}{Mvb}}$$

- b = dosage en bitume en %
- pi = pourcentage en poids du i^{ème} constituant granulaire en %
- Mvgi = masse volumique réelle du i^{ème} constituant granulaire
- Mvb = masse volumique du bitume prise égale à 1 g/cm³

- ✓ Déterminer la stabilité Marshall

Il s'agit de l'effort maximum de rupture (en daN) de l'éprouvette ayant été comprimée suivant une génératrice dans un moule d'écrasement et par une presse dont la vitesse d'avancement est réglée à 0,85 mm/s.



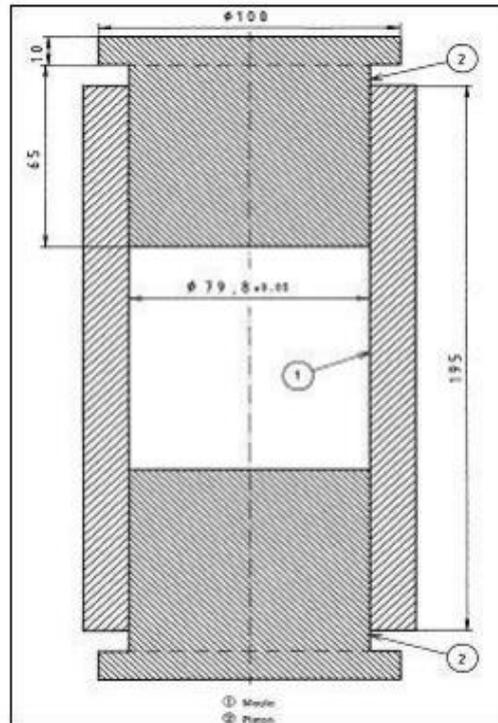
✓ Déterminer le fluage Marshall

C'est l'affaissement en 1/10 de mm, de l'éprouvette au moment de la rupture. La compactabilité par l'essai Marshall consiste à déterminer l'évolution de la compacité de l'enrobé en fonction de l'énergie de compactage. On détermine la compacité d'éprouvettes Marshall confectionnée à des énergies de 25, 50 et 75 coups de dame. On trace alors la courbe compacité absolue en fonction de l'énergie de compactage. La compactabilité est jugée satisfaisante lorsque la compacité à 50 coups est comprise entre 93 et 97 %. De la même façon que la PCG on retiendra la formule présentant l'évolution la plus rapide de la compacité traduisant une maniabilité optimale du mélange hydrocarboné.

- Essai LCPC ou Duriez : NF P 98-251-1

L'essai LCPC a pour but de déterminer, pour une température et un compactage donné, la tenue à l'eau d'un enrobé bitumineux à chaud à partir du rapport des résistances à la compression avec et sans immersion. L'essai est généralement réalisé à une température de 18°C et consiste à fabriquer, par compactage statique à double effet sous une charge de 60 KN et pendant un temps de charge de 300 s, deux lots d'éprouvettes qui seront conservés comme suit :

- ✓ 1^{er} lot : conservé à sec pendant 7 jours à une température de 18 °C et une hygrométrie de 50 %
- ✓ 2^{ème} lot : immergé dans l'eau pendant 7 jours à une température de 18 °C.



Dimensions du moule pour éprouvettes LCPC d'un béton bitumineux

Après le temps de conservation, on détermine la résistance à la compression simple des éprouvettes :

- R_s : résistance des éprouvettes conservées à sec (en bar)
- R_h : résistance des éprouvettes immergées (en bar)

La tenue à l'eau est appréciée par le rapport R_h/R_s qui doit être supérieur à 0,75 pour un béton bitumineux 0/10. On pourra déterminer, aussi, la compacité LCPC (ou le pourcentage des vides) en faisant le rapport de la masse volumique par pesée hydrostatique des éprouvettes et la masse volumique pleine des enrobés. Cette compacité servira pour le contrôle de compactage de l'enrobé sur chantier.

Annexe III : ETUDES HYDROLOGIQUES ET HYDRAULIQUES

I. ETUDES HYDROLOGIQUES

1. 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 1992 à 2016 de la station de Yaoundé. Cette analyse fréquentielle se fera avec la loi de Gumbel car étant la plus appropriée pour l'analyse des données maximales. Les caractéristiques de la série de pluies à étudier sont les suivants :

Moyenne= 65,2 mm

Ecart-type= 9,32 mm

Coefficient de variation= 0,143

Paramètre de position $x_0 = 61,02$ avec $x_0 = \text{moyenne} - \mathbf{0,577/a}$

Paramètre d'échelle $a = 0,138$ car $1/a = 7,23$ avec $1/a = 0,780 \times \text{Ecart-type}$

Le tableau 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 49: fréquences expérimentales (Ministère des transports, 2016)

Année	Pluie journalière maximale (mm)	Rang	Fréquence (Hazen)	Ug
1992	50	1	0,011905	-1,488584
1993	50	2	0,035714	-1,203634
1994	55	3	0,059524	-1,037226
1995	55	4	0,083333	-0,910235
1996	57	5	0,107143	-0,803611
1997	58	6	0,130952	-0,709474
1998	58	7	0,154762	-0,623726
1999	59	8	0,178571	-0,543931
2000	61	9	0,202381	-0,468505
2001	61	10	0,226190	-0,396342
2002	62	11	0,250000	-0,326634
2003	62	12	0,273810	-0,25876
2004	64	13	0,297619	-0,192223
2005	67	14	0,321429	-0,126615
2006	68	15	0,345238	-0,061585
2007	68	16	0,369048	0,0031754

2008	70	17	0,392857	0,0679478
2009	70	18	0,416667	0,1329958
2010	71	19	0,440476	0,1985743
2011	71	20	0,464286	0,2649359
2012	75	21	0,488095	0,3323382
2013	75	22	0,511905	0,4010498
2014	76	23	0,535714	0,4713577
2015	83	24	0,559524	0,5435741
2016	85	25	0,583333	0,6180462

➤ Utilisation du logiciel Hyfran pour construire la bande de confiance

Hyfran est un logiciel qui permet d'ajuster un nombre important de distributions statistiques à une série de données qui vérifient les hypothèses d'indépendance, d'homogénéité et de stationnarité. Nous allons l'utiliser pour vérifier si la loi de Gumbel que nous avons choisie est adaptée.

Ainsi on constate que pour une bande de confiance à 95%, aucun point n'est situé en dehors de cette bande de confiance. La loi de Gumbel avec les paramètres $x_0 = 61,02$ et $1/a=7,23$ est donc validée. Le graphique ci-dessous montre l'ajustement de Gumbel sur Hyfran :

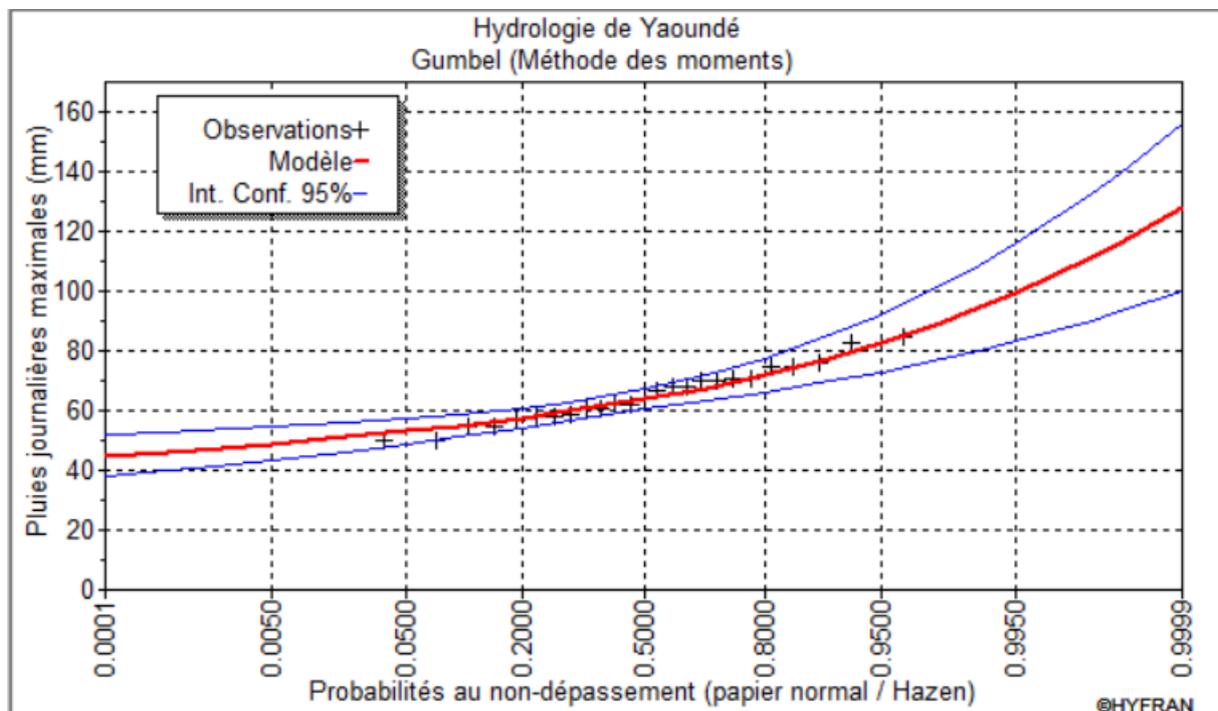


Tableau 50: Ajustement de la loi de GUMBEL (Hyfran)

➤ Détermination des pluies journalières décennales et cinquanteannales :

Nous allons déterminer les pluies décennales journalières P_{10} c'est-à-dire de période de retour $T = 10$ ans et les pluies cinquanteannales journalières de période de retour $T = 50$ ans. Le temps de retour étant défini comme l'inverse de la probabilité au dépassement P , on alors :

$T = 1/P$ or $P + F = 1$ avec F , la probabilité au non-dépassement. Ainsi $P = 1 - F$ d'où $F = 1 - 1/T$

Donc pour $T = 10$ ans il faut calculer la pluie dont la probabilité au non-dépassement $F = 0,9$ et pour $T = 53$ ans, calculer la pluie dont la probabilité au non-dépassement $F = 0,98$. L'équation de la droite calculée suite à l'ajustement de Gumbel est $x = x_0 + U_p/a$, avec $1/a = 7,23$ et $x_0 = 61,02$. U_p étant la variable réduite de Gumbel. Ainsi la formule devient : $x = 7,23 \times U_p + 61,02$.

Les résultats des pluies décennales et centennales sont dans le tableau ci-dessous :

Temps de retour T	Probabilité au non dépassement F	Variable réduite de Gumbel u	Pluie P au temps de retour T
T = 10 ans	0,9	2,25	77,23
T = 53 ans	0,98	3,90	89,217

Ainsi $P_{10} = 77,23$ mm et $P_{50} = 89,217$ mm.

2. Etude des caniveaux

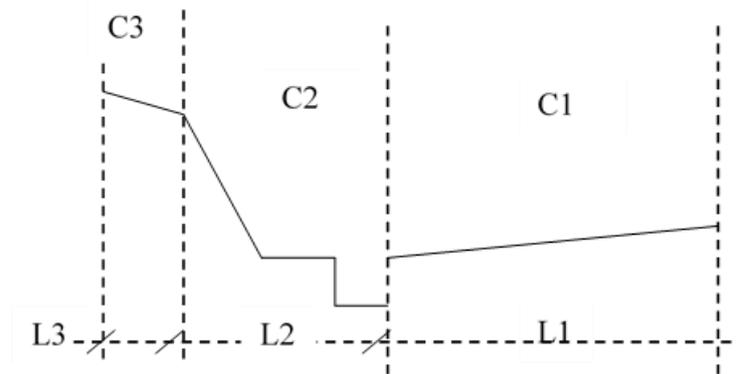
Deux éléments nous ont permis de faire le découpage des bassins versant :

- La visite du site permettant de visualiser les lignes de crête et de les matérialiser sur une carte,
- Une carte topographique numérique fournie par le logiciel GLOBAL MAPPER

Le découpage étant fait, il s'en est suivi l'estimation des superficies des bassins versants routiers, le résultat de ces calculs est résumé dans le tableau suivant :

BV	Du PK début au PKfin		A (Ha) Droit	A (Ha) Gauche	Long (m)
	BV1	0+000	0+840	0,84	
BV2	0+840	0+960	0,12	0,12	120.00
BV3	0+960	1+200	1,54	0,24	240.00
BV4	1+200	1+500	0,3	0,3	300.00
BV5	1+500	2+100	0,6	1,6	600.00
BV6	2+100	2+560	1,76	5,06	460.00
BV7	2+560	2+640	0,08	0,08	80.00
BV8	2+640	3+160	0,52	0,52	520.00
BV9	3+160	3+940	0,78	1,28	780.00

- Dans notre cas les **bassins versants** sont principalement constitués des aires de la demi chaussée, du talus et des parcelles à droites de la route.



Ainsi on a la relation $A = (L_1 + L_3 + L_3) \times L$, avec L_1 = Largeur de la plate-forme (m), L_2 et L_3 les largeurs du BV attendant au caniveau (m), L = Longueur du tronçon (m).

- **Le coefficient de ruissellement C** : Il dépend essentiellement du type de sol, de sa couverture végétale et de la pente du bassin versant, le tableau suivant indique des valeurs expérimentales :

Tableau 51: Valeurs expérimentales du coefficient de ruissellement

Nature de la couverture végétale	Valeur de C							
	Petit bassin de 0 à 10 ha de pente :				Bassins moyens de 0 à 500 ha de pente :			
	< 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30 %	> 30%	< 5%	De 5 à 10%	De 10 à 30 %	> 30%
Plateformes et Chaussées de route	0,95	-	-	-	-	-	-	-
Terrain dénudé, terrain déjà attaqué par l'érosion	0,80	0,85	0,90	0,95	0,70	0,75	0,80	0,85
Cultures couvrantes, céréales hautes, terrain de parcours, petite brousse clairsemée	0,75	0,80	0,85	0,90	0,52	0,60	0,72	0,80
Brousse dance, savane à sous-bois	0,70	0,75	0,80	0,85	0,30	0,36	0,12	0,50

Forêt ordinaire, sous-bois touffu	0,3	0,5	0,6	0,70	0,13	0,20	0,25	0,30
Grande forêt primaire	0,2	0,25	0,3	0,40	0,15	0,18	0,22	0,25

Le coefficient de ruissellement équivalent est donné par la formule :

$$C_{eq} = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$$

Nous avons choisi une valeur uniforme et égale 95%, un surdimensionnement qui permettra de courir moins de risque par rapport à l'estimation des débits.

- **La pente I du terrain naturel :** Les études topographiques ont montré que la pente de terrain naturel varie de manière brusque d'un point à l'autre (va de 0,5 à 12%), pour la raison que nous nous situons en zone montagneuse.
- **Le chemin hydraulique :** C'est la distance que met la dernière goutte de pluie pour arriver à l'exutoire par écoulement superficiel. Ici cette valeur représente la distance entre deux décharges successives.
- **Le temps de retour T_r :** Un drainage efficace, cohérent et rationnel de la route implique un dimensionnement judicieux des ouvrages de drainage. Ce qui appelle à une plus grande vigilance quant au choix de la période de retour de l'événement pluvieux. Ce choix dépend de l'importance de l'écoulement intercepté par l'ouvrage, du type d'ouvrage projeté et du niveau d'aménagement adopté pour la route étudiée. Dans le cadre de la présente étude, les réseaux projetés sont placés dans la classe des caniveaux primaires et sont dimensionnés avec une période de retour de dix (10) ans.

3. Etude du Dalot

Au vu de l'indisponibilité de données physique telle la carte topographique, nous avons utilisé une méthode numérique basée une collecte de données satellites et GPS fourni par le logiciel GLOBAL MAPPER. Pour cela nous avons procédé en plusieurs étapes pour aboutir à obtenir des données essentielles sur la caractérisation des bassins versants.

- **Le bassin versant :** Situé en zone montagneuse, le présent projet se situe dans une zone où se rencontre de nombreux écoulements. La présence de flanc de montagne et de dépressions induit des écoulements convergeant vers des « puits » ou encore vers des exutoires plus loin. La délimitation de notre bassin s'est faite en considérant des hypothèses telles que : génération de bassin d'au moins 1 Ha, suppression des dépressions de hauteur inférieure ou égale à 1m, génération de cour d'eau pour des brèches d'au moins 7m de longueur, etc. Suivant ses hypothèses et ajustements faits sur le logiciel nous avons obtenu un seul bassin dont l'écoulement franchit la voie et ses caractéristiques principales sont les suivantes : $S = 4,965 \text{ km}^2$, $P = 12\text{km}$, $L = 3,5\text{km}$.

II. ETUDES HYDRAULIQUES

1. Dimensionnement hydraulique des caniveaux

Les caniveaux seront de section rectangulaire et dimensionnés en section hydrauliquement favorable en partant de la formule de Manning-Strickler :

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

Avec :

- K_s = coefficient de rugosité. Ici $K_s=67$ car les caniveaux sont en béton armé
- S : section mouillée de l'ouvrage
- R_h : rayon hydraulique
- I : pente qui est prise égale à 1%

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

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

➤ Vérification de la longueur de saturation

C'est la longueur de la plate-forme pour laquelle le débit ruisselé va équivaloir au débit capable (ouvrage plein). Il faut que cette longueur soit supérieure à la longueur du caniveau avant le lieu de décharge.

Soient Q_r : le débit ruisselé

Q_c : le débit capable.

Il faut que :

$Q_r = Q_c$, c'est-à-dire

$$Q_c = m \cdot K_u^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot C_u^{\frac{1}{u}} \cdot A_u^{\frac{w}{u}}$$

$$D'où L = \frac{\frac{u}{w} \sqrt{\frac{Q_c}{m \cdot K_u^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot C_u^{\frac{1}{u}}}}}{l} > \text{longueur entre avaloir.}$$

PK début	PK fin	L (m)	Pente moyenne (%)	C	l (m)	COTE DROIT		COTE GAUCHE	
						A (Ha) DROIT	Q _{corr} (m3/s)	A (Ha) GAUCHE	Q _{corr} (m3/s)
0+000	0+840	840	5,6	0,95	10	0,84	0,0145	5,04	0,0681
0+840	0+960	120	1,56	0,95	10	0,12	0,0016	0,12	0,0016
0+960	1+200	240	0,88	0,95	64	1,54	0,0213	0,24	0,0043
1+200	1+500	300	6,29	0,95	10	0,3	0,0039	0,3	0,0039
1+500	2+100	600	11,7	0,95	10	0,6	0,0083	1,6	0,0192
2+100	2+560	460	5,66	0,95	38	1,76	0,0216	5,06	0,0538
2+560	2+640	80	2,33	0,95	10	0,08	0,0009	0,08	0,0009
2+640	3+160	520	3,23	0,95	10	0,52	0,0088	0,52	0,0088
3+160	3+940	780	2,86	0,95	10	0,78	0,0150	1,28	0,0231

Tableau 52: Tableau récapitulatif des débits transitant dans chaque caniveau

Ci-dessous les différentes sections des caniveaux avec les vérifications nécessaires :

PK début	PK fin	COTE GAUCHE			DALOT	PK début	PK fin	COTE DROIT		
		50x40	50x70					50x40	50x70	
0+000	0+120	120	/		0+000	0+120	120	/		
0+120		Dalot de (1.50x1.00)			17,50					
0+120	0+420	/	300		0+120	0+580	460	/		
0+420	0+680	260	/		0+580	0+700	/	/		
0+680		Dalot de (1.50x1.00)			17,50					
0+680	0+820	/	140		0+700	0+840	140	/		
0+820	0+900	80	/				/	/		

0+840	1+010	170	/			0+840	1+010	170	/		
1+010		Dalot de (1.50x1.00)			17,50						
1+010	1+200	190	/			1+010	1+200	190	/		
1+200		Dalot de (1.50x1.00)			17,50						
1+200	1+320	/	120			1+200	1+320	/	120		
1+320	1+500	180	/			1+320	1+500	180	/		
1+500	1+720	220	/			1+500	1+720	220	/		
1+720	1+830	/	110			1+720	1+830	/	110		
1+830		Dalot de (1.50x1.00)			17,50						
1+830	1+930	100	/			1+830	1+930	100	/		
1+930	2+130	/	200			1+930	2+130	/	200		
2+130		Dalot de 2x(3.00x4.00)			30						
2+130	2+510	/	380			2+130	2+510	/	380		
2+510	2+560	50	/			2+510	2+560	50	/		
2+560	2+610	50	/			2+560	2+640	80	/		
2+610	2+840	/	230			2+640	2+840	/	200		
2+840	3+160	320	/			2+840	3+160	320	/		
3+160	3+250	90	/			3+160	3+250	90	/		
3+250	3+850	/	600			3+250	3+850	/	600		

3+850		Dalot de (1.50x1.00)		17,50					
3+850	3+940	90	/			3+850	3+940	/	90

Tableau 53: Résultats de l'étude hydraulique des caniveaux

2. Analyse multicritère pour le choix de l'ouvrage de franchissement au Pk2+130

Pour ces deux variantes nous ferons une analyse multicritère afin de choisir la variante la plus économique pour l'étude du projet.

Critères	Dalot cadre en BA	Pont à poutre en BA
Technique de réalisation	Mise en œuvre relativement facile	Mise en œuvre assez complexe
Entretien	Facilité d'entretien	Difficile car nécessite beaucoup de moyens, surtout pour le changement d'appareil d'appui
Coût de réalisation	Faible	Elevé
Impact sur l'environnement	Réduit vu son petit gabarit, s'intègre bien au paysage	Considérable vu son grand gabarit, modifie l'aspect du paysage et dans le cas présent, empêcherait au riverain d'avoir accès à la route.

Tableau 54: Analyse multicritère des variantes

3. Dimensionnement hydraulique des dalots

Paramètre hydrologique du bassin :

Superficie du Bassin Versant (Km ²)		4,97
Périmètre (Km)		12,03
Indice de Gravelius (KG)	$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}}$	1,52
Longueur du rectangle équivalent	$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$	5,03
Longueur des affluents (Km)	$\sum L_t$	9,64
Densité de drainage (Km/Km ²)	$D_d = \frac{\sum L_t}{S}$	1,9
Pente moyenne (m/Km)	$I = \frac{\Delta H}{S^{0,5}}$ en %	50,26
Indice Global de pente Ig (m/Km)	$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_{eq}}$	15,7
Pente transversale It (m/Km)		
Ig corrigé (m/Km)	$I_{gcorr} = \frac{(n-1)I_g + I_t}{n}$	
Ig corrigé (m/Km)		15,71
Coefficient d'abattement	$A = 1 - \left[\frac{(161 - 0,042 \times P_{an})}{1000} \times \log(S) \right]$	0,93
Pluie décennale P10 (mm)	Donnée pluvio	77,23
Pluie moyenne décennale Pm10 (mm)	$P_{m10} = A \times P10$	71,85
Coefficient de ruissellement pour P = 70 mm Kr70	valeur trouvées par lecture (RI)	32,00
Coefficient de ruissellement pour P = 100 mm Kr100	valeur trouvées par Lecture (RI)	33,00
Coefficient de ruissellement Kr10	Lecture Abaque	30,00
Temps de base Tb10 (min)	Lecture Abaque	190,00

ORSTOM

Méthode ORSTOM							
	A	P10(mm)	Kr10	a10	S(km²)	Tb10(s)	P50(mm)
	0,93	77,23	0,30	2,6	4 965,00	11 400,00	89,22
Qr10	24,41						
Q10=m*Qr10	25,63						
$C_{50} = 1 + \frac{P_{50} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{(Tb_{10})^{0,12}}{Kr_{10}}$	1,41						
Q50=c*Q10	36,03						

CIEH

Equations	a	s	p	i	k	d	S (km²)	Pm10 (mm)	Ig	Kr10 (%)	Q10 (m³/s)
28	0,521	0,625	/	/	0,876	/	4,97	71,85	15,71	30,00	27,909
30	0,109	0,771	/	0,419	0,887	/	4,97	71,85	15,71	30,00	24,288
7	0,553	0,655	/	/	0,802	/	4,97	71,85	15,71	30,00	24,166
8	0,461	0,54	/	/	0,941	/	4,97	71,85	15,71	30,00	26,882
9	0,167	0,745	/	0,731	0,475		4,97	71,85	15,71	30,00	31,835
10	0,0833	0,696	/	0,953	0,534	/	4,97	71,85	15,71	30,00	23,391
										Q10	26,412
										C50	1,41
										Q50	37,130

Choix de section : Il faut rappeler que ce dalot se situe dans une zone présentant une pente grande de l'ordre de 12%. La hauteur de notre ligne rouge au fond du talweg est d'environ 8m. Pour réduire au mieux cette hauteur tout en restant dans des dispositions de constructions acceptables (minimiser la hauteur du remblai, la taille du dalot), nous avons fixé la hauteur du dalot à 4m, ce qui nous donne le choix entre un dalot de type 2x3x4 ou 3x3x4 ou encore 3x2x4. Les conditions de vitesse ne sont pas vérifiées sur le cas 3x2x4 ; ainsi c'est les cas 2x3x4 qui se présente comme le cas le plus adapté. Les calculs montrent qu'il vérifie aux conditions de hauteur et de vitesse suivant le tableau suivant :

ETAPE 1: CALCUL DE LA HAUTEUR AMONT H1		
Q(m3/s)	40,00	BV₁
Vmax (m/s)	3,5	
Ks (béton)	67	
n (nombre de cellule)	2	
q: débit par cellule	20,00	
A: section mouillée d'une cellule	12,00	
B: Largeur de la cellule	3,0	
D: hauteur de la cellule	4,0	
Q*	0,2	
H*(abaque hydraulique routière Fig 77)	0,64	
H1=DxH*(hauteur amont)	2,56	
ETAPE 2: CALCUL DE LA PENTE CRITIQUE		
Q*	0,41	
Ic*(abaque hydraulique routière Fig 82)	3,40	
Ic(pente critique de l'ouvrage)	0,003	
ETAPE3: CALCUL DE LA VITESSE et vérification		
Q*	0,3	
V*(abaque hydraulique routière Fig 84)	0,44	
V(vitesse de l'ouvrage)	3,33	Condition de vitesse vérifiée
		on retiendra un dalot de 2x3x4

Etape 1 : Elle consiste à déterminer la hauteur d'eau H en amont de l'ouvrage, cette hauteur d'eau est fonction du débit réduit Q* et de la hauteur réduite H*. Connaissant Q, Vitesse admissible, et en se fixant une hauteur D du dalot on déduira la largeur B par la relation $V = Q / B \cdot D$. En ayant la section du dalot on peut calculer le débit réduit Q* et à l'issue du résultat obtenu par le débit réduit on déduira celui de la hauteur réduite en utilisant un abaque. Les abaques sont présentés en annexe (abaque figure 77 du document **Hydraulique Routière**).

$$Q^* = \frac{Q}{A\sqrt{2gD}} \text{ et } H^* = \frac{H}{D}$$

Avec : Q*=le débit réduit, D = la hauteur du dalot, Q = le débit de projet (m3/s), H*= la hauteur réduite, A = la section du dalot (m²), H = la hauteur d'eau en amont, g = l'accélération

Etape 2 : Il s'agit du calcul de la pente critique de l'ouvrage. Cette étape intervient surtout pour s'assurer si la vitesse de l'eau dans le dalot reste dans les limites

admissibles. Le dalot doit être capable d'évacuer le débit critique correspondant à la hauteur d'eau en amont. Pour cela il faut que la pente longitudinale du dalot soit au moins égale à la pente critique. Connaissant Q et B on peut obtenir le débit réduit de la pente critique, en ayant le résultat du débit réduit on obtient celui de la pente réduite I_c^* à l'aide d'un abaque (abaque figure 82 du document **Hydraulique Routière**) et on déduit celui de la pente critique I_{cr} . Pour effectuer les calculs nous avons utilisés les formules ci-dessous :

$$Q^* = \frac{Q}{\sqrt{gB^5}}, I_c^* = \frac{I_{cr} \cdot g}{K^2 \cdot B^{\frac{1}{3}}}$$

Avec : I_c^* = la pente réduite, I_{cr} = la pente critique, B = la largeur du dalot, K = le coefficient de rugosité.

Etape 3 : Elle concerne le calcul de la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans l'ouvrage. Elle permet de vérifier si la vitesse moyenne reste en dessous de la vitesse maximale admissible ($V_{max} = 3m/s$) et si elle reste suffisante pour éviter les dépôts des particules solides dans le dalot. Connaissant Q, K, I_{cr} , B on déterminera le débit réduit de la vitesse moyenne et à l'aide de ce calcul on obtiendra la vitesse réduite V^* suivant un abaque (abaque figure 84 du document Hydraulique Routière) et enfin on déduira la vitesse de sortie V. les formules qui ont servi pour le calcul sont les suivantes :

$$Q^* = \frac{Q}{K \cdot \sqrt{I_{cr}} \cdot B^{\frac{8}{3}}} \text{ et } V = V^* \cdot K \cdot \sqrt{I_{cr}} \cdot B^{\frac{2}{3}}$$

Avec : V^* = la vitesse réduite, V = la vitesse de sortie

Pour l'application de ses différentes formules certaines valeurs telles que Q^* , H^* , I_{cr}^* et V^* ont été lues sur les figures suivantes :

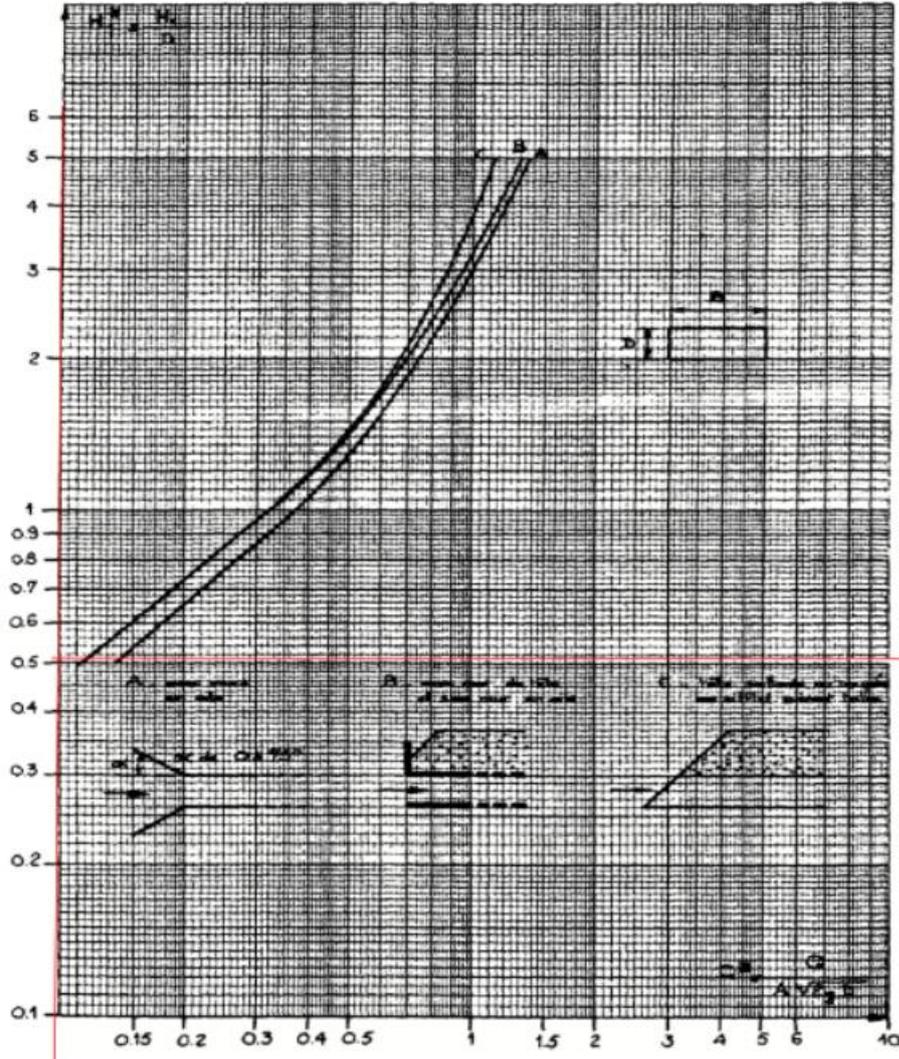


Figure 42: Sortie libre dalot rectangulaire (VAN TUU, 1981)

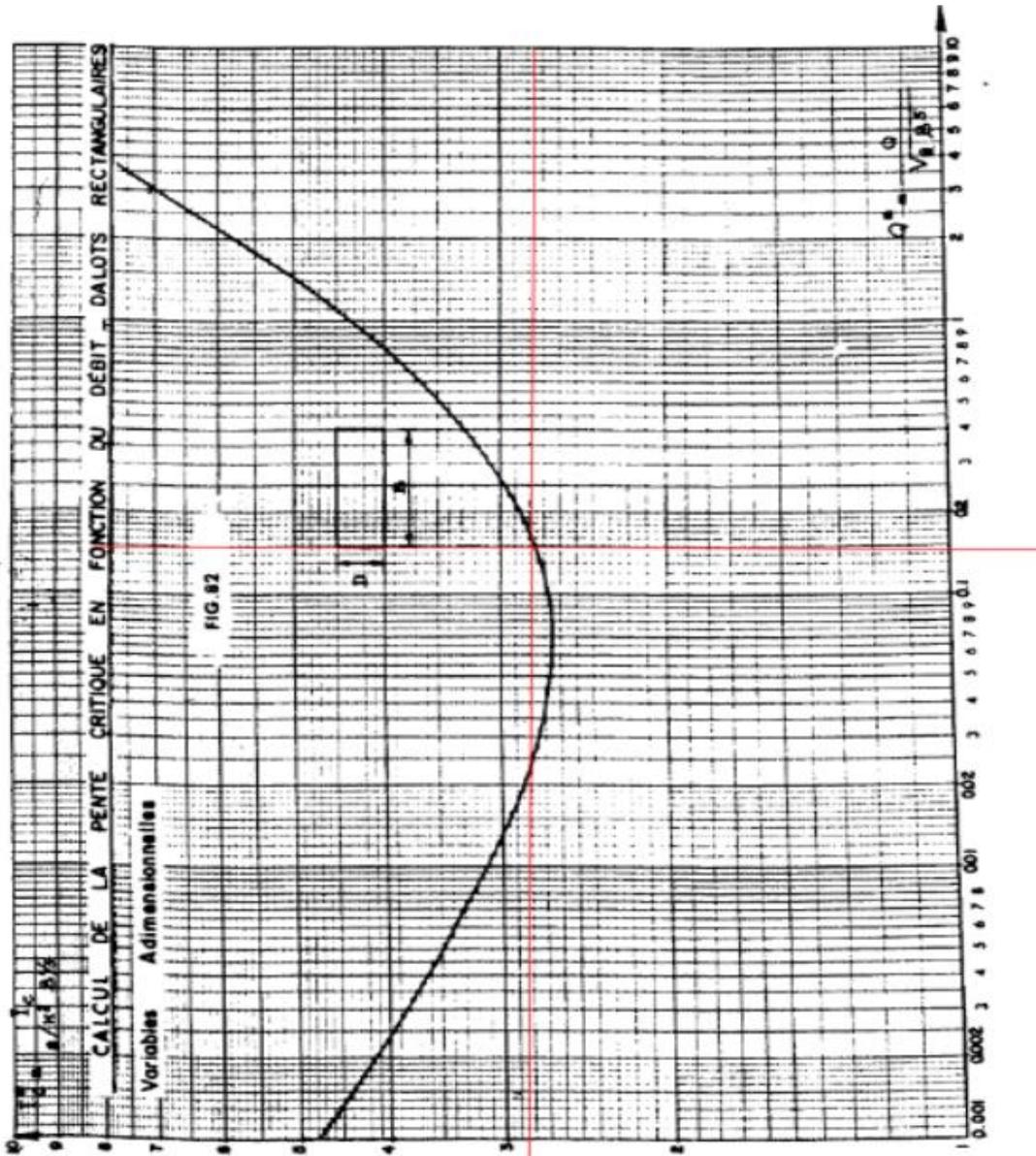


Figure 43: Calcul de la pente critique en fonction du débit, dalot rectangulaire, (BCEOM, Hydraulique routière)

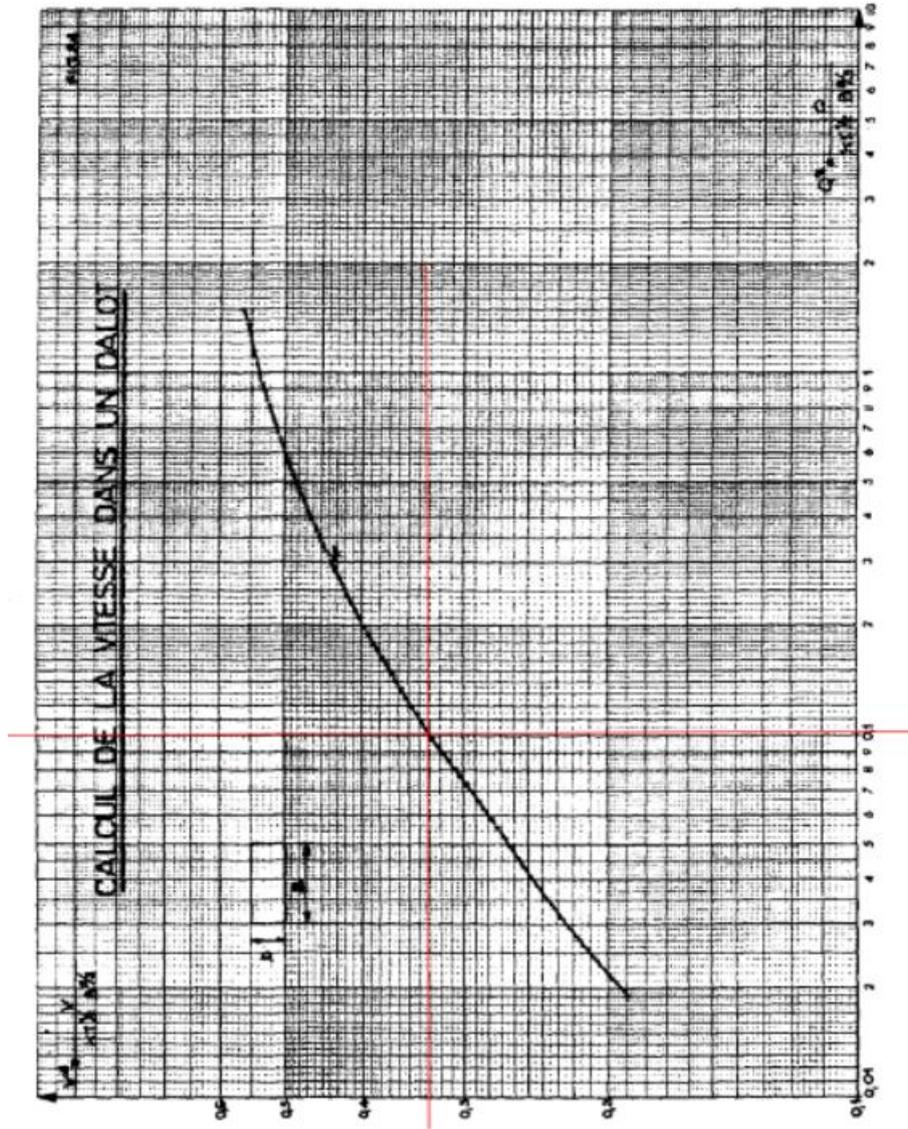


Figure 44: Calcul de la vitesse dans un dalot, (BCEOM, Hydraulique routière)

Annexe IV : DIMENSIONNEMENT STRUCTUREL DES OUVRAGES HYDRAULIQUES

1. Caniveau (50x70)

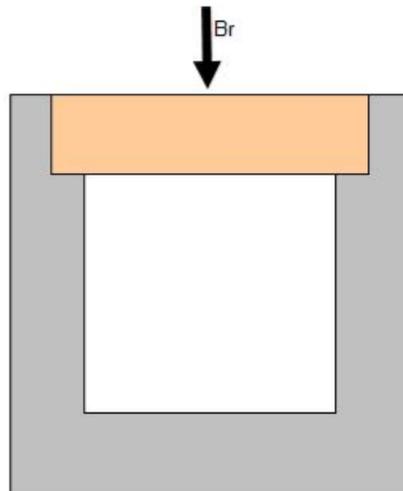
Le radier et les piédroits ont une épaisseur de :

$$e = \frac{\max(b; h)}{15}$$

$$e = \frac{\max(50; 70)}{15} = 4,67 \text{ cm}$$

On prendra donc une épaisseur de **10cm**

La dalle



Les charges à considérer sur la dalle :

- le poids propre de la dalle.
- la charge concentrée d'une roue isolée de 10T (voir Titre II de Fascicule 61)

La dalle sera dimensionnée en flexion simple.

Géométrie

- Portée de la dalle $b = 0,5 \text{ m}$;
- Epaisseur de la dalle $d = 0,15 \text{ m}$;
- Largeur d'une dalle $h = 0,5 \text{ m}$.

La dalle sera dimensionnée en flexion simple sous les charges :

Le poids propre de la dalle ;

$$P_d = d \times h \times \gamma_b = 0,15 \times 0,5 \times 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$$

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

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

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

$$P_{ser_d} = P_d = 1,875 \text{ kN/ml}$$

$$P_{ser_{B_r}} = B_r = 120 \text{ kN}$$

Les sollicitations maximales valent donc :

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

$$M_{ser} = \frac{1,875 \times 0,5^2}{8} + \frac{120 \times 0,5}{4} = 15,06 \text{ kN.m}$$

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

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 16,5}{15 \times 16,5 + 250} = 0,497$$

Fibre neutre :

$$y_{ser} = \bar{\alpha}_{ser} \times d = 0,497 \times 0,15 \times 0,9 = 0,067 \text{ m}$$

$$z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0,9 \times 0,15 - \frac{0,0954}{3} = 0,112 \text{ m}$$

Moment réduit :

$$M_{r_{serb}} = \frac{1}{2} b_0 \times z_{ser} \times \bar{\sigma}_{bc} \times y_{ser} = \frac{1}{2} \times 0,5 \times 0,112 \times 16,5 \times 0,067 \times 1000 = 30,9 \text{ kN.m}$$

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

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

$$A_{st} = \frac{1}{250} \left(\frac{0,01506}{0,112} \right) \times 10^4$$

$$A_{st} = 5,37 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,5 \times 0,9 \times 0,15 \times \frac{2,22}{500} \times 10^4 = 0,69 \text{ cm}^2$$

$A_{st} > A_{stmin}$; La section d'acier retenu est $A_{st} = 5,37 \text{ cm}^2$

Choix : 5 HA12 totalisant 5,65 cm²

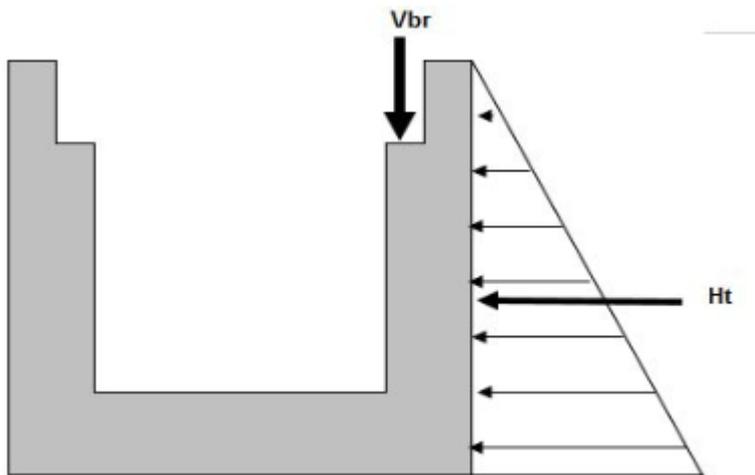
Acier de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{3} = \frac{5,65}{3} = 1,88 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA8 totalisant 2,41 cm²

➤ 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).



Poids propre des dalles :

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

$$Pd = 0,15 \times 25 \times \frac{0,5}{2} \times 1$$

$$Pd = 0,94 \text{ kN/ml}$$

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

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

Poussée des terres : $Ht = \gamma \times Ka \times \frac{(d)^2}{2} \times 1$

$$Ht = 20 \times 0,33 \times \frac{(0,855)^2}{2} \times 1$$

$$Ht = 2,41 \text{ kN/ml}$$

Poussée due aux surcharge sur remblai: $Hr = q \times Ka \times d \times 1$

$$Hr = 10 \times 0,33 \times 0,855 \times 1$$

$$Hr = 2,8215 \text{ kN/ml}$$

Poids du piédroit :

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

$$Ppd = 0,1 \times 25 \times 0,855 = 2,1375 \text{ kN/ml}$$

✚ A l'Etat Limite de Service (ELS)

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

$$Nser = 2,41 + 2,1375 + 1,2 \times 60$$

$$Nser = 76,54 \text{ kN/ml}$$

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

$$Mser = \frac{2,41 \times 0,855}{3} + \frac{2,82 \times 0,855}{2}$$

$$Mser = 1,89 \text{ kN.m}$$

Elancement géométrique :

$$Lf : 0,5 \times l_0 \text{ (Encastré et libre d'un coté)}$$

$$Lf = 0,5 \times 0,855$$

$$Lf = 0,4275 \text{ m}$$

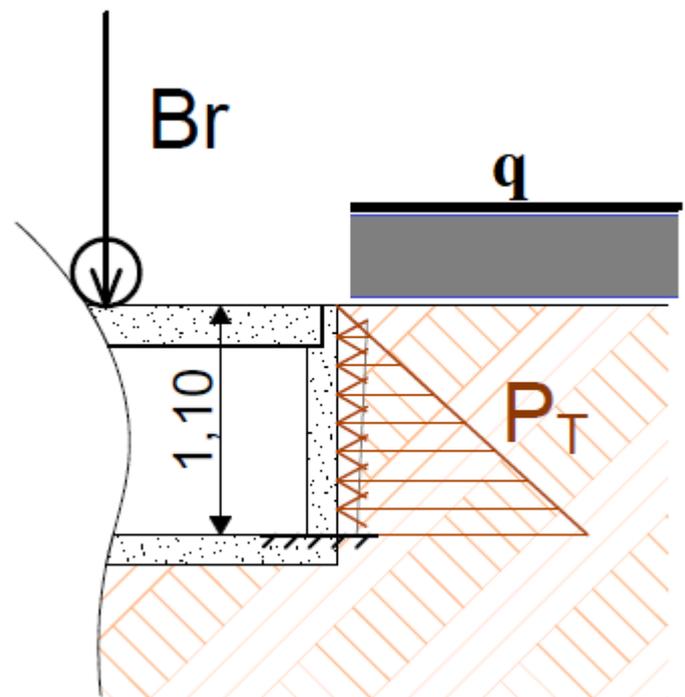
Calcul des aciers à l'Etat Limite de Service (ELS)

$$Nser = Ng + 1,2 Nq$$

$$Nser = 76,54 \text{ kN/ml}$$

$$Mser = Mg + 1,2 \times Mq$$

$$Mser = 1,89 \text{ kN.m/ml}$$



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

$$e_{ser} = \frac{3.46}{59,5}$$

$$e_{ser} = 0,024 \text{ m}$$

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

$$Nb_{max} = b \times h \times f_{bc}$$

$$Nb_{max} = 1 \times 0,1 \times 16,5 = 1,65 \text{ MN}$$

On calcule le coefficient de remplissage du diagramme de contrainte

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

$$\psi_1 = \frac{76,54 \times 10^{-3}}{1,65} = 0.046$$

$$\Psi_1 < 0,81$$

D'où

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

$$e_{NC} = 0,01659$$

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

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus

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

$$e_a = 0,024 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$e_a = 0,064 \text{ m}$$

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

$$M_{ser_f} = 76,54 \times 0,064$$

$$M_{ser_f} = 4,9 \text{ kN/ml}$$

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 16,5}{15 \times 16,5 + 250} = 0,497$$

Fibre neutre :

$$y_{ser} = \bar{\alpha}_{ser} \times d = 0,497 \times 0,1 \times 0,9 = 0,04473 \text{ m}$$

$$z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0,09 - \frac{0,04473}{3} = 0,075m$$

Moment réduit :

$$M_{rserb} = \frac{1}{2} b_0 \times z_{ser} \times \bar{\sigma}_{bc} \times y_{ser} = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,075 \times 16,5 \times 0,04473 \times 1000$$

$$= 27,68 \text{ kN.m}$$

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

$$A_{stf} = \frac{M_{serf}}{z_{ser} \times \sigma_s} = \frac{4,9 \times 10^{-3}}{0,075 \times 250} \times 10^4 = 2,61 \text{ cm}^2$$

Section théorique d'acier :

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

$$A_s = 2,610 - \left(\frac{76,54 \times 10^{-3}}{250} \right) \times 10^4$$

$$\underline{\underline{A_s = -0,45 \text{ cm}^2}}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,2}{500} = 0,9 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{stmin}$; La section d'acier retenu est $A_{st} = 0,9 \text{ cm}^2$

Choix : 5HA8 st= 15cm totalisant 2,51 cm²/ml

Acier de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{3} = \frac{2,51}{3} = 0,87 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA6 st= 15cm totalisant 1,41 cm²/ml

➤ **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 :

- L'effort normal arrivant sur le radier par les deux pénétrations :

Le poids propre du radier et tablier :

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

$$P_{pr} = 2 \times 0,1 \times 25$$

$$P_{pr} = 5 \text{ kN/m}^2$$

- Poids de l'eau :

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

$$P_e = 10 \times 0,95$$

$$P_e = 9,5 \text{ kN/m}^2$$

Poids des pénétrations

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

$$P_{pd} = \frac{2 \times 0,1 \times 25 \times 0,95}{0,7} = 6,78 \text{ kN/m}^2$$

Surcharge Br

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

$$Br = \frac{100}{0,5} = 200 \text{ kN/m}^2$$

On en déduit la réaction du sol sous le radier :

$$R = 200 + 6,78 + 9,5 + 5 = 221,28 \text{ kN/m}^2$$

Calcul des sollicitations

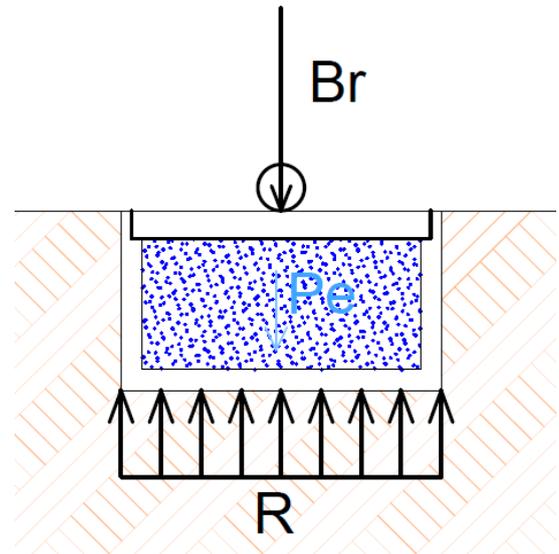
$$M_{ser} = \frac{221,28 \times 0,5^2}{8} = 8,915 \text{ kN.m}$$

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

$$\bar{\alpha}_{ser} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 250} = 0,497$$

Fibre neutre :

$$y_{ser} = \bar{\alpha}_{ser} \times d = 0,497 \times 0,1 \times 0,9 = 0,04473 \text{ m}$$



$$z_{ser} = d - \frac{y_{ser}}{3} = 0,09 - \frac{0,04473}{3} = 0,075m$$

Moment réduit :

$$M_{serb} = \frac{1}{2} b_0 \times z_{ser} \times \bar{\sigma}_{bc} \times y_{ser} = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,075 \times 16,5 \times 0,04473 \times 1000 = 27,7 \text{ kN.m}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{z_{ser} \times \sigma_s} = \frac{8,915 \times 10^{-3}}{0,075 \times 250} \times 10^4 = 4,75 \text{ cm}^2$$

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 retenu est $A_{st} = 4,75 \text{ cm}^2$

Choix : **5HA12** totalisant **5,65 cm²/ml**

Acier de répartition

$$A_r = \frac{A_{st}}{3} = \frac{5,65}{3} = 1,88 \text{ cm}^2$$

Choix : **5HA8** totalisant **2,41 cm²/ml**

Désignation	Section d'aciers
Dallette	Aciers principaux : 5HA12 Aciers de répartition : 5HA8
Piédroit	Aciers principaux : 5HA8 Aciers de répartition : 5HA6
Radier	Aciers principaux : 5HA12 Aciers de répartition : 5HA8

Tableau 55: récapitulatif des sections sur le caniveau (50x70)

2. Dalot (2x3x4)

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=1m). Dans notre calcul, compte tenu de la symétrie de 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 largeur $b = 1m$, on a :

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0,3^3}{12} = 2,25 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$k_1 = \frac{2 \times 2,25 \cdot 10^{-3}}{3,3} = 1,36 kN.m$$

$$k_2 = \frac{2 \times 2,25 \cdot 10^{-3}}{4,3} = 1,05 kN.m$$

$$2(k_1 + k_2) = 4,82 kN.m$$

$$2(2k_1 + k_2) = 7,54 kN.m$$

L'équilibre du nœud 1 s'écrit :

$$M_{1,2} + M_{1,6} = 0$$

$$\rightarrow 2(k_1 + k_2)a_1 + k_1a_2 + k_2a_6 = -(m_{1,2} + m_{1,6}) = b_1$$

En écrivant ainsi l'équilibre de tous les nœuds, nous obtenons 6 équations à 6 inconnues ($a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6$). Ces équations sont les suivantes :

- Nœud 1 : $2(k_1 + k_2)a_1 + k_1a_2 + k_2a_6 = -(m_{1,2} + m_{1,6}) = b_1$
- Nœud 2 : $2(2k_1 + k_2)a_2 + k_1a_1 + k_1a_3 + k_2a_5 = -(m_{2,1} + m_{2,3} + m_{2,5}) = b_2$
- Nœud 3 : $2(k_1 + k_2)a_3 + k_1a_2 + k_2a_4 = -(m_{3,2} + m_{3,4}) = b_3$
- Nœud 4 : $2(k_1 + k_2)a_4 + k_1a_5 + k_2a_3 = -(m_{4,5} + m_{4,3}) = b_4$
- Nœud 5 : $2(2k_1 + k_2)a_5 + k_1a_4 + k_1a_6 + k_2a_2 = -(m_{5,4} + m_{5,6} + m_{5,2}) = b_5$
- Nœud 6 : $2(k_1 + k_2)a_6 + k_1a_5 + k_2a_1 = -(m_{6,5} + m_{6,1}) = b_6$

Une fois le système d'équation résolu suivant les différents cas de chargement, ce sont ceux produisant les effets les plus défavorables qui sont considérés pour les combinaisons de charges. Les moments M_{ij} obtenus étant des moments aux nœuds, les moments à mi travée sont donnés par l'expression

$$M_{mi-travée} = \frac{M_{gauche} + M_{droite}}{2} + M_{isostatique}$$

De plus, les réactions aux appuis sont déterminées par la relation :

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

L'effort normal de compression est donné par $N_{ij} = R_{it} + R_{jr}$

Descente de charges sur dalot :

Au niveau du tablier

- Poids propre de la travée : $P_{tr} = e * B * \gamma_b = 0,3 * 1 * 25 = 7,5 \text{ kN/ml}$
- Poids propre des guides roues : $P_{Gr} = \frac{e_{Gr} * h_{Gr} * \gamma_b}{L_c + 2 * e_{Gr}} = \frac{0,3 * 0,85 * 6,9 * 25}{14,6 + 2 * 0,3} = 2,9 \text{ kN/ml}$
- Poids du remblai et de la structure de chaussée :

$$\begin{aligned} P_{rr} &= ((H_r + e_{cf}) * \gamma_d + (e_{cb} + e_r) * \gamma_r) * B \\ &= ((4 + 0,3) * 20 + (0,25 + 0,04) * 24) * 1 \\ &= 92,96 \text{ kN/ml} \end{aligned}$$

- Poids du trottoir : $P_{tr} = e_{tr} * B * \gamma_b = 0,1 * 1 * 25 = 2,5 \text{ kN/ml}$
- Poids barrière de retenue de type BN4 : $P_{bm} = 1 \text{ kN/ml}$
- Poids TPC : $P_{TPC} = 1 \text{ kN/ml}$

La charge permanente totale sur 1ml de travée vaut donc **G1 = 107,9 kN/ml.**

Au niveau de radier

- Poids propre du radier : $P_r = e * B * \gamma_b = 0,3 * 1 * 25 = 7,5 \text{ kN/ml}$
- Poids propre des piédroits : $P_{pd} = \frac{(n+1) * H * e * \gamma_b}{n * L + (n+1) * e} * B = \frac{3 * 4 * 0,3 * 25}{2 * 3 + 3 * 0,3} * 3 = 39,13 \text{ kN/ml}$
- Poids du tablier : 107,9 kN/ml

La charge permanente totale sur 1ml de radier vaut donc **G2 = 154,53 kN/ml.**

Poussée latérale du remblai sur le piédroit

$$P_1 = K_a * \gamma_d * h$$

Avec h la hauteur du remblai par rapport au point considéré : h désigne h₁ ou h₂.

Le coefficient de poussée vaut $K_a = 0,333$ et le poids volumique du remblai = 20 kN/m^3 . Le calcul de h₁ est donné par $h_1 = H_r + \frac{e}{2} = 4 + 0,15 = 4,15 \text{ m}$ et la poussée latérale au niveau de la traverse est donc $G_{lt} = 0,33 * 20 * 4,15 = 28 \text{ kN/ml}$.

Le calcul de h_2 est donné par $h_2 = H + H_r + \frac{e}{2} = 4,3 + 4 + 0,15 = 8,45 \text{ m}$ et la poussée latérale au niveau du radier est donc $G_{lt} = 0,33 * 20 * 8,45 = 56 \text{ kN/ml}$.

II. Calcul des sollicitations sous charges permanentes

A l'aide des formules :

$$m_{1.2} = \frac{-G_1 L^2}{12}, m_{4.5} = \frac{-G_2 L^2}{12}; m_{6.1} = \frac{-(G_{lr} - G_{lt})H^2}{20} - \frac{G_{lt}H^2}{12}$$

$$m_{1.6} = \frac{(G_{lr} - G_{lt})H^2}{30} + \frac{G_{lt}H^2}{12}, m_{2.1} = -m_{1.2} = m_{3.2} = -m_{23}, m_{3.4} = -m_{1.6}; m_{4.3} = -m_{6.1};$$

$m_{45} = -m_{54} = m_{56} = -m_{65}; m_{25} = m_{52} = 0$, on obtient les moments d'encastrement aux nœuds dont les valeurs sont consignées dans le tableau suivant :

m12	-97,92
m21	97,92
m23	-97,92
m32	97,92
m34	-60,4
m43	69,02
m45	-140,24
m54	140,24
m56	-140,24
m65	140,24
m61	-69,02
m16	60,4
m25	0
m52	0

Disposant donc des moments d'encastrement, nous sommes à mesure de déterminer les valeurs des moments b_i (kN.m) consignées dans le tableau suivant :

b1	37,52
b2	0
b3	-37,52
b4	71,22
b5	0
b6	-71,22

La résolution du système d'équations obtenu lors de la présentation de la méthode de calcul est donnée par le tableau suivant :

a1	10,85
a2	0,00
a3	-10,85
a4	15,80
a5	0,00

a6	-15,80
----	--------

A l'aide de la formule précisée dans le paragraphe concernant la méthode de calcul, Nous obtenons donc les moments aux nœuds consignés dans le tableau suivant :

Moments aux nœuds sous charges permanentes	
M12	-68,41
M21	112,67
M23	-112,67
M32	68,41
M34	-66,59
M43	90,82
M45	-97,25
M54	161,73
M56	-161,73
M65	97,25
M61	-90,82
M16	66,59
M25	0,00
M52	0,00

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

- Tablier : $M_{0t} = \frac{G_1 L^2}{8} = \frac{107,9 \times 3,3^2}{8} = 146,9 \text{ kN.m}$
- Radier : $M_{0r} = -\frac{G_2 L^2}{8} = -\frac{411 \times 3,3^2}{8} = -209,6325 \text{ kN.m}$
- Piédroit : $M_{0p} = \frac{(G_{lr} - G_{lt})H^2}{16} + \frac{G_{lt}H^2}{8} = \frac{(56 - 28)4,3^2}{16} + \frac{28 \times 4,3^2}{8} = 98 \text{ kN.m}$

Pour chaque travée considérée, les moments à gauche et droite sont ceux obtenus lors du calcul des moments aux nœuds correspondants à chaque travée.

Le moment à mi- travée est exprimé par la formule :

$$M_{mi-travée} = \frac{M_{gauche} + M_{droite}}{2} + M_{isostatique}$$

Les moments en travée (kN.m), sur appui (kN.m), les réactions d'appui (kN), les efforts normaux de compression (kN) sont consignés dans le tableau suivant :

Désignation	Moments Max en travé et sur appui (charges permanentes)								
	TRAVEE 1			TRAVEE 2					
ELEMENTS	appui gauche	appui droit	mi-travée	appui gauche	appui droit	mi-travée			
TABLIER	-68,41	-112,67	56,36	-112,67	-68,41	56,36			
RADIER	97,25	161,73	-80,14	161,73	97,25	-80,14			
PIEDROITS	Piédroit extrême gauche			Piédroit intérieur			Piédroit extrême droit		
	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée
	-90,82	-66,59	19,3	0,00	0,00	0,0	90,82	66,59	-19,30

Désignation	Reaction d'appui sur les éléments			
	TRAVEE 1		TRAVEE 2	
ELEMENTS	appui gauche	appui droit	appui	appui droit
TABLIER	164,62	191,45	191,45	164,62
RADIER	-235,44	-274,52	-274,52	-235,44

Désignation	Efforts de compression sur les pénétrations		
	Pié extré gauche	Pié inté 1	Pié extré droit
	400,06	465,97	400,06

III. Calcul des sollicitations sous charges d'exploitation

Les surcharges à considérer dans le calcul comprennent les systèmes B (Bc, Bt,) et Me120.

On peut disposer sur une seule travée longitudinalement 1 seul camion type et transversalement 4 camions types de façon à avoir l'effet le plus défavorable. On admet une diffusion à 30° dans les 2 directions dans le corps du remblai et une diffusion à 45° dans le béton. Il en résulte des sur largeurs et des sur longueurs qui s'ajoutent aux surfaces d'impact des charges appliquées sur le corps du remblai constituant la chaussée. Lorsque plusieurs rectangles d'impact se chevauchent, on répartira uniformément la charge totale sur le rectangle enveloppe. Le rectangle d'impact de la fibre neutre est $u \cdot v$ tel que :

$$u = u_0 + 2 \tan 30^\circ \cdot (e_r + H_r) + e \cdot \tan 45^\circ$$

$$v = v_0 + 2 \tan 30^\circ \cdot (e_r + H_r) + e \cdot \tan 45^\circ$$

Où u_0 = largeur de la roue et v_0 = longueur de la roue ; on obtient alors

$$u = u_0 + 5,6$$

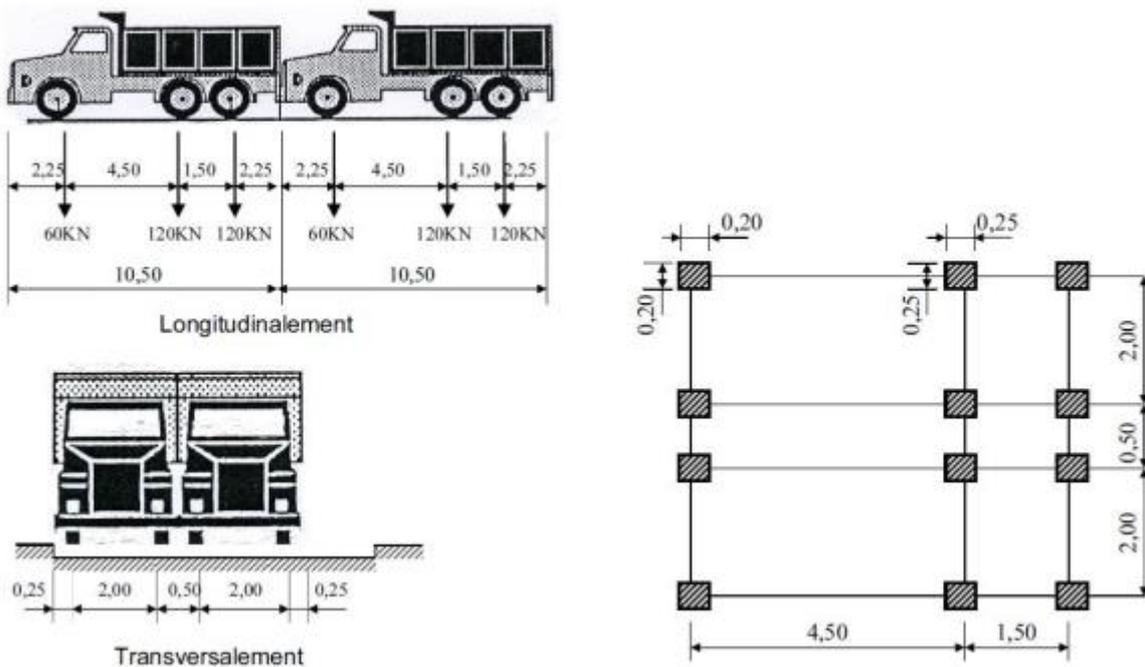
$$v = v_0 + 5,6$$

➤ Sous-système Bc

Un camion type Bc a une masse totale de 30 t et comporte 3 essieux. L'essieu avant à roue simple pèse 6t tandis que chaque essieu arrière à double roue pèse 12t. Le rectangle d'encombrement mesure 10,50 m de long sur 2,5 m de large. Une distance de 1,5 m sépare les essieux arrière. La surface d'impact d'une roue arrière est un carré de 0.25 m de côté et celle d'une roue avant est un carré de 0.20 m de côté. Dans le cas des surcharges routières du système Bc, le cas le plus défavorable est celui où l'on se retrouve avec les seize (16) roues arrières de 6 tonnes chacune que forment 4 files transversales de camions disposés sur la même travée. Pour le calcul de nos différents moments, nous allons transformer ces charges les plus défavorables en charge linéaire par bande de 1m.

Le schéma ci-dessous nous montre une disposition des roues des deux files de camions sur une travée :

✓ sous-système Bc



Disposition des roues de deux files de camions sur une voie sous Bc

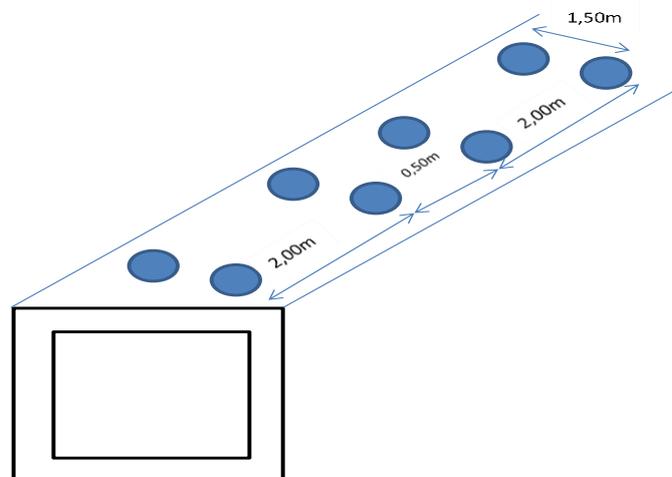


Schéma de répartition des charges sur l'ouvrage

La charge Q_c est multipliée par un coefficient de dégressivité transversale b_c qui est fonction de la classe de l'ouvrage et du nombre de voies de circulation sur l'ouvrage. L'ouvrage étant de classe I avec 4 voies de circulation, le coefficient vaut $b_c = 0,8$. On peut disposer sur la traverse (sur une travée) 2 x 4 essieux de 12 tonnes soit 16 roues de 6 t, la charge répartie linéairement correspondante s'évalue comme suit :

$$P_{roues} = 16 * 6 * 10 = 960 \text{ kN}$$

La surface d'encombrement la plus contraignante de la surcharge à la surface de roulement est de $1,75 \times 6,25 = a \times b$ correspondant à 1 x 6 essieux de 12 tonnes, soit 720 kN. La surface

d'impact d'une roue arrière est un carré de 0,25 m de côté, donc $u_0 = v_0 = 0,25$. Cet impact sur l'ouvrage sera un carré de côté : $u = v = 0,25 + 5,6 = 5,85\text{m}$.

La surface d'impact due à la charge des 12 roues (cas défavorable) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right) \left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(1,75 + \frac{5,85}{2}\right) \left(6,25 + \frac{5,85}{2}\right) = 42,9 \text{ m}^2$$

La surcharge répartie sur la traverse est donc :

$$Q_c = \frac{720 \cdot 0,8}{42,9} = 14 \text{ kN/m}^2$$

Le coefficient de majoration dynamique est donné par :

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

Avec $L = \max$ (Largeur roulable ; portée de la travée) = $\max(14,3 ; 3,3) = 14,3\text{m}$

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.

G = Charge permanente de l'élément considéré (travée) soit $G = 107,9\text{kN/ml} * 3 = 323,7 \text{ kN}$.

Q = Poids total maximum des essieux du système (Bc) qu'il est possible de placer sur la longueur L ; cette charge vaut : $Q = 720 \text{ kN}$.

Le coefficient de majoration donne donc $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*14,3} + \frac{0,6}{1+4*\frac{323,7}{720}} = 1,4$

- La surcharge majorée sous le système Bc sur le tablier est donc :

$$Q_1 = 14 * 1,4 * 1 = \mathbf{19,6 \text{ kN/ml}}$$

- La surcharge majorée sous le système Bc sur le radier est :

$$Q_2 = \frac{\delta * Q_c * 1 * bc}{6,9 * 14,3} = \frac{1,4 * 1200 * 1 * 0,8}{6,9 * 14,3} = \mathbf{13,62 \text{ kN/ml}}$$

- La surcharge uniformément répartie majorée sous le système Bc sur les piédroits est donnée par :

$$Q_3 = Q_4 = \delta * \gamma_q * K_a * 1 * Q_{cex} = 1,4 * 1,1 * 0,33 * 10 * 1 = \mathbf{5,1 \text{ kN/ml}}$$

Q_{cex} est la charge d'exploitation sur le remblai pris égal à 10 kN.m^{-2} majoré par γ_q pour prendre en compte l'action des engins lors du compactage.

- Calcul des sollicitations sous-système Bc

A l'aide des formules :

$$m_{1,2} = \frac{-Q_1 L^2}{12}, m_{4,5} = \frac{-Q_2 L^2}{12}; m_{6,1} = \frac{-(Q_4 - Q_3) H^2}{20} - \frac{Q_3 H^2}{12}$$

$$m_{1,6} = \frac{(Q_4 - Q_3) H^2}{30} + \frac{Q_3 H^2}{12}$$

Et $m_{2.1} = -m_{1.2} = m_{3.2} = -m_{23}$, $m_{3.4} = -m_{1.6}$; $m_{4.3} = -m_{6.1}$; $m_{45} = -m_{54} = m_{56} = -m_{65}$;

$m_{25} = m_{52} = 0$, On obtient les moments d'encastrement pour 1m de largeur de dalot consignés dans le tableau suivant :

m12	-17,8
m21	17,8
m23	-17,8
m32	17,8
m34	-7,85
m43	7,85
m45	-12,36
m54	12,36
m56	-12,36
m65	12,36
m61	-7,85
m16	7,85
m25	0
m52	0

Disposant donc des moments d'encastrement, nous sommes à mesure de déterminer les valeurs des moments b_i (kN.m) consignées dans le tableau suivant :

b1	9,95
b2	0
b3	-9,95
b4	4,51
b5	0
b6	-4,51

La résolution du système d'équations obtenu lors de la présentation de la méthode de calcul est donnée par le tableau suivant :

a1	2,17
a2	0,00
a3	-2,17
a4	1,37
a5	0,00
a6	-1,37

A l'aide de la formule précisée dans le paragraphe concernant la méthode de calcul, Nous obtenons donc les moments aux nœuds sous-système Bc consignés dans le tableau suivant :

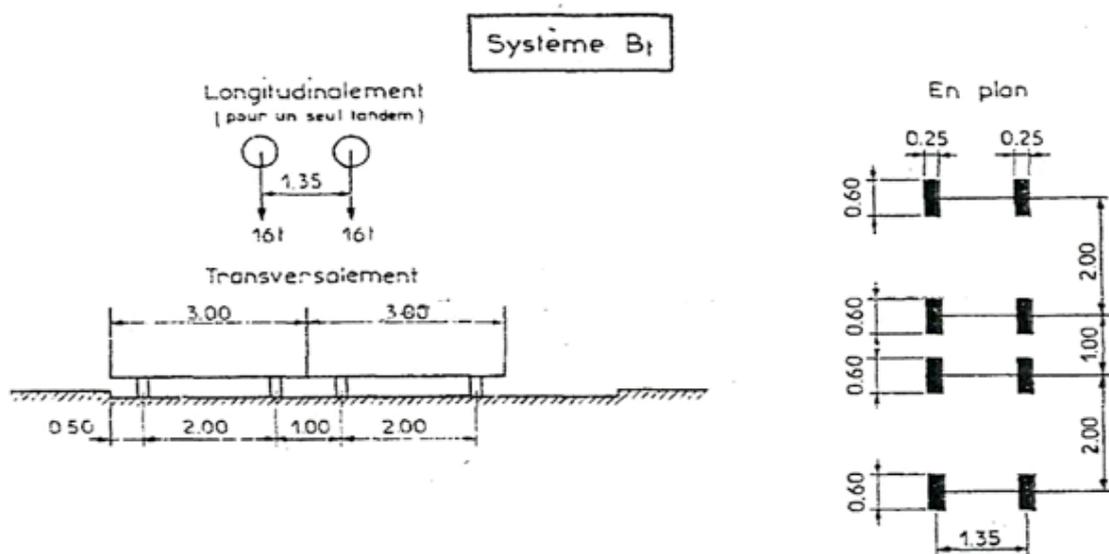
Moments aux nœuds sous-système Bc	
M12	-11,89
M21	20,75
M23	-20,75
M32	11,89

M34	-11,89
M43	8,63
M45	-8,63
M54	14,23
M56	-14,23
M65	8,63
M61	-8,63
M16	11,89
M25	0,00
M52	0,00

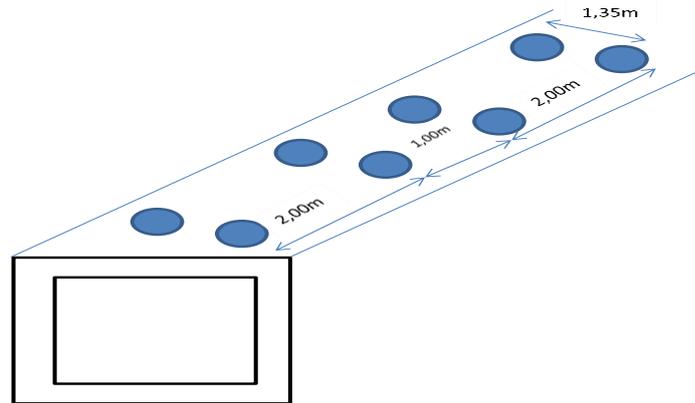
Les moments isostatiques au milieu des travées du tablier, du radier et piédroits sont :

- Tablier : $M_{0t} = \frac{Q_1 L^2}{8} = \frac{19,6 \times 3,3^2}{8} = 26,7 \text{ kN.m}$
 - Radier : $M_{0r} = -\frac{Q_2 L^2}{8} = -\frac{13,62 \times 3,3^2}{8} = -18,54 \text{ kN.m}$
 - Piédroit : $M_{0p} = \frac{(Q_4 - Q_3) H^2}{16} + \frac{Q_3 H^2}{8} = \frac{(5,1 - 5,1) 4,3^2}{16} + \frac{5,1 \times 4,3^2}{8} = 11,8 \text{ kN.m}$
- Sous-système Bt

L'essieu tandem du sous-système Bt comporte 2 essieux de 2 roues simples de 16t par essieu soit 8t par roue.



Présentation du système Bt sur une voie.



Répartition des charges du système Bt sur l'ouvrage

La charge Bt est multipliée par un coefficient de dégressivité transversale b_t qui est fonction de la classe de l'ouvrage ; ce coefficient pour un ouvrage de première classe est $b_t = 1$.

Le poids des 16 roues est : $P_{roues} = 16 * 8 * 10 = 1280 \text{ kN}$

Le cas le plus contraignant est celui d'un tridem de 96 tonnes soit 960 kN disposés pour un impact de 1,60 x 9,6 m à la surface de la couche de roulement.

La surface d'impact d'une roue arrière est un rectangle de dimensions $u_0 = 0,6\text{m}$ et $v_0 = 0,25\text{m}$. Cet impact sur l'ouvrage sera un rectangle tel que : $u = 0,6 + 5,6 = 6,2\text{m}$ et

$v = 0,25 + 5,6 = 5,85\text{m}$. La surface d'impact due à la charge des 12 roues (cas défavorables) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right) \left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(1,6 + \frac{6,2}{2}\right) \left(9,6 + \frac{5,85}{2}\right) = 58,9 \text{ m}^2$$

La surcharge répartie sur la traverse est donc :

$$Q_t = \frac{960 * 1}{58,9} = 16,3 \text{ kN/m}^2$$

Le coefficient de majoration dynamique est donné par :

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

Avec $L = \max(\text{Largeur roulable ; portée de la travée}) = \max(14,3 ; 3,3) = 14,3\text{m}$

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.

G = Charge permanente de l'élément considéré (travée) soit $G = 107,9\text{kN/ml} * 3,3 = 323,7 \text{ kN}$.

Q = Poids total maximum des essieux du système (Bt) qu'il est possible de placer sur la longueur L ; cette charge vaut : $Q = 960 \text{ kN}$.

Le coefficient de majoration donne donc $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*14,3} + \frac{0,6}{1+4*\frac{323,7}{960}} = 1,41$

- La surcharge majorée sous le système Bt sur le tablier est donc :

$$Q_1 = 16,3 * 1,41 * 1 = \mathbf{23 \text{ kN/ml}}$$

- La surcharge majorée sous le système Bt sur le radier est :

$$Q_2 = \frac{\delta * Q_c * 1 * bc}{6,9 * 14,3} = \frac{1,41 * 1200 * 1 * 1}{6,9 * 14,3} = \mathbf{17,15 \text{ kN/ml}}$$

- La surcharge uniformément répartie majorée sous le système Bt sur les piédroits est donnée par :

$$Q_3 = Q_4 = \delta * \gamma_q * K_a * 1 * Q_{cex} = 1,41 * 1,1 * 0,33 * 10 * 1 = \mathbf{5,12 \text{ kN/ml}}$$

Q_{cex} est la charge d'exploitation sur le remblai pris égal à 10 kN.m^{-2} majoré par γ_q pour prendre en compte l'action des engins lors du compactage.

- Calcul des sollicitations sous-système Bc

A l'aide des formules :

$$m_{1,2} = \frac{-Q_1 L^2}{12}, m_{4,5} = \frac{-Q_2 L^2}{12}; m_{6,1} = \frac{-(Q_4 - Q_3)H^2}{20} - \frac{Q_3 H^2}{12}$$

$$m_{1,6} = \frac{(Q_4 - Q_3)H^2}{30} + \frac{Q_3 H^2}{12}$$

Et $m_{2,1} = -m_{1,2} = m_{3,2} = -m_{2,3}$, $m_{3,4} = -m_{1,6}$; $m_{4,3} = -m_{6,1}$; $m_{4,5} = -m_{5,4} = m_{5,6} = -m_{6,5}$;

$m_{2,5} = m_{5,2} = 0$, On obtient les moments d'encastrement pour 1m de largeur de dalot consignés dans le tableau suivant :

m12	-20,9
m21	20,9
m23	-20,9
m32	20,9
m34	-7,85
m43	7,85
m45	-15,6
m54	15,6
m56	-15,6
m65	15,6
m61	-7,85
m16	7,85
m25	0
m52	0

Disposant donc des moments d'encastrement, nous sommes à mesure de déterminer les valeurs des moments b_i (kN.m) consignées dans le tableau suivant :

b1	13,05
b2	0
b3	-13,05
b4	7,75
b5	0
b6	-7,75

La résolution du système d'équations obtenu lors de la présentation de la méthode de calcul est donnée par le tableau suivant :

a1	2,94
a2	0,00
a3	-2,94
a4	2,16
a5	0,00
a6	-2,16

A l'aide de la formule précisée dans le paragraphe concernant la méthode de calcul, Nous obtenons donc les moments aux nœuds sous-système Bt consignés dans le tableau suivant :

Moments aux nœuds sous-système Bt	
M12	-12,91
M21	24,90
M23	-24,90
M32	12,91
M34	-12,91
M43	9,73
M45	-9,73
M54	18,54
M56	-18,54
M65	9,73
M61	-9,73
M16	12,91
M25	0,00
M52	0,00

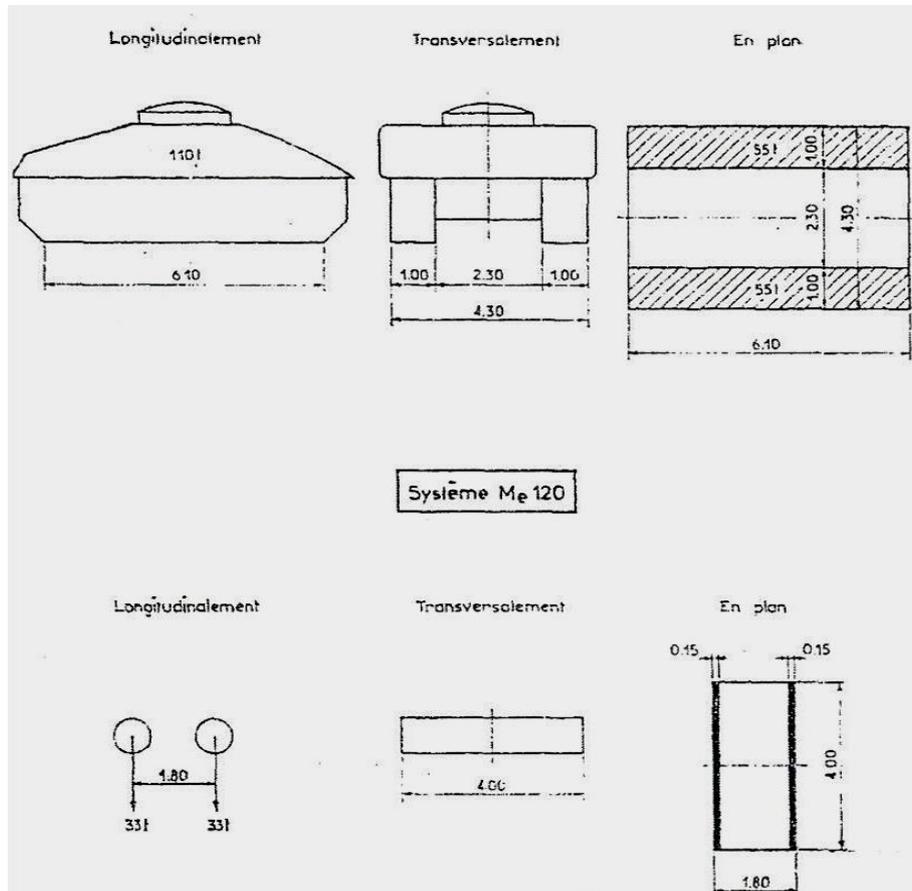
Les moments isostatiques au milieu des travées du tablier, du radier et piédroits sont :

- Tablier : $M_{0t} = \frac{Q_1 L^2}{8} = \frac{23 \times 3,3^2}{8} = 31,31 \text{ kN.m}$
- Radier : $M_{0r} = -\frac{Q_2 L^2}{8} = -\frac{17,15 \times 3,3^2}{8} = -23,35 \text{ kN.m}$
- Piédroit : $M_{0p} = \frac{(Q_4 - Q_3)H^2}{16} + \frac{Q_3 H^2}{8} = \frac{(5,12 - 5,12)4,3^2}{16} + \frac{5,12 \times 4,3^2}{8} = 11,8 \text{ kN.m}$

➤ Sous-système Me120

Un véhicule type du système Me120 comporte deux chenilles de masse totale 110t avec une longueur de 6,10 m. et une largeur 1 m par chenille ; la distance d'axe en axe des deux chenilles est de 3,30 m. Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé. Le

cas le plus contraignant est celui d'une masse de $110 \times 3,3/6.1 = 59,5$ tonnes soit 595 kN disposés pour un impact de 3,3 x 4,3 m à la surface de la couche de roulement.



Présentation du système Me120 sur une voie.

La surface d'impact d'une chaîne est un rectangle de dimensions $u_0 = 3,3\text{m}$ et $v_0 = 1\text{m}$. Cet impact sur l'ouvrage sera un rectangle tel que : $u = 3,3 + 5,6 = 8,9\text{m}$ et

$v = 1 + 5,6 = 6,6\text{m}$. La surface d'impact due à la charge des 12 roues (cas défavorables) sera :

$$A = \left(a + \frac{u}{2}\right) \left(b + \frac{v}{2}\right) = \left(3,3 + \frac{8,9}{2}\right) \left(4,3 + \frac{6,6}{2}\right) = 58,9 \text{ m}^2$$

La surcharge répartie sur la traverse est donc :

$$Q_t = \frac{595}{58,9} = 10,1 \text{ kN/m}^2$$

Le coefficient de majoration dynamique est donné par :

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

Avec $L = \max(\text{Largeur roulable} ; \text{portée de la travée}) = \max(14,3 ; 3,3) = 14,3\text{m}$

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.

G = Charge permanente de l'élément considéré (travée) soit $G = 107,9 \text{ kN/ml} * 3,3 = 323,7 \text{ kN}$.

Q = Poids total maximum des essieux du système (Bt) qu'il est possible de placer sur la longueur L ; cette charge vaut : $Q = 595 \text{ kN}$.

Le coefficient de majoration donne donc $\delta = 1 + \frac{0,4}{1+0,2*14,3} + \frac{0,6}{1+4*\frac{323,7}{1100}} = 1,4$

- La surcharge majorée sous le système Me120 sur le tablier est donc :

$$Q_1 = 10,1 * 1,4 * 1 = \mathbf{14,14 \text{ kN/ml}}$$

- La surcharge majorée sous le système Me120 sur le radier est :

$$Q_2 = \frac{\delta * Qc * 1 * bc}{6,9 * 14,3} = \frac{1,4 * 595 * 1 * 1}{6,9 * 14,3} = \mathbf{8,44 \text{ kN/ml}}$$

- La surcharge uniformément répartie majorée sous le système Me120 sur les piédroits est donnée par :

$$Q_3 = Q_4 = \delta * \gamma_q * K_a * 1 * Q_{cex} = 1,4 * 1,1 * 0,33 * 10 * 1 = \mathbf{5,12 \text{ kN/ml}}$$

Q_{cex} est la charge d'exploitation sur le remblai pris égal à 10 kN.m^{-2} majoré par γ_q pour prendre en compte l'action des engins lors du compactage.

- Calcul des sollicitations sous-système Me120

A l'aide des formules :

$$m_{1,2} = \frac{-Q_1 L^2}{12}, m_{4,5} = \frac{-Q_2 L^2}{12}; m_{6,1} = \frac{-(Q_4 - Q_3)H^2}{20} - \frac{Q_3 H^2}{12}$$

$$m_{1,6} = \frac{(Q_4 - Q_3)H^2}{30} + \frac{Q_3 H^2}{12}$$

Et $m_{2,1} = -m_{1,2} = m_{3,2} = -m_{2,3}$, $m_{3,4} = -m_{1,6}$; $m_{4,3} = -m_{6,1}$; $m_{4,5} = -m_{5,4} = m_{5,6} = -m_{6,5}$;

$m_{2,5} = m_{5,2} = 0$, On obtient les moments d'encastrement pour 1m de largeur de dalot consignés dans le tableau suivant :

m12	-12,83
m21	12,83
m23	-12,83
m32	12,83
m34	-7,85
m43	7,85
m45	-7,65
m54	7,65
m56	-7,65
m65	7,65
m61	-7,85
m16	7,85
m25	0

m52	0
-----	---

Disposant donc des moments d'encastrement, nous sommes à mesure de déterminer les valeurs des moments b_i (kN.m) consignées dans le tableau suivant :

b1	4,98
b2	0
b3	-4,98
b4	-0,2
b5	0
b6	0,2

La résolution du système d'équations obtenu lors de la présentation de la méthode de calcul est donnée par le tableau suivant :

a1	0,97
a2	0,00
a3	-0,97
a4	0,20
a5	0,00
a6	-0,20

A l'aide de la formule précisée dans le paragraphe concernant la méthode de calcul, Nous obtenons donc les moments aux nœuds sous-système Me120 consignés dans le tableau suivant :

Moments aux nœuds sous convoi Me120	
M12	-10,20
M21	14,14
M23	-14,14
M32	10,20
M34	-10,20
M43	7,09
M45	-7,09
M54	7,93
M56	-7,93
M65	7,09
M61	-7,09
M16	10,20
M25	0,00
M52	0,00

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

- Tablier : $M_{0t} = \frac{Q_1 L^2}{8} = \frac{14,14 \times 3,3^2}{8} = 19,25 \text{ kN.m}$
- Radier : $M_{0r} = -\frac{Q_2 L^2}{8} = -\frac{8,44 \times 3,3^2}{8} = -11,5 \text{ kN.m}$
- Piédroit : $M_{0p} = \frac{(Q_4 - Q_3)H^2}{16} + \frac{Q_3 H^2}{8} = \frac{(5,12 - 5,12)4,3^2}{16} + \frac{5,12 \times 4,3^2}{8} = 11,8 \text{ kN.m}$

Pour chaque travée considérée, les moments à gauche et droite sont ceux obtenus lors du calcul des moments aux nœuds correspondants à chaque travée. Le moment à mi- travée est exprimé par la formule :

$$M_{mi-travée} = \frac{M_{gauche} + M_{droite}}{2} + M_{isostatique}$$

Les moments en travée (kN.m), sur appui (kN.m), les réactions d'appui (kN), les efforts normaux de compression (kN) obtenus sous les systèmes Bc, Bt et Me120 respectivement sont consignés dans les tableaux suivants :

Désignation	Moments Max en travé et sur appui (charges Bc)								
	TRAVEE 1			TRAVEE 2					
ELEMENTS	appui gauche	appui droit	mi-travée	appui gauche	appui droit	mi-travée			
TABLIER	-11,89	-20,75	10,38	-20,75	-11,89	10,38			
RADIER	8,63	14,23	-7,11	14,23	8,63	-7,11			
PIEDROITS	Piédroit extrême gauche			Piédroit intérieur			Piédroit extrême droit		
	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée
	-8,45	-10,97	2,1	0,00	0,00	0,0	8,45	10,97	-2,09

Désignation	Reaction d'appui sur les éléments			
	TRAVEE 1		TRAVEE 2	
ELEMENTS	appui gauche	appui droit	appui gauche	appui droit
TABLIER	29,65	35,03	35,03	29,65
RADIER	-20,80	-24,20	-24,20	-20,80

Désignation	Efforts de compression sur les piédroits		
	Pié exté gauche	Pié inté 1	Pié extrè
	50,46	59,22	50,46

Répartition des efforts sous charges du système Bc

Désignation	Moments Max en travé et sur appui (charges Bt)								
	TRAVEE 1			TRAVEE 2					
ELEMENTS	appui gauche	appui droit	mi-travée	appui gauche	appui droit	mi-travée			
TABLIER	-12,91	-24,90	12,41	-24,90	-12,91	12,41			
RADIER	9,73	18,54	-9,22	18,54	9,73	-9,22			
PIEDROITS	Piédroit extrême gauche			Piédroit intérieur			Piédroit extrême droit		
	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée
	-9,30	-11,75	1,3	0,00	0,00	0,0	9,30	11,75	-1,27

Désignation	Reaction d'appui sur les éléments			
	TRAVEE 1		TRAVEE 2	
	appui gauche	appui droit	appui gauche	appui droit
ELEMENTS				
TABLIER	34,32	41,58	41,58	34,32
RADIER	-25,63	-30,97	-30,97	-25,63

Désignation	Efforts de compression sur les piédroits		
	Pié exté gauche	Pié inté 1	Pié extrè
	59,95	72,55	59,95

Répartition des efforts sous charges du système Bt

Désignation	Moments Max en travé et sur appui (charges Me120)								
	TRAVEE 1			TRAVEE 2					
ELEMENTS	appui gauche	appui droit	mi-travée	appui gauche	appui droit	mi-travée			
TABLIER	-10,20	-14,14	7,08	-14,14	-10,20	7,08			
RADIER	7,09	7,93	-3,99	7,93	7,09	-3,99			
PIEDROITS	Piédroit extrême gauche			Piédroit intérieur			Piédroit extrême droit		
	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée
	-7,27	-9,66	3,3	0,00	0,00	0,0	7,27	9,66	-3,33

Désignation	Reaction d'appui sur les éléments			
	TRAVEE 1		TRAVEE 2	
	appui gauche	appui droit	appui gauche	appui droit
ELEMENTS				
TABLIER	22,13	24,53	24,53	22,13
RADIER	-13,68	-14,18	-14,18	-13,68

Désignation	Efforts de compression sur les piédroits		
	Pié exté gauche	Pié inté 1	Pié extrè droit
	35,81	38,71	35,81

Répartition des efforts sous charges du système Me120

Après analyse, c'est le système Bt qui est le plus défavorable pour notre ouvrage et il est donc considéré pour la combinaison de charge. A l'ELS, nous obtenons ainsi le tableau suivant :

Désignation	Moments Max en travé et sur appui (charges Me120)								
	TRAVEE 1			TRAVEE 2					
ELEMENTS	appui gauche	appui droit	mi-travée	appui gauche	appui droit	mi-travée			
TABLIER	-10,20	-14,14	7,08	-14,14	-10,20	7,08			
RADIER	7,09	7,93	-3,99	7,93	7,09	-3,99			
PIEDROITS	Piédroit extrême gauche			Piédroit intérieur			Piédroit extrême droit		
	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée	Appui inférieur	appui supérieur	mi-travée
	-7,27	-9,66	3,3	0,00	0,00	0,0	7,27	9,66	-3,33

Désignation	Reaction d'appui sur les éléments			
	TRAVEE 1		TRAVEE 2	
ELEMENTS	appui gauche	appui droit	appui gauche	appui droit
TABLIER	205,80	241,35	241,35	205,80
RADIER	-266,20	-311,68	-311,68	-266,20

Désignation	Efforts de compression sur les piédroits		
	Pié exté gauche	Pié inté 1	Pié exté droit
	472,00	553,03	472,00

Répartition des efforts à L'ELS

Les efforts normaux de compression à l'ELU (kN) :

Efforts de compression sur les piédroits		
Pié exté gauche	Pié inté 1	Pié exté droit
630,01	737,88	630,01

IV. Calcul des sections d'armatures

➤ Organigramme de calcul des éléments en flexion simple (ELS, FP)

Il s'agit entre autres ici, du calcul des éléments tablier, radier, appuis.

Données				
Dimensions caractéristiques	Largeur de la poutre	b =	1,00	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0,27	m
	Hauteur utile des aciers comprimés (si nécessaire)	d' =	0,03	m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe	500	MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28	27	MPa

Calcul des contraintes admissibles				
Contrainte de compression du béton	$(0.6 \times F_{c28})$	$\sigma_{bc} =$	16,2	MPa
Contrainte limite de traction du béton	$0.6 + (0.06 \times F_{c28})$	$F_{t28} =$	2,22	MPa
Contrainte limite de traction des aciers	$FP = \text{mini} (2/3 F_e ; \text{maxi} (1/2 F_e ; 110 \times ((\eta \times F_{tj})^{1/2})))$			
	$FTP = 0.80 \times \sigma_{st} (FP)$	$\sigma_{st} =$	250,00	MPa
Paramètres caractéristiques de la section				
Coefficient de la fibre neutre	$\sigma_{bc} / (\sigma_{bc} + (\sigma_{st} / 15))$	$\alpha =$	0,493	
Ordonnée de la fibre neutre	$d \times \alpha$	$y =$	0,1331	m
Bras de levier du couple interne	$d - (y / 3)$	$Z_b =$	0.23	m
Moment résistant du béton de service	$0.5 \times \sigma_{bc} \times b \times \alpha (1 - (\alpha / 3)) \times d^2$	M_{rbser}	0,24	MN.m

D'après les résultats de calcul de nos moments aux niveaux des différentes sections, il en ressort que tous ces moments sont inférieurs au moment résistant du béton à l'ELS. Ainsi, nous n'aurons pas d'acier comprimés au niveau des différentes sections. La section est donc donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{Z_b \sigma_{st}}$$

➤ Organigramme de calcul en compression simple (ELU)

Il s'agit du calcul du piedroit intermédiaire en considérant l'effort normal ultime à la section de base. Nous avons les données suivantes :

Données		
Dimensions du poteau	Grand coté du poteau	$b = 1,00 \text{ m}$
	Petit coté du poteau	$a = 0,30 \text{ m}$
Contrainte de l'acier utilisé		$F_e = 500 \text{ MPa}$
Contrainte du béton à 28 jours		$F_{c28} = 27 \text{ MPa}$
Hauteur d'étage		$L_0 = 4,3 \text{ m}$
Poteau de rive : (1) oui ; (2) non		Type : 2
Effort ultime= 1.35 G + 1.5 Q		$N_u = 0,738 \text{ MN}$
Nu/2 appliq. avt 28 j ==>>> K= 1.2 ==>>	On remplace Fc28 par Fcj	Coefficient réducteur $K = 1$
Nu/2 appliq. avt 90 j ==>>> K= 1.1		
Nu/2 appliq. aps 90 j ==>>> K= 1		

Résultats		
Périmètre de la section	$(2 \times a) + (2 \times b)$	u = 2,60 m
Moment quadratique de la section	$(b \times a^3) / 12$	I.mini = 0,002250 m ⁴
Aire de la section	$(a \times b)$	B = 0,3000 m ²
Aire de la section - 2 cm périphérique	$(a - 0.02) \times (b - 0.02)$	Br = 0,2744 m ²
Longueur de flambement	si poteau de rive : Lf = Lo , sinon Lf = 0,7 Lo	Lf = 3,01 m
Rayon de giration	$(I.mini / B)^{1/2}$	i = 0,0866 m
Elancement	(Lf / i)	l = 34,76
Control : Elancement <70		Control : vérifié
Coefficient d'élancement	si $\lambda > 50 : \alpha = (0.6 (50 / \lambda)^2) / K$ si $\lambda < 50 : \alpha = (0.85 / (1 + 0.2 (\lambda / 35)^2)) / K$	a = 0,710
Section théorique d'acier	$[(Nu / \alpha) - ((Br \times Fc28) / 1.35)] \times (1.15 / Fe)$	Ath = -102,32 cm ²
Section maximale d'acier	$(5 \% B)$	A.maxi = 150,00 cm ²
Section de calcul minimale	maxi $(0.2 \% B ; 4 \times u ; Ath)$	Asc = 10,40 cm ²
Control : Asc < A.maxi		Control : vérifié

➤ Organigramme de calcul du piedroit de rive en flexion composée :

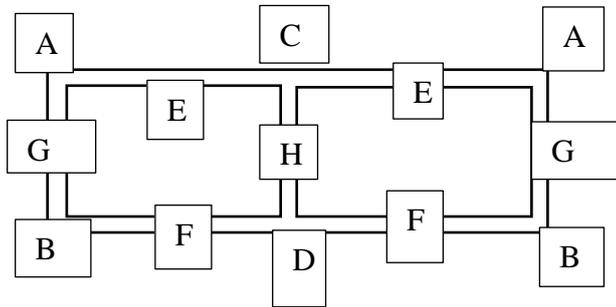
$$\left(\begin{array}{l} N_{ser} = 472 \text{ kN} \\ M_{ser} = 108,93 \text{ kN.m} \end{array} \right), \left(\begin{array}{l} N_u = 630 \text{ kN} \\ M_u = 145,88 \text{ kN.m} \end{array} \right)$$

Données		
Dimensions de la section		L0 = 4,00 m
		b = 1,00 m
		h = 0,30 m
coefficient de sécurité du béton		$\gamma_b = 1,50$
coefficient de sécurité de l'acier		$\gamma_s = 1,15$
Contrainte de l'acier utilisé		Fe = 500 MPa
Contrainte ultime de l'acier	$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	f _{su} = 434,78 MPa
Contrainte du béton a 28 jours		Fcj = 27 MPa
Contrainte ultime du béton	$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b}$	f _{bu} = 15,30 MPa
Effort Normale		N _u = 0,63 MN
Moment du aux charges permanentes		Mg = 0,09725 MN.m
Moment du aux charges d'exploitations		Mq = 0,00973 MN.m
Moment flechissant max		M _u = 0,146 MN.m

Résultats		
Excentricité du premier ordre	(Mu/Nu)	$e_1 = 0,23$ m
Longueur de flambement	poteau encasté aux 2extrémités : $L_f = 2 L_o$	$L_f = 8,00$ m
coefficients	$\alpha = \frac{Mg}{Mg + Mq}$	$\alpha = 0,909$
	\emptyset	$\emptyset = 2,00$
Excentricité du second ordre	$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha \times \emptyset)$	$e_2 = 0,244$ m
Excentricité additionnelle	$e_a = \max\left(2cm; \frac{L}{250}\right)$	$e_a = 0,02$ m
Excentricité réelle de l'effort normal	$e = e_1 + e_2 + e_a$	$e = 0,496$ m
Effort de compression centré maximal	$N_{bmax} = b * h * f_{bc}$	$N_{bmax} = 4,59$ MN
Coef de remplissage du diagr de contrainte	$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{bmax}}$	$\psi_1 = 0,14$
Excentricité critique relative	$\psi_1 \leq 2/3; \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})}$	$\zeta = 0,162$
calcul de e_{NC}	$e_{NC} = \zeta * h$	$e_{NC} = 0,05$ m
$e_{NC} < e$ section partiellement comprimée		
Excentricité e_A	$e_A = e + (d - 0,5h)$	$e_A = 0,62$
Moment ultime fictif	$M_{uf} = N_u * e_A$	$M_{uf} = 0,388$ MN
coefficients	$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b_0 d^2 f_{su}}$	$\mu_u = 0,012$
	$\mu_u < \mu_l = 0,392 (FeE400); 0,376 (FeE500)$	$\mu_l = 0,376$
section partiellement comprimée et pas d'acier comprimée		
Paramètre de déformation	$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha_u = 0,015$
Bras de levier	$Z_u = d(1 - 0,4\alpha_u)$	$Z_u = 0,268$
	$d=0,9h$	$d=0,27$ m
Section d'acier théorique	$A_{th} = \frac{M_{uf}}{Z_u f_{su}} - \frac{N_u}{f_{su}}$	$A_{th} = 18,77$ cm ² /ml
Par face	$A_{th}/2$	9,38
Condition de non fragilité	$A_{smin} = \frac{0,23 * b d f_{t28}}{f_e}$	$A_{smin} = 2,76$ cm ²

En définitive, les sections d'aciers sont réparties dans le tableau suivant :

Figure 45: Représentation des sections sur l'ouvrage



Résumé des armatures sur l'ouvrage

SECTIONS	Enrobage(m)	Moments(kN.m) ELS	Matériaux		As pratique
			As théoriq(cm ²)	Fc28(Mpa)	
A	0,04	83,9	27	14,87	5HA 20 - st = 15cm (15,71 cm ²)
B	0,04	108,93	27	19,31	5HA25 - st = 15cm (24,54 cm ²)
Einf	0,04	71,25	27	12,63	5HA 20 - st = 15cm (15,71 cm ²)
Fsup	0,04	91,2	27	16,17	5HA 20 + 5HA12 - st = 15cm (21,36 cm ²)
C	0,04	142,55	27	25,27	5HA20 + 5HA20 st = 15cm (31,42 cm ²)
Esup	0,04	min	27	3,62	HA 12 - st = 15 cm (5,65 cm ²)
Finf	0,04	min	27	3,62	HA 12 - st = 20 cm (5,65 cm ²)
D	0,04	183,98	27	31,9	5HA 25 + 5HA 14 st = 15cm (32,24 cm ²)
Gterre	0,04	Nu = 630 kN Mu = 137,19 kN.m	27	18,77	6HA 20 - st = 10cm (18,85 cm ²)
Geau	0,04	min	27	3,62	HA 12 - st = 20 cm (5,65 cm ²)
H2_faces	0,04	Nu = 738 kN	27	10,4	4HA 20 - st = 20 cm

V. Justification du ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant

D'après l'article A.5.2,2 du BAEL, les armatures d'effort tranchant ne sont pas requises si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La pièce concernée est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur
- La contrainte tangente $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1260 \text{ kN/m}^2$

$$\frac{V_u}{b_0 d} = \frac{737,88}{1 \times 0,27} = 2732,88 \text{ kN/m}^2$$

La condition n'étant pas vérifiée, il convient de disposer des armatures d'efforts tranchant calculées ci-dessous :

$$FP : \tau_{ul} = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,7 \text{ MPa}$$

Pour un espacement de 20cm, on doit avoir une section minimum $A_t \geq \frac{0,4 b_0 s_t}{f_e} = 1,6 \text{ cm}^2$

La justification à l'ELU s'exprime par la relation :

$$A_t \geq \frac{b_0 s_t \gamma_s (\tau_u - 0,3 * f_{tj})}{0,9 * f_e} = \frac{1 * 0,2 * 1,15 (2,733 - 0,3 * 2,22)}{0,9 * 500} = 10,56 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons donc des aciers transversaux de diamètre 12 mm tous les 10cm contre l'effort tranchant.

VI. Calcul du mur en aile

Le mur en aile sera considéré comme un mur de soutènement de type cantilever. Le rôle de cet ouvrage de soutènement est de retenir un massif de terre. L'étude de ce mur de forme trapézoïdale nécessite une méthode spécifique d'étude et de contrôle du dimensionnement dans le but d'assurer sa stabilité. Le mur cantilever en béton armé qui, doté d'une base élargie encastrée à la partie supérieure du sol, fonctionne sous l'effet du poids du remblai ; c'est un ouvrage rigide. Le calcul du mur et ses vérifications demande une succession de calculs cohérents et itératifs. Il est important de pré-dimensionner de manière rigoureuse les caractéristiques géométriques du mur dans le but d'arriver de façon rapide aux bons résultats. L'utilisation de quelques règles simples pour les murs-cantilever « courants » en béton armé permet de choisir rapidement les dimensions du mur :

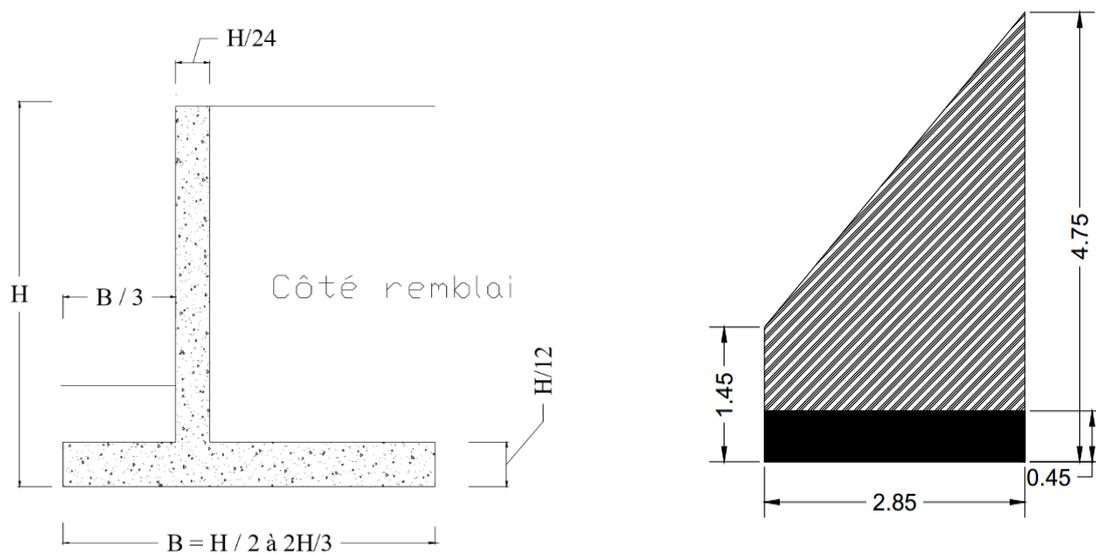


Schéma du mur

➤ Prédimensionnement

La hauteur du mur varie de $H_{min} = 1\text{m}$ à $H_{max} = 4,3\text{m}$. Nous allons effectuer le dimensionnement de l'ouvrage sur sa section primaire à la hauteur H_{max} et uniformiser le ferrailage jusqu'à la fin. L'épaisseur en tête et à la base du mur est évaluée par

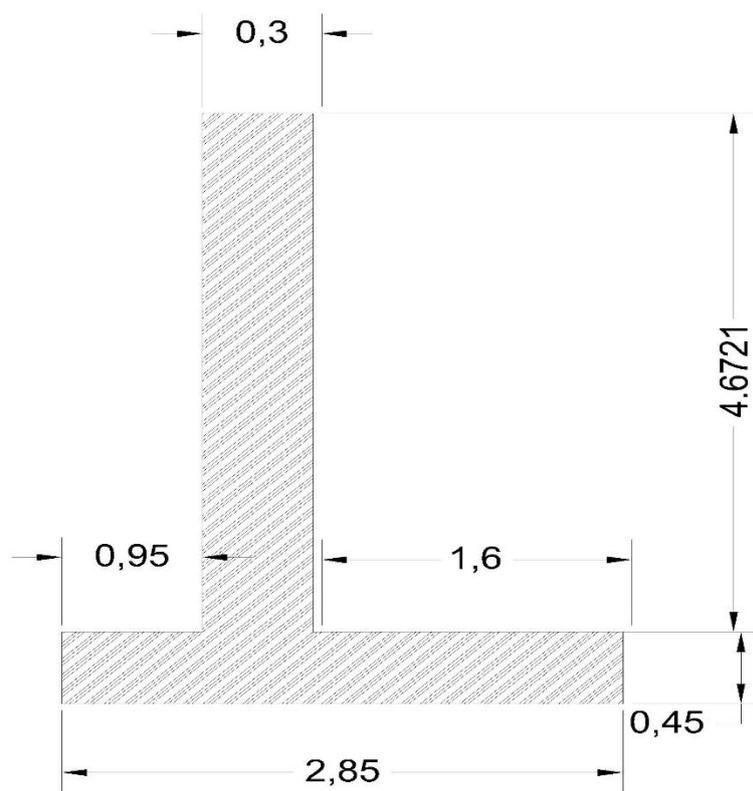
$$e_1 = \frac{H_{max}}{24} = 18.1 \text{ cm}$$

La valeur retenue sera **30cm**.

L'épaisseur de la semelle nous est donnée par $e_2 = \frac{H_{max}}{12} = 35,8\text{cm}$, nous garderons la valeur **45 cm**.

La largeur b de la semelle est donnée par $\frac{1}{2}H_{max} \leq b \leq \frac{2}{3}H_{max}$, soit $2,15 \leq b \leq 2,87$. La valeur **$b = 2,85\text{m}$** sera retenue afin de s'assurer sans crainte de la stabilité externe.

La largeur du patin est donnée par $b_1 = b/3 = \mathbf{0,95 \text{ m}}$. D'où celle du talon se déduit de la relation $b_2 = 2,85 - 0,3 - 0,95 = \mathbf{1,6 \text{ m}}$.



Dimension du mur en aile

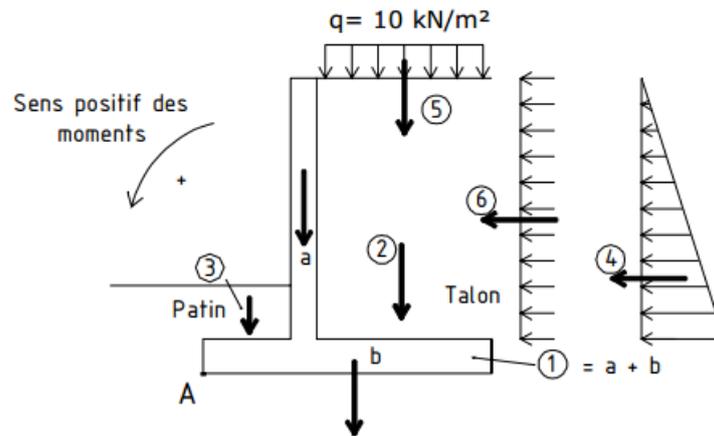
➤ Dimensionnement du mur en aile

Les calculs sont effectués pour une bande de 1 m de mur. L'enrobage est pris égal 5 cm pour la semelle du mur et 3 cm pour les autres parties. Pour le remblai, les caractéristiques sont :

- ✓ Cohésion $c = 0$
- ✓ Poids volumique des terres $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$
- ✓ Angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$
- ✓ Poussée passive nulle sur l'avant du patin
- ✓ Terre-plein horizontal non chargé
- ✓ Coefficient de poussée :
 - Horizontale : $K_{ah} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0,33$
 - Verticale : $K_{av} = 0$

Pour le sol de fondation sous la semelle (remblai compacté), on :

- ✓ Angle de frottement interne $\phi' = 30$
- ✓ Contrainte du sol : 0,5 MPa
- ✓ Cohésion $C' = 0$



Inventaire des forces appliquées au mur

Actions permanentes		Actions variables	
Actions verticales	Action horizontale	Action verticale	Action horizontale
<ul style="list-style-type: none"> ✓ Pv : Poids du voile ✓ Ps : Poids de la semelle ✓ Pt : Poids des terres sur la semelle 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Ft : Poussée des terres sur le mur 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Pq : Poids des surcharges sur le remblai 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Fq : Poussées due aux surcharges

• Calcul des actions

Actions	Forces (KN)	Bras de levier (m)	Moment/A (KN.m)
Pv	31,125	1,1	34,238
Ps	32,0625	1,425	45,689
Pt	119,52	2,05	245,016
Pq	16	2,05	32,800
Ft	54,426	1,5333333	83,452
Fq	13,146	2,3	30,236
M. stabilisant (kN.m)	M. renversant (kN.m)	F. horizontales (kN)	F. Verticales (kN)
357,743	113,689	67,572	198,708

• Vérification de la stabilité du mur

De façon générale le mur de soutènement se trouve soumis à un effort de poussée P et un effort de butée B (considérée comme stabilisante mais non pris en compte dans ce calcul).

Vérification au renversement (non basculement)

La stabilité est définie comme le rapport du moment des forces stabilisatrices sur le moment des forces de renversement, moments évalués par rapport au point A.

Forces de renversement : poussée P_t , composante horizontale des surcharges sur le remblai.

Forces stabilisatrices : les poids P_i (voile, semelle, terre), la surcharge sur le remblai.

Le coefficient de sécurité au renversement est donné par : $F_r = \frac{\sum \text{Moments stabilisants}}{\sum \text{Moments renversants}} \geq 1,5$

Stabilité au non glissement et non poinçonnement du sol d'assise

Le coefficient de sécurité au glissement est $F_g = \frac{C' * b + \tan \theta * R_v}{R_H} \geq 1,5$

Avec,

- $b = 3.35$ m, largeur du mur à la base
- $\theta = 30^\circ$, angle de frottement interne du sol
- R_v = composante verticale de la résultante des forces
- R_H = composante horizontale de la résultante des forces

Justification au non-poinçonnement

Elle consiste à s'assurer que la contrainte verticale de référence σ_{ref} au quart de la largeur comprimée est au plus égale à la contrainte de calcul q_{ser} , et convenablement corrigée pour tenir compte de l'excentricité et de l'inclinaison δ_r sur la verticale de la résultante R des actions appliquées. La condition suivante doit être vérifiée $\sigma_{ref} < \overline{\sigma_{ser}} = \sigma_0 * \delta_r$.

Calcul de la charge V_u excentrée par rapport au milieu de la semelle

$$V_u = 270,655 \text{ KN}$$

Calcul de l'excentricité u entre la charge V_u et le milieu de la semelle

$$u = 0,21 \text{ m}$$

Calcul des contraintes au points A et B de la semelle

$$\delta_A = 136,205 \text{ KN/m}^2$$

$$\delta_B = 53,728 \text{ KN/m}^2$$

Déduction de δ_{max} et δ_{min}

$$\delta_{max} = 136,205 \text{ KN/m}^2$$

$$\delta_{min} = 53,728 \text{ KN/m}^2$$

Ici nous avons $u = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_o}{R_v} = 0,22 < \frac{B}{6} = 0,475$. Ainsi la semelle est totalement comprimée

et nous avons $\sigma_{min} = \frac{N}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = 0,053 \text{ MPa}$ et

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \mathbf{0,135 MPa},$$

$$\sigma_{ser} = \frac{1}{4} * \sigma_{min} + \frac{3}{4} * \sigma_{max} = \mathbf{0,12 MPa} < \frac{0,5}{3} = 0,17 MPa.$$

En résumé, nous avons :

Vérifications du mur de soutènement	Condition de vérification	Valeur	Appréciation
Stabilité au renversement > 1,5		3,1466796	OK
Stabilité au non soulèvement	$\delta_{min} > 0$ (Mpa)	0,0537282	OK
Stabilité au poinçonnement	$\delta_{réf} < \delta_{adm}$ avec $\delta_{adm} = 0,17$ Mpa	0,1101695	OK
Stabilité au glissement > 1,5		1,72	OK
Stabilité totale du mur de soutènement avec les 04 conditions vérifiées			OK

Nous pouvons donc conclure que la stabilité externe du mur est vérifiée.

VII. Calcul des armatures

Le voile du mur sera calculé comme une console encastree dans la semelle. Le patin et le talon également seront calculés en flexion simple. Le moment dans la section critique S1 est déterminant pour le calcul des armatures verticales du voile du côté remblai. Cette section sera donc utilisée afin d'harmoniser les armatures du voile.

Les sollicitations sur les différents éléments de structure sont :

Sollicitations du rideau

Le rideau est calculé comme une console encastrée dans la semelle en C' D'

Le rideau est soumis:

à un moment dû à la poussée des terres (M1)

M1= 61,279 KN.m

à un moment dû à la surcharge (M2)

M2= 24,610 KN.m

M rideau= 85,889 KN.m

Sollicitations du patin

Le patin est calculé comme une console encastrée dans la semelle en C C'

Le patin est soumis:

à un moment dû à son poids propre (M1)

M1= -5,077 KN.m

à un moment dû à la réaction du sol (M2)

M2= 41,600 KN.m

M patin= 36,524 KN.m

Sollicitations du talon

Le talon est calculé comme une console encastrée dans la semelle en D D'

Le talon est soumis:

à un moment dû au poids des surcharges (M1)

M1= 12,800 KN.m

à un moment dû au poids des terres (M2)

M2= 95,616 KN.m

à un moment dû à son poids propre (M3)

M3= 14,400 KN.m

à un moment dû à la réaction du sol (M4)

M4= -66,108 KN.m

M talon= 56,708 KN.m

- ✓ Armature de répartition (aciers horizontaux) du voile (côté remblayé)

On adopte une disposition forfaitaire d'armatures de répartition :

Armatures de répartition : $A_H \geq 0,1 e_1 = 3cm^2/ml$; Nous adoptons 5HA12/ml totalisant 5,65 cm^2 avec un espacement $st = 20$ cm.

- ✓ Aciers complémentaires du voile pour le côté non remblayé

Il convient d'adopter sur ce côté une disposition forfaitaire d'armatures de peau dans le sens vertical A_v et horizontal A_H .

Armatures verticales : $A_v \geq 0,1 e_1 = 3cm^2/ml$; Nous adoptons 5HA12/ml totalisant 5,65 cm^2 avec un espacement $st = 20$ cm.

Armatures horizontales : $A_H \geq 0,075 e_1 = 2,25cm^2/ml$; Nous adoptons 5HA12/ml totalisant 5,65 cm^2 avec un espacement $st = 20$ cm.

Résumé des armatures sur le mur en aile pour 1ml d'ouvrage

Voile			Moments kN.m	Section théorique (cm ²)	Choix d'acier	
Voile	Face remblayée	Aciers principaux	85,88	15,22	5HA20 -st 15cm (15,71 cm ²)	
		Aciers de répartition	min	3,2	5HA12 -st 20cm (5,65 cm ²)	
	Face vue	Aciers principaux	min	3,2	5HA12 -st 15cm (5,65 cm ²)	
		Aciers de répartition	min	3,2	5HA12 -st 20cm (5,65 cm ²)	
	Semelle	Patin	Aciers principaux	36,53	4,32	5HA12 -st 20cm (5,65 cm ²)
			Aciers de répartition	min	3,2	5HA12 -st 20cm (5,65 cm ²)
Talon		Aciers principaux	56,708	6,7	5HA14 -st 15cm (7,7 cm ²)	
		Aciers de répartition	min	3,2	5HA12 -st 20cm (5,65 cm ²)	

Annexe V : ETUDES COMPLEMENTAIRES (SIGNALISATION, ECLAIRAGE PUBLIC ET SECURITE ROUTIERE)

I. Signalisation et sécurité routière

La signalisation routière désigne l'ensemble des signaux conventionnels implantés sur le domaine routier et destinés à assurer la sécurité des usagers de la route, soit en les informant des dangers et des prescriptions relatifs à la circulation, soit en leur indiquant les repères et équipements utiles à leurs déplacements. Elle comprend deux grands ensembles à savoir la signalisation routière verticale (panneaux, balises, bornes, feux tricolores etc...) et la signalisation routière horizontale, constituée des marquages au sol. L'objectif d'un concepteur ou d'un gestionnaire de la voirie dans le domaine de la sécurité doit être de contrecarrer par l'aménagement les processus qui conduisent aux accidents.

1. Sécurité routière

Les exigences concernant la sécurité de la voie ne s'expriment pas sous une forme simple. Elles doivent prendre en considération tous ces aspects du fonctionnement et du dysfonctionnement des systèmes élémentaires, homme, véhicule, environnement et plus largement du système de circulation.

Ces exigences concernant la sécurité des voies peuvent être schématiquement organisées autour des points suivants :

- Visibilité,
- Lisibilité,
- Adéquation aux contraintes dynamique des véhicules ;
- Possibilité de désistement et de récupération
- Limitation de la gravité des chocs

Enfin, l'aménagement d'une voie doit viser à limiter le risque d'accident, dans la plus grande mesure possible, il convient d'un autre côté de limiter également l'importance de flux (trafic, piéton...) exposé aux risques élevés ; pour cela il faut aller chercher la meilleure correspondance entre les flux les plus importants et les aménagements à risques faibles.

Nous avons retenu :

- Dispositifs de retenue : Des barrières métalliques de type BN4 seront utilisées pour le passage sur l'ouvrage d'art au Pk 2+600
- Bordure : les bordures de type T2 pour délimiter la chaussée et marquer la limite du trottoir, Les bordures CS2 et pour canaliser les eaux à la surface de la chaussée, un TPC surélever pour marquer la séparation entre les voies et l'installation des plantes, des bordures A2 pour permettre au riverain d'accéder à leur propriété sans endommager le trottoir.

2. La signalisation

Compte tenu de l'importance du développement du trafic et l'augmentation de la vitesse des véhicules, la circulation devra être guidée et disciplinée par des signaux simples susceptibles d'être compris par tous les intéressés. La signalisation routière comprend la signalisation verticale et la signalisation horizontale. Elle a pour objet :

- ✓ De rendre plus sûre la circulation routière.
- ✓ De faciliter cette circulation.
- ✓ D'indiquer ou de rappeler diverses prescriptions particulières de police.
- ✓ De donner des informations relatives à l'usage de la route.

Il est nécessaire de concevoir une bonne signalisation en respectant les règles suivantes :

- ✓ Cohérence entre la géométrie de la route et la signalisation (homogénéité).
- ✓ Cohérence avec les règles de circulation.
- ✓ Cohérence entre la signalisation verticale et horizontale.
- ✓ Eviter la publicité irrégulière.
- ✓ Simplicité qui s'obtient en évitant une surabondance de signaux qui fatiguent l'attention de l'utilisateur.

a. La signalisation verticale

Pour la signalisation verticale nous avons utilisé comme référence l'Instruction Interministérielle sur la Signalisation routière, 1^{ère} partie sur la signalisation verticale. Elle se fait à l'aide de panneaux, qui transmettent des renseignements sur le trajet emprunté par l'utilisateur à travers leur emplacement, leur couleur, et leur forme. Les différents types de panneaux de signalisation utilisés pour notre étude sont :

- Panneaux de signalisation d'avertissement de danger (type A) : virages dangereux, limitation de vitesse, traversée des piétons ;

- Panneaux de signalisation d’intersection et de priorité (type AB) ;
- Panneaux de signalisation d’interdiction ou de restriction (type C) ;
- Panneaux de signalisation d’obligation (type B) : obligation, passages pour piétons, zone de stationnement des TC ;
- Panneaux de type J5 pour les têtes d’îlots directionnels en agglomération notamment au niveau des carrefours ;
- Panneaux de direction et de localisation de type D ;

Tableau 56: Résumé des panneaux sur le tronçon

PK/Position	Type	Justification
0+000/D	Limitation de vitesse à 50km/h	Entrée d’une zone urbaine
0+000/G	Cédez passage	Intersection avec route principale
0+220/D&G	Limitation vitesse à 30 km/h, Indication passage piéton	Entrée d’une zone à trafic piéton élevé
0+320/D&G	Fin limitation de vitesse	Sortie d’une zone à trafic piéton élevé
0+460/D&G	Limitation de vitesse à 30 km/h, succession de virages dont le 1 ^{er} est à gauche	Entrée d’une zone à virages serrés à faible rayon
0+720/D	Pré signalisation diagrammatique du giratoire	Présence d’un carrefour giratoire à 60m
0+780/D et 0+960/D	Signalisation d’un carrefour à sens giratoire, cédez le passage, obligation de tourner à gauche, droite, danger passage piéton	Entrée d’un giratoire, présence d’une église
1+000/D&G, 3+440D&G	Virage à gauche	Présence d’un virage à rayon faible
1+200/D&G	Limitation de vitesse à 30 km/h, succession de virage dont le 1 ^{er} est à gauche, ralentisseur, indication passage piéton	Entrée d’une zone à virages serrés à faible rayon, zone de trafic piéton élevé
1+330/D&G	Indication passage piétons	Zone à trafic piéton élevé
1+520/D&G, 3+740/D&G	Limitation de vitesse à 30 km/h, virage à droite	Entrée d’une zone à virages serrés à faible rayon
1+790/D, 2+500/G	Limitation de vitesse à 30 km/h, Pente forte, ralentisseurs tous les 50m	Entrée d’une zone à pente forte
2+700	Limitation de vitesse à 30 km/h, ralentisseurs, virage à	Entrée d’une zone à trafic piéton élevé (présence d’une

	droite, danger enfants, Indication passage piétons	crèche et d'un collègue), virage à rayon faible
2+820	Fin de limitation de vitesse à 30 km/h	Sortie d'une zone à trafic piéton élevé
3+040, 3+400	Limitation de vitesse à 30 km/h, ralentisseurs	Virage à rayon faible, approche d'un carrefour.

b. Signalisation horizontale

La signalisation horizontale consiste au marquage par la peinture sur les chaussées. Nous avons utilisé comme référence l'Instruction Interministérielle sur la Signalisation routière, 7^{ème} partie sur le marquage des chaussées. Ces signaux horizontaux sont représentés afin d'indiquer clairement les parties de la chaussée réservées aux différents sens de circulation. Il s'agit :

- Des marquages longitudinaux (lignes d'axe de chaussée) ;
- Des marquages transversaux (lignes complétant les panneaux "stop" et "cédez le passage" et "lignes d'effet des feux" aux intersections) ;
- Des marquages de passages cloutés à l'approche des zones d'équipement socio-collectifs (marché, écoles, églises, etc...) et aux arrêts de bus ;
- Des marquages des zones de stationnement pour autocars ;
- Des zébras, les flèches de direction et de sélection.

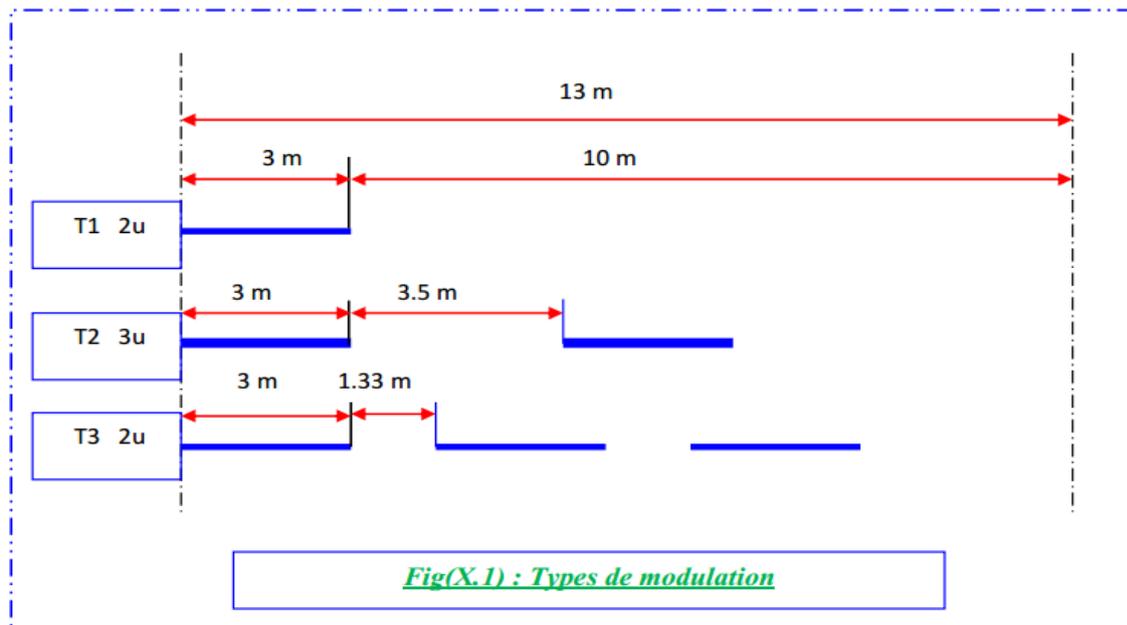


Figure 46: Types de modulation (MOUADEN-OULAD-SIDI-OMAR, 2016)

Tableau 57: Caractéristiques retenues de la signalisation horizontale pour la chaussée

Désignation des marques	Modulation	Largeur
A. Lignes longitudinales axiale Ligne discontinue axiale ou de délimitation de voie en agglomération	T3	2u
B. Ligne continue délimitant la voie	T1	3u
C. Lignes transversales Ligne STOP Ligne cédez le passage Ligne passage piétons	Continue (STOP) T2' (cédez passage)	50 cm
D. Lignes discontinues de rive Ligne délimitant les aires de stationnement	T2	3u
E. Lignes d'avertissement + flèches de rabattement	T3	2u
F. Marquage pour passage piétons	-	10u

3. Eclairage public

Compté parmi les équipements indispensables au fonctionnement d'une voie urbaine, l'éclairage public est le garant d'une bonne ergonomie nocturne. Sa conception tient compte de nombreux facteurs à l'instar de la largeur de la chaussée, du milieu naturel, le niveau de service, etc... Elle se fera suivant les publications de l'AFE (Agence Française de l'Electricité) et la norme NF EN 13201. Pour notre voie, l'implantation sera faite à l'aide de candélabre à double foyer. Ils seront disposés sur le terre-plein central, ceci pour garantir une meilleure luminosité. Nous préconisons de faire des installations séparées pour chaque luminaire d'un même foyer afin de garantir un niveau de service acceptable en cas de défaillance d'une ampoule.

Nous choisissons des candélabres courants d'une hauteur de 10m. Les lampes sont de type vapeur de sodium haute pression 250W de classe II, fermé. Il sera équipé de ballast, condensateur, amorces, platines. Nous allons effectuer des vérifications afin de s'assurer que les paramètres choisis sont conformes aux prescriptions de l'AFE.

1. Étude par la méthode simplifiée

Cette méthode ne donne pas les valeurs ponctuelles d'éclairement de luminance. Elle est basée sur des règles empiriques d'implantation et sur le calcul du flux à installer. Dans cette méthode du point de vue de l'uniformité, il est recommandé de respecter certaines relations, établies empiriquement, entre les différents paramètres de l'installation.

Cette méthode nous permettra de calculer l'espacement entre les candélabres, de vérifier si la hauteur de feu donné est convenable. **Hauteur de feu**

Elle est fonction de la largeur de la voie et du type d'implantation. Dans notre cas à cause de l'emprise disponible les profils en travers sont différents suivant le tronçon, mais pour la suite nous considérerons le travers le plus large pour les calculs à savoir 2x2 voies pour une largeur de 3,2 m la voie et un trottoir de 1,3mx2. On a donc une largeur totale de la chaussée de 18m.

H=10m

Tableau 58: vérification de la hauteur des candélabres (AFE)

Type d'implantation	Bilatérale vis-à-vis	Autres
Hauteur de feu	$H \geq L$	$H \geq L/2$

Puisque nos candélabres sont sur terre-plein en double-foyers, nous sommes dans le cas « Autres ».

Il faut donc que H soit supérieure ou égal à 9m ce qui est le cas. La hauteur de 10m est donc convenable pour nos candélabres.

- Espacement

Il dépend du type de source et du type d'implantation. L'espacement entre les candélabres est défini par le tableau suivant :

Tableau 59: Espacement des candélabres (REMME, 2016)

Type de source	Quinconce	Autres
Source basse pression (SBP)	$E = 3H$	$E = 2,7H$
Source haute pression (SHP)	$3,5H < E < 4,5H$	$E = 3,2H$

Suivant la formule $E = 3,2H$ où E est l'écartement en mètre et H la hauteur de feu, nous avons **$E = 35m$** .

- Eclairage moyen

Pour des luminaires de lampe à sodium haute pression de 250W, nous avons un flux lumineux $\phi = 32000$ lm. La surface reprise par chaque foyer est de 32×10 m², ce qui nous donne un éclairage moyen **$E = \phi/S = 100$ Lux**.

Cette valeur reste donc acceptable pour l'éclairage d'une chaussée double à deux avenues. Surtout que la norme NF EN 13201 prescrit un éclairage minimum de 30lux pour ce type de chaussée.

2. Eclairage du carrefour giratoire

La conception du carrefour giratoire réalisée ci-dessus ne saurait être complète sans le volet éclairage. Il s'agit ici de définir le système de fonctionnement de cet intersection la nuit. Le document de référence utilisé ici est le « Document technique 588 » du SETRA, qui nous présente l'éclairage des carrefours à sens giratoire.

Suivant ses prescriptions, nous pouvons avoir deux principaux modèles d'éclairage :

➤ L'implantation de type centrale

Elle se caractérise par l'implantation d'un support au milieu de l'îlot central. Celui-ci peut être d'une hauteur de 9 à 18 m suivant le rayon du giratoire et équipé d'une couronne de luminaires. Dans la mesure où le giratoire est important, le mât peut atteindre une hauteur importante jusqu'à 30 m, il est alors équipé d'une couronne de projecteurs.

Il présente l'avantage de répondre parfaitement aux objectifs de perception lointaine et proche, tant de jour que de nuit. De plus, le nombre de support est réduit et les travaux de génie civil sont par conséquent moins importants. Les panneaux directionnels sur la périphérie apparaissent en contraste positif et sont donc bien visibles.

Cependant, les panneaux de direction obligatoire (B21) se trouvent en contraste négatif s'ils sont rétro réfléchissants de classe II, le problème est moins important). L'accès au pieds de support, pour les opérations de maintenance et d'entretien nécessite la réalisation d'une piste. Les risques d'éblouissement sont plus probables et nécessite une étude complémentaire.

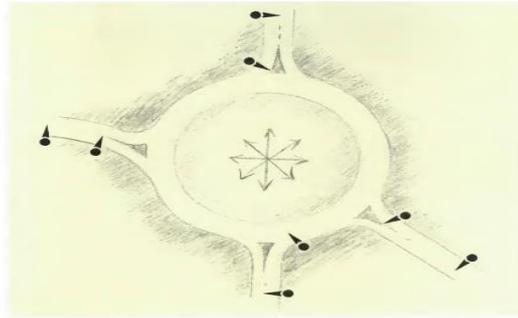


Figure 47: implantation type centrale, vue en plan (DT588, Eclairage public des carrefours à sens giratoire)



Figure 48: implantation type centrale, vue en perspective (DT588, Eclairage public des carrefours à sens giratoire)

➤ L'implantation périphérique

Elle se caractérise par une répartition des supports sur le pourtour extérieur de l'anneau. Le nombre et la hauteur des supports dépendent de la largeur et du rayon extérieure de l'anneau. Il y'a une continuité entre l'éclairage des voies d'accès et celui du rond-point. Les hauteurs des mâts varient en générale de 9 à 15m et sont équipés de luminaires.

Les avantages de cette implantation sont l'homogénéité des supports et des luminaires liés à la continuité avec l'éclairage sur les voies d'accès, la qualité du guidage visuel sur la chaussée annulaire. Les panneaux de signalisation verticale (B21) sont éclairés en contraste positif et sont plus facilement lisibles. Les travaux de maintenance sont facilités, le véhicule nacelle pouvant intervenir aisément à partir du bord de la chaussée (avec la signalisation de chantier adaptée).

En revanche, l'inconvénient majeur réside dans le défaut d'éclairage du terre-plein central. La visibilité lointaine n'est pas sensiblement améliorée et l'alignement des points de feux accentue parfois l'effet néfaste de perspective selon les différentes configurations. Une telle installation

peut avantageusement être complétée par un aménagement nocturne du terre-plein (éclairage de la butte par projecteurs bas ou mise en évidence de structure haute sur la butte).

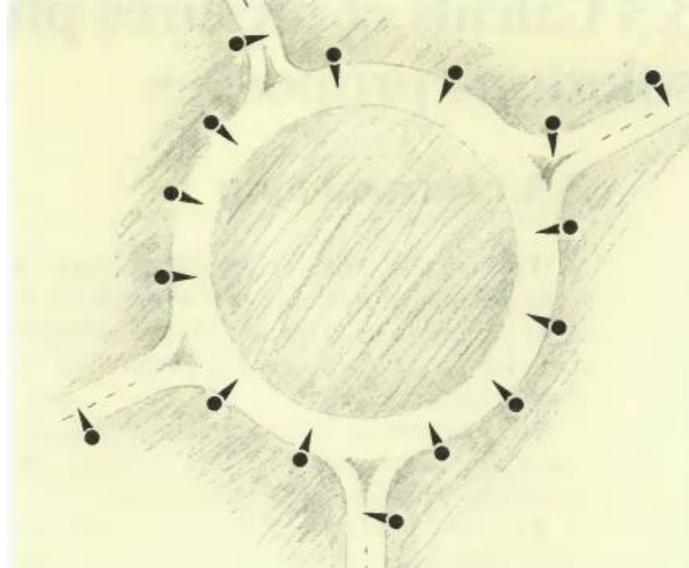


Figure 49: implantation type périphérique, vue en plan (Melle LHENRY, B. HASSINE, M. GUICHET, M. LEBEC, M.LECOCQ, M. LOUIS, M. MAILLARD, M. MENARD, 1991)

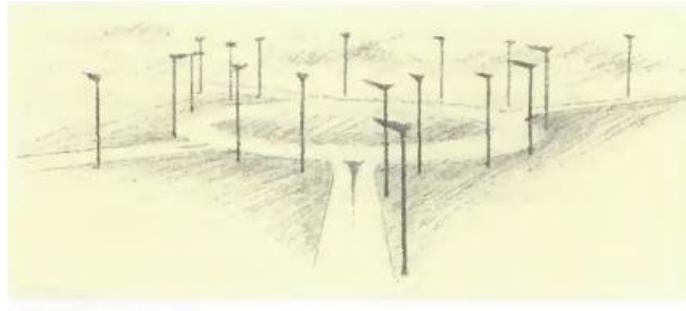


Figure 50: implantation type périphérique, vue en perspective (DT588, Eclairage public des carrefours à sens giratoire)

Au regard des deux principales variantes proposées ici, nous optons pour le choix d'une implantation type centrale. En effet, le relief assez montagneux de la zone conditionne une conception basée sur la perception lointaine des obstacles. Le carrefour à sens giratoire est un endroit sensible qui nécessite un aménagement particulier, permettant aux usagers de l'apercevoir au loin. De l'implantation type périphérique malgré ses avantages impose des travaux de génie civil important, mais aussi un nombre conséquent de candélabres et par conséquent un coût élevé.

Une étude statistique sur 600 configurations de sites a permis de sélectionner dix types de giratoires représentatifs de la population des giratoires. Pour chacun d'eux, les plans de configurations, solutions proposées avec les quantitatifs et les résultats des calculs photométriques ont été réalisés et pour la configuration de notre projet, nous pouvons adopter le modèle suivant :

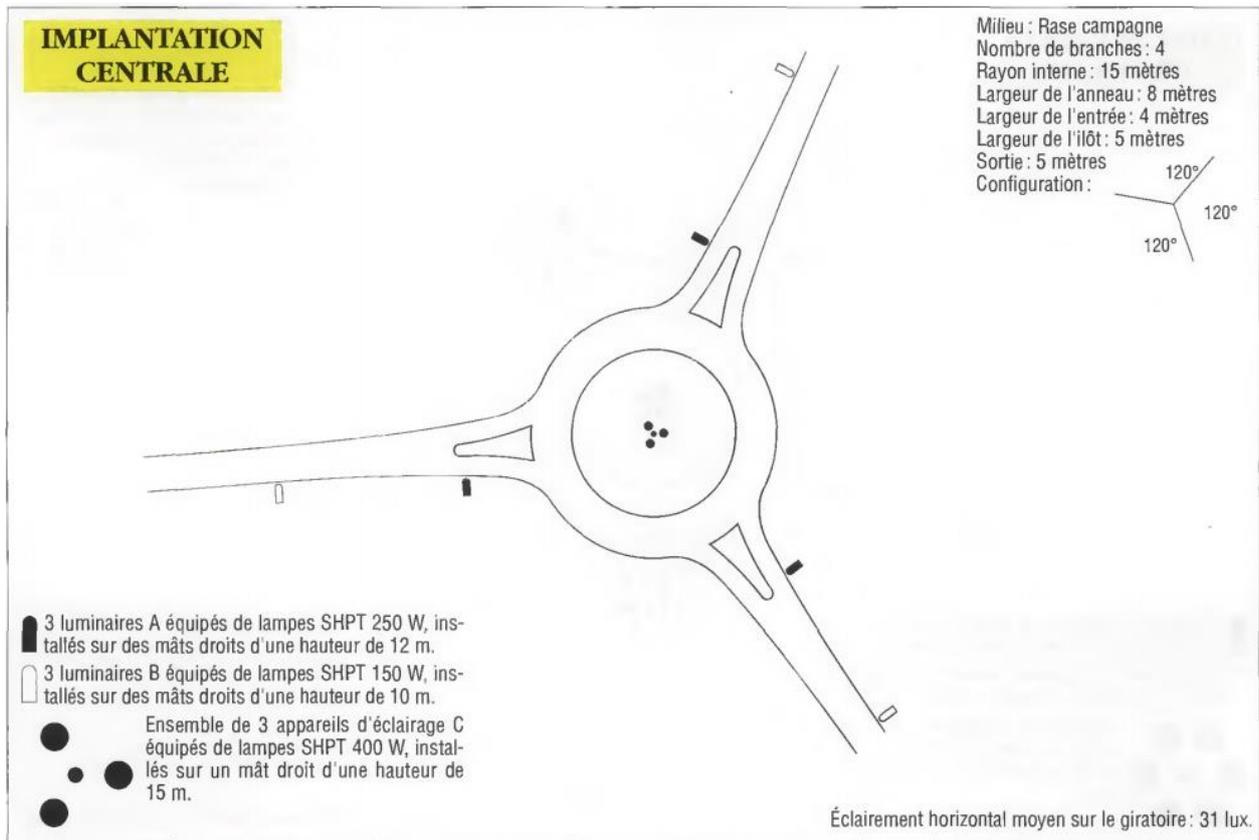


Figure 51: Configuration d'éclairage du giratoire, (DT588, Eclairage public des carrefours à sens giratoire)

Annexe VI : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX

1. Sous détail des prix Installation

SOUS DETAIL DE PRIX					
N° PRIX	DESIGNATION :		Installation de chantier		
	Rendement journalier :		Quantité totale	Unité	Durée activité
001	0,03	1,0	Fft	30	JOURS
M A I N D ' O U V R	CATEGORIE		salaire journalier	jours facturés	montant
	Manoeuvre		7 000	600,00	4 200 000,00
	Ouvrier spécialisé		15 000	300,00	4 500 000,00
	Chef Equipe		25 000	30,00	750 000,00
	Conducteur des travaux		60 000	15,00	900 000,00
	TOTAL		A		10 350 000,00
E N G I N S	TYPE		Taux journ.	JOURS FACTURES	MONTANT
	Porte char		400 000	120,00	48 000 000,00
	camion 20 to		200 000	60,00	12 000 000,00
	Pelle hydraulique		200 000,0	30,00	6 000 000,00
	Matériel de Bureau		5 000 000	1,00	5 000 000,00
	Pick up		100 000	90,00	9 000 000,00
	TOTAL		B		80 000 000,00
M A T E R I A U X	TYPE		Prix unitaires	Consom.	MONTANT
	Locaux				3 500 000,00
	Signalisation				2 000 000,00
	Moyens Logistiques				
	Voies d'accès et déviation				3 000 000,00
	TOTAL		C		8 500 000,00
D	TOTAL COÛTS DIRECTS				98 850 000,00
E	Frais généraux de chantier			4,50%	4 451 339,06
F	Frais généraux de siège			4,82%	4 763 334,38
G	COÛT DE REVIENT				108 064 673,44
H	Risques + Bénéfices			15,00%	16 209 701,02
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES				124 274 374,45
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES				124 274 374,45

2. Sous détails nettoyage et terrassement

SOUS DETAIL DE PRIX					
DESIGNATION :		Nettoyage et terrassements			
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité	
001	0,01	1,0	Fft	90	JOURS
M A I N	CATEGORIE	salaire journalier	jours facturés		montant
	Manoeuvre	7 000	4 500,00		31 500 000,00
	Ouvrier spécialisé	15 000	900,00		13 500 000,00
	Chef Equipe	25 000	90,00		2 250 000,00
	Conducteur des travaux	60 000	45,00		2 700 000,00
TOTAL		A			49 950 000,00
E N G I N S	TYPE	Taux journ.	JOURS FACTURES		MONTANT
	Bulldozers				
	Chargeuse sur pneu				
	Niveleuse				
	camion 20 to	400 000	360,00		144 000 000,00
	Pelle hydraulique	200 000	180,00		36 000 000,00
		450 000,0	90,00		40 500 000,00
	Matériel de Bureau	5 000 000	1,00		5 000 000,00
	Pick up	100 000	270,00		27 000 000,00
TOTAL		B			252 500 000,00
M A T E R I A U X	TYPE	Prix unitaires	Consom.		MONTANT
	Locaux				3 500 000,00
	Signalisation				2 000 000,00
	Moyens Logistiques				
	Voies d'accès et déviation				3 000 000,00
TOTAL		C			8 500 000,00
D	TOTAL COÛTS DIRECTS			310 950 000,00	
E	Frais généraux de chantier			4,50%	14 002 467,19
F	Frais généraux de siège			4,82%	14 983 903,13
G	COÛT DE REVIENT			339 936 370,31	
H	Risques + Bénéfices			15,00%	50 990 455,55
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES			390 926 825,86	
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES			390 926 825,86	

SOUS DETAIL DE PRIX					
DESIGNATION :		Mise en forme de la plateforme			
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité	
001	2 000,00	90000,0	Fft	45	JOURS
M A I N D' O U V R E U R	CATEGORIE	salaire journalier	jours facturés		montant
	Manoeuvre	7 000	450,00		3 150 000,00
	Ouvrier spécialisé	15 000	315,00		4 725 000,00
	Chef Equipe	25 000	90,00		2 250 000,00
	Conducteur des travaux	60 000	45,00		2 700 000,00
	TOTAL		A		12 825 000,00
E N G I N S	TYPE	Taux journ.	JOURS FACTURES		MONTANT
	Niveleuse	400 000	90,00		36 000 000,00
	Compacteurs rouleau liss	250 000,0	90,00		22 500 000,00
	Camion citerne	100 000,0	45,00		4 500 000,00
	Pick up	100 000	45,00		4 500 000,00
	TOTAL		B		67 500 000,00
M A T E R I A U X	TYPE	Prix unitaires	Consom.		MONTANT
	petit matériel				300 000,00
TOTAL		C		300 000,00	
D	TOTAL COÛTS DIRECTS			80 625 000,00	
E	Frais généraux de chantier			4,50%	3 630 644,53
F	Frais généraux de siège			4,82%	3 885 117,19
G	COÛT DE REVIENT			88 140 761,72	
H	Risques + Bénéfices			15,00%	13 221 114,26
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES			101 361 875,98	
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES			1 126,24	

3. Sous détails Chaussée

DESIGNATION :		Couche de fondation			
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité	
001	600,00	19631,0	Fft	32,72	JOURS
M A I N	CATEGORIE	salaire journalier	jours facturés		montant
	Manoeuvre	7 000	490,80		3 435 600,00
	Ouvrier spécialisé	15 000	556,24		8 343 600,00
	Chef Equipe	25 000	65,44		1 636 000,00
	Conducteur des travaux	60 000	32,72		1 963 200,00
TOTAL		A			15 378 400,00
E N G I N S	TYPE	Taux journ.	JOURS FACTURES		MONTANT
	Bulldozers	400 000	32,72		13 088 000,00
	Chargeuse sur pneu	400 000	65,44		26 176 000,00
	Citerne	100 000	32,72		3 272 000,00
	Niveulese	400 000	98,16		39 264 000,00
	camion 20 to	200 000	163,60		32 720 000,00
	Pelles hydrauliques	450 000,0	32,72		14 724 000,00
	Compacteurs rouleau lisse	250 000,0	65,44		16 360 000,00
	Compacteur pieds de mouton	300 000	32,72		9 816 000,00
	Pick up	100 000	65,44		6 544 000,00
Mini-Compacteur	150 000	32,72		4 908 000,00	
TOTAL		B			166 872 000,00
M A T E R I A U X	TYPE	Prix unitaires	Consom.		MONTANT
	Achat de matériau latérite	7 000,00 f/camion	981,55		6 870 850,00
	Achat de matériaux concassé	20 000 f/m3	4 907,75		98 155 000,00
	petit matériel				100 000,00
TOTAL		C			105 125 850,00
D	TOTAL COÛTS DIRECTS			287 376 250,00	
E	Frais généraux de chantier			4,50%	
F	Frais généraux de siège			4,82%	
G	COÛT DE REVIENT			314 165 104,80	
H	Risques + Bénéfices			15,00%	
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES			361 289 870,53	
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES			18 404,05	

SOUS DETAIL DE PRIX				
DESIGNATION :		Couche de base		
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité
001	600,00	13087,0	Fft	21,81
M A I N D O E U V R	CATEGORIE	salaire journalier	jours facturés	montant
	Manoeuvre	7 000	218,10	1 526 700,00
	Ouvrier spécialisé	15 000	327,15	4 907 250,00
	Chef Equipe	25 000	43,62	1 090 500,00
	Conducteur des travaux	60 000	21,81	1 308 600,00
	TOTAL	A		8 833 050,00
E N G I N S	TYPE	Taux journ.	JOURS FACTURES	MONTANT
	Bulldozers	400 000	21,81	8 724 000,00
	Chargeuse sur pneu	400 000	43,62	17 448 000,00
	Citerne	100 000	21,81	2 181 000,00
	Niveulose	400 000	43,62	17 448 000,00
	camion 20 to	200 000	109,05	21 810 000,00
	Compacteurs rouleau liss	250 000,0	43,62	10 905 000,00
	Pick up	100 000	43,62	4 362 000,00
	TOTAL	B		82 878 000,00
M A T E R I A U X	TYPE	Prix unitaires	Consom.	MONTANT
	Achat de matériaux conca	20 000 f/m3	13 087,00	261 740 000,00
	petit matériel			100 000,00
	TOTAL	C		261 840 000,00
D	TOTAL COÛTS DIRECTS			353 551 050,00
E	Frais généraux de chantier		4,50%	15 920 845,72
F	Frais généraux de siège		4,82%	17 036 741,22
G	COÛT DE REVIENT			386 508 636,94
H	Risques + Bénéfices		15,00%	57 976 295,54
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES			444 484 932,48
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES			33 963,85

SOUS DETAIL DE PRIX						
DESIGNATION :		Couche de roulement en BB				
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité		
001	2 000,00	51660,0	Fft	25,83	JOURS	
M A I N	CATEGORIE	salaire journalier	jours facturés		montant	
	Manoeuvre	7 000	774,90		5 424 300,00	
	Ouvrier spécialisé	15 000	749,07		11 236 050,00	
	Chef Equipe	25 000	77,49		1 937 250,00	
	Conducteur des travaux	60 000	25,83		1 549 800,00	
	TOTAL		A			20 147 400,00
E N G I N S	TYPE	Taux journ.	JOURS FACTURES		MONTANT	
	Citerne à liant	200 000	51,66		10 332 000,00	
	Balai mécanisé	200 000	25,83		5 166 000,00	
	Centrale à enrobée	1 000 000	25,83		25 830 000,00	
	Finisher	700 000	51,66		36 162 000,00	
	Compacteur double rouleau	250 000	51,66		12 915 000,00	
	Compacteur pneu lisse	300 000,0	25,83		7 749 000,00	
	Camions 20t	200 000,0	154,98		30 996 000,00	
	Citerne à eau	200 000	25,83		5 166 000,00	
	Pick up	100 000	51,66		5 166 000,00	
TOTAL		B			139 482 000,00	
M A T E R I A U X	TYPE	Prix unitaires	Consom.		MONTANT	
	Sable 0/6	8 000,00 f/m3	1 084,86		8 678 880,00	
	Gravier 6/10	25 000,00 f/m3	1 498,14		37 453 500,00	
	Bitume 60/70	1 500 000,00 f/t	170,48		255 717 000,00	
	petit matériel				300 000,00	
Frais Divers				500 000,00		
TOTAL		C			302 649 380,00	
D	TOTAL COÛTS DIRECTS				462 278 780,00	
E	Frais généraux de chantier		4,50%		20 816 991,31	
F	Frais généraux de siège		4,82%		22 276 058,71	
G	COÛT DE REVIENT				505 371 830,02	
H	Risques + Bénéfices		15,00%		75 805 774,50	
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES				581 177 604,53	
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES				11 250,05	

4. Sous détails Assainissement et drainage

SOUS DETAIL DE PRIX					
N° PRIX	DESIGNATION :	Caniveaux 50x70			
	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité	
001	40,00	2613,0	Ft	65,33	JOURS
M A I N D' O E U V R	CATEGORIE	salaire journalier		jours facturés	
					montant
	Manoeuvre	7 000		1 306,60	9 146 200,00
	Ouvrier spécialisé	15 000		326,65	4 899 750,00
	Chef Equipe	25 000		130,66	3 266 500,00
	Conducteur des travaux	60 000		65,33	3 919 800,00
	TOTAL	A			21 232 250,00
E N G I N S	TYPE	Taux journ.	JOURS FACTURES		MONTANT
	Bétonnière	150 000		130,66	19 599 000,00
	camion grue	200 000		13,07	2 613 200,00
	citerne	200 000,0		13,07	2 613 200,00
	Compresseur et vibreur	200 000,0		65,33	13 066 000,00
	Pick up	100 000		65,33	6 533 000,00
	TOTAL	B			44 424 400,00
M A T E R I A U X	TYPE	Prix unitaires	Consom.	MONTANT	
	Sable 0/5	10 000 f/m3		376,40	3 764 000,00
	Gaviers 5/15	25 000,00 f/m3		216,43	5 410 750,00
	Graviers 15/25	20 000 f/m3		348,17	6 963 400,00
	Ciment	100 000,00 f/t		330,00	33 000 000,00
	Acier 10mm	425 000,00 f/t		117,63	49 990 625,00
	Acier 12mm	435 000,00 f/t		235,25	102 333 750,00
	Coffrage	10 000,00 f/m²		1 102,69	11 026 860,00
	petit matériel				100 000,00
	TOTAL	C			212 589 385,00
D	TOTAL COÛTS DIRECTS			278 246 035,00	
E	Frais généraux de chantier			4,50%	12 529 766,76
F	Frais généraux de siège			4,82%	13 407 980,81
G	COÛT DE REVIENT			304 183 782,58	
H	Risques + Bénéfices			15,00%	45 627 567,39
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES			349 811 349,96	
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES			133 873,46	

SOUS DETAIL DE PRIX					
DESIGNATION :		Mur en aile de dalots 2x3x4			
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité	
001	0,60	4,0	Fft	6,67	JOURS
M A I N D ' O E U V R	CATEGORIE	salaire journalier	jours facturés		montant
	Manoeuvre	7 000	133,40		933 800,00
	Ouvrier spécialisé	15 000	33,35		500 250,00
	Chef Equipe	25 000	20,01		500 250,00
	Conducteur des travaux	60 000	6,67		400 200,00
TOTAL		A			2 334 500,00
E N G I N S	TYPE	Taux journ.	JOURS FACTURES		MONTANT
	Bétonnière	150 000	20,01		3 001 500,00
	camion grue	200 000	1,33		266 800,00
	citerne	200 000,0	1,33		266 800,00
	Compresseur et vibreur	200 000,0	13,34		2 668 000,00
Pick up	100 000	6,67		667 000,00	
TOTAL		B			6 870 100,00
M A T E R I A U X	TYPE	Prix unitaires	Consom.		MONTANT
	Sable 0/5	10 000 f/m3	7,60		76 000,00
	Gaviers 5/15	25 000,00 f/m3	4,37		109 250,00
	Graviers 15/25	20 000 f/m3	7,03		140 600,00
	Ciment	100 000,00 f/t	7,00		700 000,00
Acier 14mm	445 000,00 f/t	0,82		364 188,00	
Acier 12mm	435 000,00 f/t	3,08		1 339 800,00	
Coffrage	10 000,00 f/m²	88,00		880 000,00	
Acier 20mm	550 000,00 f/t	3,72		2 044 900,00	
petit matériel					100 000,00
TOTAL		C			5 754 738,00
D	TOTAL COÛTS DIRECTS				14 959 338,00
E	Frais généraux de chantier		4,50%		673 637,69
F	Frais généraux de siège		4,82%		720 853,10
G	COÛT DE REVIENT				16 353 828,79
H	Risques + Bénéfices		15,00%		2 453 074,32
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES				18 806 903,11
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES				4 701 725,78

5. Sous détail éclairage public

SOUS DETAIL DE PRIX					SOUS DETAIL DE PRIX								
N° PRIX	DESIGNATION :	Cables			N° PRIX	DESIGNATION :	Armoire de commande pour départ triphasé						
		Rendement journalier :	Quantité totale	Unité			Durée activité	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité		
001		300,00	8610,0	Ft	28,7	JOURS	001		4,00	4,0	Ft	1	JOURS
M A I N	CATEGORIE	salaire journalier	jours facturés	montant	M A I N	CATEGORIE	salaire journalier	jours facturés	montant				
	Manoeuvre	7 000	287,00	2 009 000,00		Manoeuvre	7 000	0,00	0,00				
	Ouvrier spécialisé	15 000	57,40	861 000,00		Ouvrier spécialisé	15 000	1,00	15 000,00				
	Chef Equipe	25 000	28,70	717 500,00		Chef Equipe	25 000	1,00	25 000,00				
	Conducteur des travaux	60 000	14,35	861 000,00		Conducteur des travaux	60 000	0,00	0,00				
TOTAL				A	4 448 500,00	TOTAL				A	40 000,00		
E N G I N S	TYPE	Taux journ.	JOURS FACTURES	MONTANT	E N G I N S	TYPE	Taux journ.	JOURS FACTURES	MONTANT				
	Camion gru	200 000	28,70	5 740 000,00		Pick up	100 000	1,00	100 000,00				
	Pick up	100 000	28,70	2 870 000,00		TOTAL				B	100 000,00		
TOTAL				B	8 610 000,00	TOTAL				B	100 000,00		
M A T E R I A U X	TYPE	Prix unitaires	Consom.	MONTANT	M A T E R I A U X	TYPE	Prix unitaires	Consom.	MONTANT				
	Câble cuivre U1000	20 000,00		172 200 000,00									
	Gaine PVC	5 000		43 050 000,00									
	Câble de protection	10 000,00		86 100 000,00									
	Grillage avertisseur	2 000		17 220 000,00									
Armoire de commande				3 200 000,00	TOTAL				C	3 200 000,00			
TOTAL				C	318 620 000,00	TOTAL				C	3 200 000,00		
D	TOTAL COÛTS DIRECTS			331 678 500,00	D	TOTAL COÛTS DIRECTS			3 340 000,00				
E	Frais généraux de chantier		4,50%	14 935 897,45	E	Frais généraux de chantier		4,50%	150 404,38				
F	Frais généraux de siège		4,82%	15 982 757,72	F	Frais généraux de siège		4,82%	160 946,25				
G	COÛT DE REVIENT			362 597 155,17	G	COÛT DE REVIENT			3 651 350,63				
H	Risques + Bénéfices		15,00%	54 389 573,28	H	Risques + Bénéfices		15,00%	547 702,59				
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES			416 986 728,45	P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES			4 199 053,22				
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES			48 430,51	V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES			1 049 763,30				

SOUS DETAIL DE PRIX					
N° PRIX	DESIGNATION :		Candelabres		
	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité	
001	9,00	133,0	Fft	14,78	JOURS
M A I N	CATEGORIE		salairer journalier	jours facturés	
					montant
		Manoeuvre	7 000	147,80	1 034 600,00
		Ouvrier spécialisé	15 000	29,56	443 400,00
		Chef Equipe	25 000	14,78	369 500,00
	Conducteur des travaux	60 000	2,96	177 360,00	
	TOTAL		A		2 024 860,00
E N G I N	TYPE		Taux journ.	JOURS FACTURES	
					MONTANT
		Camion gru	200 000	14,78	2 956 000,00
	Pick up	100 000	14,78	1 478 000,00	
	TOTAL		B		4 434 000,00
M A T E R I E L	TYPE		Prix unitaires	Consom.	MONTANT
		Candélabre			119 700 000,00
		Crosse rabattu			
		Lampadaire			
		Disjoncteur de sectionnement			
		Bornier de raccordement			
		Trappe d'accès			
	Cable U1000 3x1,5				
	Massif de fondation			25 600 000,00	
	petit matériel			50 000,00	
	TOTAL		C		145 350 000,00
D	TOTAL COÛTS DIRECTS				151 808 860,00
E	Frais généraux de chantier			4,50%	6 836 142,73
F	Frais généraux de siège			4,82%	7 315 289,44
G	COÛT DE REVIENT				165 960 292,17
H	Risques + Bénéfices			15,00%	24 894 043,83
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES				190 854 335,99
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES				1 434 995,01

6. Sous détail divers et déplacement des réseaux

SOUS DETAIL DE PRIX						
DESIGNATION :		Construction de giratoire				
N° PRIX	Rendement journalier :	Quantité totale	Unité	Durée activité		
001	0,04	1,0	Fft	25	JOURS	
M A I N	CATEGORIE	salaire journalier	jours facturés		montant	
	Manoeuvre	7 000	125,00			875 000,00
	Ouvrier spécialisé	15 000	50,00			750 000,00
	Chef Equipe	25 000	25,00			625 000,00
	Conducteur des travaux	60 000	25,00			1 500 000,00
TOTAL		A				3 750 000,00
E N G I N S	TYPE	Prix unitaire	JOURS FACTURES		MONTANT	
	Ligne axiale continue	3 772	100,00			377 160,47
	Ligne axiale discontinue T1	2 514	200,00			502 880,63
	Ligne de rive de chaussée T2	3 789	300,00			1 136 738,00
	Ligne pour passage clouté	20 115	50,00			1 005 761,25
	Lignes cédez le passage	10 058	30,00			301 728,38
	Flèches directionnelles	10 865	10,00			108 647,05
	Signalisation verticale	201 152	10,00			2 011 522,50
	Plaque de direction	314 300	3,00			942 901,17
TOTAL		B				6 387 339,44
M A T E R I A U X	TYPE	Prix unitaires	Consom.		MONTANT	
	Mise en forme de la plateforme	1 126	2 512,00			2 829 122,58
	Débroussaillage	164	2 512,00			411 938,22
	Couche de fondation	18 404,05	753,60			13 869 290,74
	Couche de Base	33 964	362,67			12 317 670,24
	Imprégnation	1 526,33	1 450,68			2 214 215,72
	Accrochage	931	1 450,68			1 350 951,73
	BB	11 250,05	1 450,68			16 320 223,14
	Bordures T2	17 246,85	300,00			5 174 055,74
	Bordures CS2	17 246,85	300,00			5 174 055,74
	Bordure P2	16 009,52	300,00			4 802 855,15
	béton de Trottoir et anneau central	33 127,05	390,00			12 919 550,23
	Béton pour Ilots de séparation	33 127,05	45,00			1 490 717,33
	Eclairage Lampadaire	1 434 995,01	3,00			4 304 985,02
Câble	48 430,51	40,00			1 937 220,57	
TOTAL		C				85 116 852,17
D	TOTAL COÛTS DIRECTS				95 254 191,60	
E	Frais généraux de chantier		4,50%		4 289 415,32	
F	Frais généraux de siège		4,82%		4 590 061,36	
G	COÛT DE REVIENT				104 133 668,28	
H	Risques + Bénéfices		15,00%		15 620 050,24	
P	PRIX DE VENTE TOTAL HORS TAXES				119 753 718,52	
V	PRIX DE VENTE UNITAIRE HORS TAXES				119 753 718,52	

7. Quantitatif de matériaux

Volume de béton (m3)							
	Radier	Tablier	piedroit	Mur en aile	Guide roue	TOTAL (m3)	Sans murs en aile
Dalots type 1 (1,5x1)	36	28,8	38,4	14,4	1,368	118,968	104,568
Dalots type 2 (2x3x4)	82,89	62,1	108	18,33	1,449	272,769	254,439
Surface coffrage D1 (m2)	25,8	93	194,4	72	2,52	387,72	Total coffrage (m2)
Surface coffrage D2 (m2)	37,14	229,14	727,2	88	4,35	1085,83	1473,55
	Taille	Radier	Piedroit	Dalette	Nombres	TOTAL (m3)	
Caniveaux	50x40	613,2	766,5	0	5110	1379,7	
	60x90	38,745	86,1	25,83	287	150,675	
	50x70	313,56	627,12	0	2613	940,68	
trottoirs(BA 10cm)	1,3x4100x0,1					1119,3	
BA terre plein	0,6x4100x0,8					1968	
						Total Béton armé (m3)	6394,257
Préfabrication	volume	nombre	Coffrage				
terre plein(TPC H60CM)	1033,2	8200	Préfabriqué				
Bordures(T2)	322,875	(4100/4100)	Préfabriqué				
CS2	322,875	-	-				
Bordures A2	123	4100	Préfabriqué				
Massif d'encrage	63,36	132	-				
Total béton simple (m3)	1865,31						
	taille moyenne de pierre	Surface traitée (m2)					
Péré maçoné	(0,45x0,3)x2 car double nappe	1120					

Terrassement					
Tâches à réaliser	Longueur (m)	Largeur (m)	épaisseur (m)	Volume (m3)	Matériaux
Pose couche de fondation	4100	13	0,3	15990	GNT
Pose couche de base	4100	12	0,25	12300	0/31,5
Fondation trottoir	4100	1,3	0,4	2132	GNT
Remblai terre plein	4000	0,6	0,63	1512	GNT
Mouillage des couches	4100	13	0,2	10660	eau

Revêtement						
Béton Bitumineux	Matériaux	Longueur (m)	Largeur (m)	épaisseur (m)	Pourcentage	Volume (m3)
	Granulats (0/20)	4100	12	0,05	0,3	738
	Bitume				0,5	1230
	Sable				0,2	492

BA (B25)	Matériaux		Quantité	Pourcentage	Quantité totale
	Granulats (5/25) m3		0,72	0,5	5946,88824
	Sable (m3)		0,6	0,5	4955,7402
	Ciment (kg)		350	100%	2890848,45
	eau (m3)		0,16	100%	1321,53072

Annexe VII : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

1. Présentation des impacts du projet sur l'environnement

Impact sur les conditions atmosphériques (Qualité de l'air et bruit)

La mise en place et le fonctionnement des installations et équipements de chantier, que ce soit au niveau des sites d'installations fixes, des sites d'implantation de l'ouvrage d'assainissement, des carrières (tir de mines à l'explosif, perforation du rocher, fonctionnement du concasseur, etc.), le fonctionnement de la centrale d'enrobés et de la centrale à béton, des zones d'exploitation des matériaux, des mouvements des engins et véhicules de chantier vont engendrer des fumées de combustion d'hydrocarbures, des bruits et des poussières.

Les nuisances dues aux bruits seront ressenties non seulement par les employés sur certains sites (carrière, centrale de concassage, etc.) ou lors de l'utilisation de certains engins et équipements (compacteurs, compresseurs, etc.), mais aussi par les populations installées au voisinage de la zone des travaux ou par les usagers des servitudes proches de la zone des travaux. Ces bruits seront aussi liés au travail nocturne troublant le sommeil des riverains.

L'impact sur la qualité de l'air sera lié à :

- L'augmentation des gaz à effet de serre tel que le CO₂, SO₂, NO_x dans l'atmosphère ambiant au travers de la combustion des hydrocarbures dans les véhicules et engins de chantier ;
- Les émissions de poussières et autres aérosols dans l'air par les engins et autres véhicules.

Les personnes exposées à ces substances nocives pourraient à plus ou moins court terme développer des conjonctivites, des maladies respiratoires

Impact sur le sol

Pendant la phase de construction, l'aménagement des sites peut avoir un effet déstabilisant sur la structure du sol et peut entraîner des pertes de terre par érosion et même des contaminations. 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 dans ces sites au phénomène d'érosion des sols, avec un risque de sédimentation dans les plans d'eau environnant. Les déchets de chantier sont multiples et on peut avoir entre autres : les terres végétales, matériaux de purge, matériaux de déblais, déchets industriels banaux issus de la base-vie, déchets de ferraille et d'aluminium (DIS), les huiles de vidange, pneus usés, batteries usées, filtres, bois, gravats (béton non utilisé).

Impact sur la végétation et la faune

Le site du projet se trouve en zone montagneuse. La végétation est dominée par la présence d'arbres et de hautes herbes favorisant ainsi la croissance de nombreuses espèces végétales et animales. Les travaux de terrassement conduiront inévitablement à la destruction des écosystèmes et à la migration animale. Ceux sur le dalot au Pk 2+600 engendreront des désordres au niveau des écosystèmes aquatiques. Le projet s'effectuant sur une voie existante, en zone péri-urbaine, l'impact sur la végétation et la faune sera minime.

Impact sur les conditions sociodémographiques

L'implantation du projet entraînera un afflux de jeunes à la recherche d'un emploi. Le projet privilégiera le recrutement de la main d'œuvre locale qualifiée. Cette situation ne va pas entraîner de grands bouleversements au niveau sociodémographique dans la zone surtout que les employés ne seront pas logés sur place.

Impact sur les conditions socio-économiques des populations

Les impacts positifs du projet vont s'articuler principalement autour des avantages économiques qui auront à court terme et à long terme, des effets positifs sur le milieu social. De nombreux emplois permanents ainsi que des emplois indirects seront créés du fait de la présence du projet et les activités liées à l'exploitation de la voie. Elle constituera une voie de contournement de la ville de Yaoundé, permettant de basculer le trafic venant de l'Est du pays vers la capitale politique suivant un parcours plus rapide que celui existant. Cela contribuera à rehausser l'économie locale.

Impact sur les conditions socioculturelles et sanitaires

La mise en place des infrastructures et des équipements sanitaires améliorera l'offre d'accès aux services de santé. On doit veiller à ce que le site du projet soit libéré de tombes, de lieux sacrés, d'autels suivant le strict respect des recommandations des populations locales, quitte à choisir un autre tracé pour la voie.

En phase de construction, le une partie personnelle sera recruté sur place. Le taux de prévalence des IST/MST dans la zone est inférieure à 3%, la moyenne d'âge est autour de 35 ans (Etude sociale APD). Par conséquent cela n'entraînera pas un développement particulier de la prostitution avec toutes les conséquences éventuelles comme les IST/SIDA surtout que les travailleurs ne logent pas sur le site.

Plusieurs catégories d'accidents risquent d'apparaître pendant la mise en œuvre du projet. Les types d'accidents les plus récurrents sur un chantier d'infrastructure comme ce projet sont : les chutes, les chocs, les coupures, les intoxications et les accidents de circulation. Deux grands groupes de facteurs sont généralement mis en cause dans la genèse d'un accident :

- Les actes dangereux qui pourraient être posées par le personnel de l'entreprise ou par ses sous-traitants, et dont on citera entre autres : la circulation à grande vitesse, le non-respect des chartes de conduites élaborées, le non-respect des procédures d'exécution des tâches dangereuses, etc.
- Les conditions dangereuses de travail, dont entre autres l'absence de signalisation et de balisage des ateliers de travaux, l'inexistence des panneaux de limitation de vitesse à l'approche des voies d'accès, le défaut d'éclairage lors des travaux nocturne, l'absence ou l'insuffisance des mesures de sécurité collective

A ce stade du projet il est difficile de quantifier les volumes des déchets produits. Ainsi seule une identification des types de déchets et plus tard (mesures d'atténuation) de leur mode possible d'évacuation peut être effectuée. On distingue :

- Les déchets de chantier : dépôts solides extrait de la retenue gravats, fer, morceaux de bois, les petites pièces métalliques, les morceaux de tuyau et autres matériaux (plastiques, papiers, cartons, vieux fûts, etc...)
- Les déchets banaux assimilables aux ordures ménagères : ces déchets sont produits dans les logements (toilettes) ;
- Les « déchets industriels spéciaux » : il s'agit des huiles de vidanges produites au niveau des groupes électrogène, des filtres à huile des moteurs des engins, etc.
- Les emballages des produits divers pendant la construction et l'exploitation.
- Les déchets biomédicaux liés aux activités de l'infirmerie.

2. Mesures à prendre suivant les différents domaines impactés

Mesures sur les conditions atmosphériques, nuisance sonore et vibrations

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

- ❖ Sauf cas de force majeure indépendant de la volonté de l'entreprise, l'horaire de travail sur le chantier à proximité des zones habitées sera de 6h à 18h ;
- ❖ 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 (respect des distances de 100 m minimum entre les installations et les habitations) ;
- ❖ Les conducteurs d'engins et les employés exposés porteront systématiquement les casques anti-bruit et autres EPI requis ;
- ❖ L'entreprise réalisera les travaux bruyants (dynamitage, usage de compresseurs, etc.) durant les heures normales de travail ;
- ❖ L'entreprise informera régulièrement les populations riveraines de l'avancement du chantier et des nuisances potentielles.

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 ses camions transportant des matériaux granulaires non réhumidifiés ;
- 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 ;
- Afin de réduire les émissions de poussières au niveau de la centrale de concassage à la carrière, l'entreprise y installera un dispositif d'arrosage en continu du concasseur secondaire. Un contrôle régulier du bon fonctionnement de ce dispositif sera assuré, et toutes les pannes identifiées seront réparées dans les brefs délais ;
- Les voies de circulation au niveau de la base technique de l'entreprise seront copieusement arrosées en temps sec ;

- La vitesse de circulation des véhicules sera modulée sur l'ensemble du chantier à 20 km/h en moyenne.
- Il sera interdit sur le chantier le brûlage de matériaux pouvant produire des gaz toxiques (pneus, huiles usées, déchets végétaux, autres déchets, etc.) ;

Mesures sur les infrastructures routières

Les mesures ici ont trait aux respects des règles de la sécurité routière. Il faut :

- Informer les usagers sur les horaires d'arrivées et de sorties d'éventuels camions du chantier avec des systèmes de signalisation en vigueur ;
- Donner des consignes particulières aux chauffeurs des camions et véhicules afin qu'ils roulent à vitesse modérée avec prudence.
- Mettre hors service les déviations construites une fois les ouvrages d'art réalisés.

Mesures pour la gestion des déchets

Les sites de dépôt et de stockage de l'entreprise seront choisis dans le respect des critères suivant afin de minimiser les impacts liés à leur ouverture et exploitation sur l'environnement :

- Tout d'abord la préférence sera accordée aux terrains déjà ouverts afin de minimiser l'impact sur la végétation. Par la suite le site de stockage sera distant de 30 m minimum par rapport à la route, de 100 m par rapport aux habitations, de 100 m par rapport à un plan d'eau et de 20 m minimum par rapport à un cours d'eau existant. La pente du site sera faible.
- Tous les sites de stockage exploités respecteront ces critères et feront l'objet d'une demande d'agrément auprès de la Mission de contrôle, préalablement avant exploitation. Un plan de protection de l'environnement du site d'emprunt (PPES) sera par la suite élaboré et sera soumis à l'approbation de la mission de contrôle et servira de guide pour l'exploitation des sites de stockage dans le respect strict de l'environnement.

Concernant les produits dangereux, les filtres à huiles, les vieilles batteries, torchons graisseux et autres déchets contaminés par les hydrocarbures, seront disposés séparément dans des bacs étanches puis rangés au niveau de l'aire de stockage et de tri des déchets dangereux de la base technique, en attendant leur reprise par des prestataires agréés pour la collecte et le transport des produits dangereux par le ministère de l'environnement.

L'entreprise stockera dans les règles de l'art ses huiles de vidange, et établira un contrat de reprise de ces produits dangereux par un prestataire agréé auprès du Ministère de l'environnement.

L'entreprise prendra toutes les dispositions pour que le transport et le stockage éventuellement de ses produits dangereux se fasse dans le respect strict de la réglementation Camerounaise.

En ce qui concerne les rejets liquides (hydrocarbures, eaux usées et autres eaux néfastes, déversement accidentel d'hydrocarbure), nous préconisons les mesures suivantes :

Les hydrocarbures

D'une manière générale, l'approche méthodologique de gestion des rejets d'hydrocarbures effluents en vue de la protection des sols et des plans d'eau dans la zone d'influence du projet se présente sous plusieurs aspects. Pour la prévention de la contamination des sols et des plans d'eau de la zone du projet par les hydrocarbures, l'entreprise devra mettre en œuvre les mesures suivantes :

- Les aires de stockage des hydrocarbures et lubrifiants seront bétonnées, et pourvues d'une fosse de rétention ; un dispositif de lutte contre les incendies pourra être disponible en cas de situation d'urgence de départ de feu. Ce dispositif sera constitué principale d'un extincteur spécifique de lutte contre les types de feu précis et d'un bac à sable.
- La vidange des véhicules et engins de chantier se fera systématiquement au niveau de l'atelier de maintenance aménagé à la base technique. Cet atelier sera doté d'une fosse de vidange.
- Les huiles de vidange seront récupérées dans des contenants étanches (demi-fûts, etc.) et stocké provisoirement dans un abri aménagé à cet effet à la base technique, en attendant leur reprise par des prestataires agréés pour la collecte des déchets dangereux ;
- Lorsque la maintenance d'un engin devra être effectuée en cas de force majeure en dehors de l'atelier mécanique, des dispositions devront être prise pour recueillir l'huile de vidange et éviter son déversement au sol d'une part et d'autre part, le site de maintenance sera équipé de kits absorbants (anti-pollution) afin d'intervenir rapidement en cas de déversement accidentel du liquide au sol ;

- Il faudra conclure des contrats de récupération des huiles de vidange usagées, des vieilles batteries et des filtres à huiles usés avec les fournisseurs ou les sociétés spécialisées dans ce domaine ;
- Le lavage des véhicules et engins de l'entreprise sera interdit dans les plans d'eau de la ville et même aux environs. Une aire de lavage sera aménagée (bétonné) au niveau de la base technique de l'entreprise, et sera doté d'un dispositif de traitement des rejets d'eau de lavage avant leur rejet dans le milieu naturel. Des prélèvements et analyse de ces rejets traités sera régulièrement effectué pour s'assurer du bon fonctionnement du dispositif de traitement mis en place ;
- En cas de déversement accidentel de produits polluants dans l'eau, des mesures conservatoires seront prises immédiatement : barrages flottants, fossés de colature, information des autorités compétentes pour déclencher les mesures adéquates ;
- L'utilisation des engins de chantier dans la section transversale du cours d'eau sera réduite au strict nécessaire et les opérations conduites le plus rapidement possible ;

Les eaux usées et autres eaux néfastes

Des ouvrages d'assainissement tels que les fosses septiques pour la collecte et traitement des excréta au sein des bases vies, seront construits et équipés pour être conforme à la réglementation en matière d'hygiène. La vidange de ces fosses au moment opportun se fera conformément à la réglementation en vigueur, notamment par les services d'un prestataire agréé, et le suivi de la traçabilité de déchets de vidange collectés.

Le déversement accidentel d'hydrocarbure

Les mesures à prendre concernant le déversement des produits dangereux (hydrocarbures, huile moteur, graisse des véhicules, etc.) sont les suivantes :

- Prendre des mesures pour arrêter le déversement (fermer les vannes, colmater les fuites) ;
- Signaler et alerter ;
- Définir le périmètre de sécurité autour du lieu de déversement ;
- Interdit de fumer ;

- Eloignement de toute source de chaleur ;
- S’assurer que l’équipe d’intervention porte les équipements de protection individuelle
- Isoler les zones à risque (cours d’eau, habitations, etc....) en utilisant les absorbants, des barrages en terre, des fossés de déviation...
- Recouvrir le produit déversé avec du sable ;
- Enlever les matériaux contaminés en prenant soin d’éviter une contamination secondaire ;
- Procéder à la notification de l’utilisation ;
- Soumettre un rapport détaillé au Maître d’œuvre.

En plus, des déchets solides seront produits lors des travaux. Dans le cadre de ce projet, les déchets proviendront des activités liées à la construction et à l’utilisation des intrants. La politique de gestion des déchets répondra aux objectifs suivants :

- Réduire au maximum la production des déchets dans le chantier ;
- Valoriser au mieux les déchets produits, en adéquation avec les filières locales existantes ;
- Assurer le tri, la collecte, le stockage et l’élimination des différents types de déchets.

Le tableau ci-dessous présente en fonction du type de déchet produit le mode de gestion envisagé :

Type de déchets	Mode de gestion à mettre en œuvre
Terre végétale, matériaux de purge, matériaux de déblais	Collecte et stockage dans les sites de dépôts agréés par la Mission de Contrôle
Déchets industriels banaux issus de la base-vie	Mise en place d’un dispositif de tri desdits déchets, puis mis à disposition desdits déchets pour leur collecte par Hysacam, et de la fraction valorisable auprès des repreneurs et recycleurs identifiés dans la ville

Déchets de ferraille et d'aluminium (DIS)	Stockage provisoire dans un abri aménagé à la base-vie, et mise à disposition des prestataires agréés
Huiles de vidange, pneus usés, batteries usées, filtres (DIS)	-Assemblage des pneus usés, et batteries, dans un premier temps dans l'abri aménagée à la base-vie, puis mise à disposition aux prestataires agréés -Stockage des huiles de vidange dans des conteneurs hermétiquement fermés, et mis à disposition desdits déchets auprès d'un prestataire agréé
Bois (DIB)	Réutilisation du bois produit pour les travaux d'échafaudage Récupération d'autres fractions par les employés pour usage domestique comme combustible pour la confection des mets
Gravats : béton non utilisé	Utilisation au niveau des voies d'accès aux sites de dépôts ou d'emprunts

Tableau 60: Mode de gestion des déchets

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 dans ces sites au phénomène d'érosion des sols, avec un risque de sédimentation dans les plans d'eau environnant. 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 aires déjà ouverts ;
- L'entreprise procédera à la végétalisation des sections de talus présents éventuellement dans sa base –vie, et à la mise en place d'un système de drainage des eaux de ruissèlement ;

- Un plan de protection de l'environnement de chaque site sera élaboré et définira en fonction de l'environnement du site, les mesures à mettre en œuvre pour assurer sa protection contre l'érosion pendant son exploitation ou utilisation ;

A la fin d'exploitation de chaque emprunt latéritique, nous procéderons à leur remise en état et à la mise en œuvre des mesures pour accélérer leur végétalisation. La méthode suivante sera utilisée :

- Comblement des excavations pour éviter tous risques d'accidents ;
- Reprofilage : il visera à remodeler la topographie du site pour la rendre plus harmonieuse à celle du paysage environnant
- 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
 - ✓ Les sites de dépôts seront régalez à la fin de leur exploitation, et seront recouvert de terre arable pour favoriser la reprise végétale et la protection du site contre l'érosion ; toutefois un accord sera fait avec le propriétaire riverain avant cette remise en état si nécessaire.
 - ✓ Les sites compactés par les engins de chantier sur le projet recevront de la terre arable pour y accélérer la reprise de la végétation.

Mesures liées au sanitaire

La réalisation des travaux nécessitera une forte mobilisation de la main d'œuvre. Nous nous installerons avec notre personnel qualifié et recruterons en principe dans la ville de Yaoundé, et préférentiellement au niveau des localités traversés par le projet, des ouvriers qualifiés et la main d'œuvre non qualifiée pour l'exécution des tâches à haute intensité de main d'œuvre. La maîtrise d'œuvre des travaux sera assurée par une mission de contrôle qui enrôlera plus d'une dizaine de personnes en permanence sur le chantier. 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 et la distribution des préservatifs de façon régulière au personnel du chantier ;
- 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 (hydrocarbures, huiles de vidange et autres rejets liquides), tant au niveau des installations fixes qu'au niveau des ateliers mobiles, de telle sorte que ces matières polluantes ne soient pas rejetées dans le milieu naturel, en particulier dans les différents cours d'eaux ;
- La décontamination des eaux en cas de pollution ;
- L'inclusion dans le règlement intérieur des interdictions aux ouvriers d'entretenir des rapports sexuels non contrôlés ;
- L'aménagement des exutoires provisoires pour favoriser l'écoulement des eaux pluviales et éviter leur stagnation.

Par ailleurs, il est strictement interdit de consommer de l'alcool, de la drogue, et du tabac sur le lieu de travail. La consommation des stupéfiants est un délit car la prise de substances ou des médicaments peut entraîner des accidents.

Une boîte de pharmacie est mise en place et est constitué de : Alcool médical, bétadine, coton, paire de ciseaux, bandes (sparadraps), bandes adhésives, compresses stériles, sparadrap, baume Saint-Bernard, gants, épingles de secours, liquides de bain oculaire.

3. Evaluation et analyse des impacts du projet

Evaluation des impacts du projet en fonction des différentes activités (**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
Terrassement 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	++	+++

Tableau 61: Matrice numérique

LEGENDE

Impact négatif

--- : Impact élevé

-- : Impact moyen

- : Impact faible

Impact positif

+++ : Impact élevé

++ : Impact moyen

+ : Impact faible

L'analyse du niveau d'impact est présentée dans le tableau suivant (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

Tableau 62: Matrice de Fecteau

4. Cadre juridique

Au plan juridique, La gestion environnementale des projets au Cameroun est régie par un ensemble de textes et lois de portée national et même international. Concernant les instruments juridiques de portée nationale et régissant la gestion environnementale d'un projet comme le nôtre, on peut mentionner :

- la Loi 96/12 du 5 août 1996 portant Loi-cadre relative à la gestion de l'environnement.
- la Loi N0 94/01 du 20 janvier 1994 portant régime des forêts, de la faune et de la pêche.
- la Loi n°98/005 du 14 avril 1998 portant régime de l'eau. Cette loi fixe le cadre juridique du régime de l'eau et les dispositions générales relatives à la sauvegarde des principes de gestion de l'environnement et de protection de la santé publique. Cette loi oblige toute personne propriétaire d'installation susceptible d'entraîner la pollution des eaux à prendre toutes les dispositions à limiter ou supprimer les effets ;
- la Loi N°001 du 16 Avril 2001 portant code minier. Cette Loi qui a pour objet de régir les activités minières, s'applique à la recherche et à l'exploitation des ressources minérales y compris les substances de carrières ;
- le Décret N0 99/818/PM du 09 Novembre 1999 fixant les modalités d'implantation et d'exploitation des établissements classés dangereux, insalubres et incommodes.
- la loi 85/09 du 04 juillet 1985, relative à l'expropriation pour cause d'utilité publique. Cette loi fixe les conditions d'expropriation pour cause d'utilité publique de même que les différentes sortes de compensation et d'indemnisation, et la procédure du contentieux au cas où l'exproprié n'est pas satisfait. Les dispositions de cette loi seront appliquées en cas de destruction des mises en valeur sur l'emprise du projet.
- La loi n° 001 du 16 avril 2001 portant code minier. Cette loi régit les activités de recherche et d'exploitation des substances minières et de carrières.

Concernant les instruments juridiques de portée internationale et régissant la gestion environnementale du projet mentionné plus haut, on peut mentionner les conventions et protocoles ci-dessous ratifiés par le Cameroun, dont notamment:

- Convention Africaine sur la conservation de la nature et des ressources naturelles (1968). Avec cette convention, tenue à Alger (Algérie), les membres de l'union Africaine (UA) Contractants se sont engagés à prendre les mesures nécessaires pour assurer la conservation l'utilisation et le développement des sols, des eaux, de la flore et de la faune en se fondant sur des principes scientifiques et en prenant en considération les intérêts majeurs de la population. Date de ratification: 1977.
- Convention sur la protection du patrimoine mondial, culturel et naturel (1972).
- Convention de Washington sur le commerce international des espèces de faune et de flore sauvages menacées d'extinction (1973). La convention sur le commerce international des espèces de faune et de flore sauvages menacées d'extinction (CITES) a pour but de veiller à ce que le commerce international des spécimens d'animaux et de plantes sauvages ne menace pas la survie des espèces auxquelles ils appartiennent. Date d'acceptation : 1977.
- Accord de coopération et de concertation entre les Etats de l'Afrique Centrale sur la conservation de la faune sauvage (1983). Cette convention qui s'est tenue à Libreville (Congo) a comme objectif essentiel de renforcer la lutte contre le commerce international des espèces de faune menacées de disparition, en mettant l'accent sur leur rôle dans les écosystèmes naturels. Date de ratification: 1983.
- Convention de Vienne pour la protection de la couche d'ozone (1985). Par cet instrument, les nations ont convenu de prendre des mesures appropriées pour protéger la santé de l'homme et de l'environnement des impacts négatifs résultant, ou pouvant résulter, d'activités humaines modifiant, ou susceptibles de modifier, la couche d'ozone. Date d'adhésion : 1989

- Protocole de Montréal (1987) relatif à des substances qui appauvrissent la couche d'ozone. Il prône l'entente internationale visant à protéger la couche d'ozone stratosphérique. Date d'adhésion : 1989
- Convention sur la diversité biologique (1992). Cette convention tenue à Rio de Janeiro (Brésil) porte sur le développement de stratégies nationales pour la conservation et l'utilisation durable de la biodiversité biologique. Date de ratification : 1994
- Protocole de Kyoto de la convention cadre des Nations Unies sur les changements climatiques (1997). Le protocole a été adopté à Kyoto (Japon) en décembre 1997 dans le but de réduire quantitativement les émissions de gaz à effet de serre (GES), en obligeant les pays industrialisés et les pays en transition économique à s'engager dans cette voie. A ce stade le Cameroun doit maintenir l'inventaire de ses émissions de GES. Date d'acceptation : 2002.

5. Plan de contrôle environnemental

PLAN DE CONTROLE ENVIRONNEMENT										
Domaine (Environnement)		Impact	Mesures préconisées	Responsable	Support d'enregistrement (moyen de vérification)	Fréquence de l'activité	Indicateur	Résultat	Mesure à prendre en cas d'anomalie	Vérificateur
AIR	Transport	- Pollution par la poussière	1. Entretien des pistes de chantier 2. Humidification des pistes de chantier 3. Equipement de masques anti poussière pour le personnel exposé 4. Mise en place des filtres à particules au niveau des échappements des engins polluants 5. Sensibilisation du personnel	Conducteur d'engin Chefs de chantier Responsable QSE	Visuel Journal environnement	permanent pour l'entretien, dépend du temps pour l'arrosage	Nombre de plainte des riverains ou du personnel	Moins de poussière sur le site, éviter le désagrément pour les populations	Augmentation de la fréquence d'arrosage Sensibilisation	Responsable QSE, MDC
		- Emission des particules fines								
EAU	Eaux issues des sanitaires	Rejet des eaux usées	1. Mise en place de fosses septiques 2. Contrôle permanent des fosses Vidange des fosses par une société agréée	Directeur de projet Responsable QSE	Plan des installations Manifeste de vidange	Dès constat du remplissage de la fosse	Nombre de manifeste en cas de vidange	Minimiser les pollutions du milieu environnant	Vérifier le fonctionnement des aménagements mis en place Entretien / Réparation du système d'évacuation Sensibilisation	Responsable QSE, MDC
	Eaux issues de lavage (véhicules, engins)	Rejet des eaux de lavage	1. Mise en place d'une aire de lavage 2. Mise en place d'un système de décantation (fosses septique, puisard...)	Directeur projet Conducteur de travaux	Plan des installations	Dès constat de l'engin sale	Nombre de besoin manifesté	Minimiser la pollution de l'eau par les fines et l'érosion des sols	Vérifier le fonctionnement du système de décantation	Responsable QSE, MDC
	Déversement accidentel des huiles/ hydrocarbures	Pollution des eaux par les huiles / hydrocarbures	1. Interdiction de garer près d'un cours d'eau, 2. Mise à disposition des kits absorbants dans les véhicules du chef chantier 3. Intervention rapide d'une équipe spécialisée 4. Sensibilisation du personnel	Chef chantier Responsable QSE	Journal de chantier			Nombre de déclaration de pollution accidentelle	Limiter la pollution aquatique	Déclenchement de la procédure Sensibilisation
SOL	Dégradation des sols	Erosion	1. Mise en place des systèmes de drainage adéquats	Directeur des travaux Chef chantier	Plan des installations	Permanent	Système de drainage mis en place	Minimiser l'érosion des sols	Vérifier et contrôler les aménagements	MDC,

Annexe VIII : METHODE D'EXECUTION DES TRAVAUX

1. Introduction

La construction du tronçon « Tsinga village – carrefour petit marché Fougerole » fait partie des travaux d'aménagement des voies d'accès au stade d'Olembé. Ces travaux, une fois achevés, contribueront à :

- Améliorer la fluidité de la circulation, en particulier le transport des biens et des personnes ;
- Faciliter en termes de rapidité et de fiabilité, des liaisons entretenues à travers la fluidité et la décongestion du transport urbain.
- Assurer un accès rapide et sur au stade en temps de match et desservir la zone Nord-Est du projet

Afin d'atteindre l'objectif ci-dessus visé, les travaux doivent être exécutés suivant une méthodologie bien élaborée et dans les délais requis. Les travaux dont les quantités à exécuter sont contenues dans le cadre du détail estimatif comprennent notamment :

- L'installation de chantier ;
- La construction de dalot de décharge et du dalot de franchissement 2x3x4
- L'exécution du corps de chaussée et la mise en œuvre de la couche de roulement.

Les travaux seront exécutés uniquement par la méthode de haute intensité d'équipements (HIEQ). Toutefois, en fonction du degré de complexité des tâches à exécuter, certains riverains au projet seront recrutés par l'entreprise chargée de la mise en œuvre.

2. Installation de chantier

L'installation de chantier va consister pour l'essentiel, à la construction des baraquements de chantier (qui dans ce cadre est une maison louée pour le coup), à l'amené des matériels et engins de chantier nécessaires pour l'exécution des travaux, au montage de la centrale à préfabrication pour béton hydraulique et à béton bitumineux, aux travaux préparatoires (étude d'exécution, libération des emprises des travaux, déplacement des réseaux), aux terrassements généraux et la construction des déviations.

3. Construction des ouvrages hydrauliques

Les ouvrages hydrauliques d'assainissement présent sur notre voie d'accès, vu leur nombre demandent une attention particulière pour leur exécution afin de limiter les désordres ou les perturbations sur le trafic. De manière générale, deux grands procédés ou technologies de construction s'offre à nous pour la réalisation de ces ouvrages :

- **La préfabrication** : C'est une technique qui permet d'allier précision et rapidité. Elle consiste en la fabrication de parties d'ouvrage sur un poste de préfabrication aménagé, puis du transport et de la mise en place sur site à l'aide de camions et de grues. L'ouvrage ainsi démembré est reconstitué et solidarisé à l'aide d'un béton coulé dans des attentes prévues à cet effet. Cette technique présente l'avantage d'être rapide et précise mais son principal inconvénient est que la structure n'est plus complètement monolithique car fragilisée au niveau des zones de raccordement ; de plus la manutention requiert parfois la présence d'engins lourds et couteux pour l'entreprise.
- **Le coulage sur place** : Elle consiste à implanter, coffrer, ferrailer et couler les ouvrages sur place. Elle limite les zones de faiblesse et l'ouvrage obtenu est complètement monolithique et assure pleinement ses fonctions. Par contre elle nécessite plus de main d'œuvre, et la présence constante d'eau oblige l'utilisation d'adjuvants pour prise rapide.

Dans l'exécution de nos travaux, et au vu des forces et faiblesse de chaque procédé, nous préconisons la préfabrication pour les petits ouvrages (caniveaux, dalot de décharge) et le coulage sur place pour la réalisation du dalot 2x3x4.

4. Ouvrages de décharge 1,5x1, Caniveaux

Les dalots de décharge ainsi que les caniveaux seront construits suivant les étapes suivantes :

- ❖ Fabrication des coffrages en respectant le nombre minimum par jour tel que prévu dans le planning
- ❖ Mise en place du squelette d'acier à l'atelier de ferrailage
- ❖ Fabrication du béton hydraulique à la centrale de préfabrication suivant l'étude formulation réalisée et coulage sur place, puis vibration
- ❖ Prélèvement d'échantillon pour écrasement
- ❖ Construction des déviations en ce qui concerne les dalots
- ❖ Terrassement de la zone implantée pour recevoir le dalot

- ❖ Transport des éléments et approvisionnement de la zone de pose à l'aide de camions grues de 10 ou 16 tonnes
- ❖ Mise en place et consolidation des morceau préfabriqués
- ❖ Mise en place des remblais et rétablissement de la circulation

5. Dalot 2x3x4

Le dalot de franchissement du Pk 2+100 sera construit suivant les étapes suivantes :

- ❖ Implantation du dalot par l'équipe de topographe
- ❖ Construction de déviation et terrassement généraux du site implanté
- ❖ Substitution du mauvais matériau en fondation
- ❖ Mise en place des coffrages, du ferrailage complet conformément à la note de calcul produite
- ❖ Aménagement du site en granulat et eau, puis coulage sur place du béton hydraulique à l'aide de bétonnière conformément à l'étude de formulation (Utilisation d'adjuvants de prise rapide)
- ❖ Mise en place des remblais, stabilisation des talus avec perrés maçonnés, mise en place des équipements de sécurité.

6. Exécution du corps de chaussée et mise en œuvre de la couche de roulement

Il s'agit ici de procéder à la réalisation de la voie d'accès conformément aux prescriptions techniques. L'entrepreneur procédera à l'exécution de tous les travaux de terrassement routier concourant à la mise en œuvre de la structure de chaussée. Il est a noté que deux sites d'emprunt ont été identifiés dans la zone du projet, lesquels permettront à l'entreprise d'avoir les matériaux de remblai de bonne qualité et en quantité suffisante.

Les différents travaux de terrassement concourront ainsi au réglage de la plateforme conformément aux côtes fournies par la position de la ligne rouge. Des planches d'essai seront réalisée afin de définir le mode de malaxage, la teneur en eau ainsi que le nombre de passe des compacteurs.

La mise en place du corps de chaussée peut se faire suivant deux procédés :

- La pose des caniveaux avant le début du rechargement : Cette méthode permet de délimiter l'emprise réelle des voies, de contenir la chaussée à mettre en place afin de

minimiser les pertes de matériaux notamment en cas de pluie. Cette technique est très pratique lorsque la route est en déblai

- La mise en place des couches avant la pose des caniveaux : Suivant cette méthode, les couches de fondations et de base et même parfois le revêtement sont mises en place et les caniveaux sont disposés après soit par coulage sur place soit préfabrication. Cette technique permet de limiter les travaux de curage et de nettoyage des caniveaux pendant la durée du projet. Elle est beaucoup plus utilisée sur les zones présentant des remblais importants, mais peut parfois occasionner des désordres sur la chaussée lors de la pose.

Notre projet se situant pratiquement en déblai, nous optons pour la 1ere méthode. Les contraintes rencontrées lors de l'exécution des travaux (déplacement des réseaux d'eau, de télécommunication, d'électricité, etc...) confortent ce choix. De manière chronologique, nous aurons les opérations suivantes :

- ❖ Pose des caniveaux sur tous les tronçons identifiés lors de l'étude hydrologique.
- ❖ Ensuite, on procèdera au rechargement de latérite et de concassés, qui seront malaxés, compactés à la bonne épaisseur suivant les réglages effectués par l'équipe topographique. Cette opération sera suivie de la pose des bordures T2/CS2 et P2 (Syndicat Mixte d'Action pour l'Expansion de la Gatine, 2011).
- ❖ Une fois la fondation réceptionnée, on passera à la mise en place de la couche de base en concassé 0/31,5 suivant le même procédé que celui fait en couche de fondation
- ❖ L'entreprise fera ensuite une imprégnation à partir d'un cut-back 0/1, puis une couche d'accrochage et enfin l'exécution de la couche de roulement. Le béton bitumineux sera préparé en centrale et transporté par des camions benne jusqu'au niveau du finisher qui appliquera cela à la bonne épaisseur suivant le pré-réglage effectué de l'engin.

Les zones de déblai présentant des talus instables seront revêtues par des perrés maçonnés.

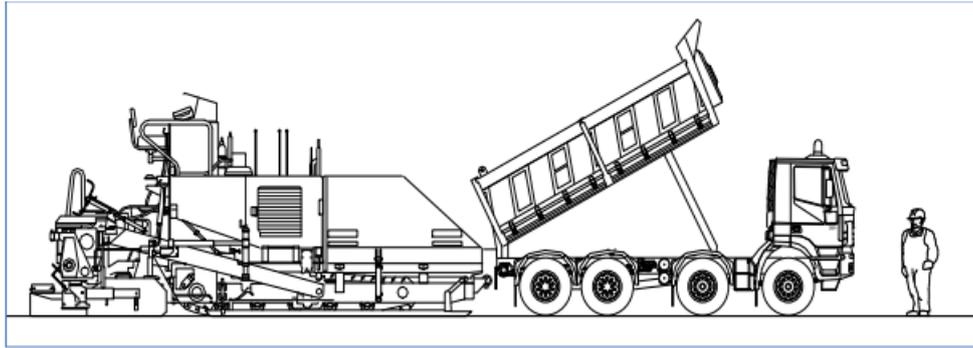


Figure 52: Application de l'enrobé

Afin de mener à bien l'exécution du projet, l'entreprise aura besoin au minimum des outillages et équipements essentiels suivants en propriété ou en location :

- Camions bennes (10)
- Pelles hydrauliques (02)
- Chargeuses sur pneu (02)
- Bulldozers (02)
- Compacteur à pieds de mouton (01)
- Compacteur à rouleau lisse (02)
- Compacteur double rouleau (02)
- Niveleuses (03)
- Bétonnières (05)
- Centrale de production d'enrobé (01)
- Camions toupies (02)
- Camion-citerne à eau (02)
- Camion-citerne à essence (01)
- Finisher (02)
- Camions gru (03)
- Mini compacteur (02)
- Dumping Jack (03)

7. Fabrication des bétons bitumineux

Les bétons bitumineux sont fabriqués dans des centrales d'enrobage. Les fonctions principales d'une centrale d'enrobage sont les suivantes :

- ✓ Le stockage et la manutention des constituants ;
- ✓ Le dosage des granulats, des liants hydrocarbonés et éventuellement des additifs (dopes) selon les proportions définies par l'étude de formulation ;
- ✓ Le séchage et le chauffage à une température déterminée ;
- ✓ Le traitement des gaz issus du séchage et du chauffage afin de récupérer les éléments fins, d'une part, et de minimiser la pollution atmosphérique d'autre part ;
- ✓ Le malaxage et l'homogénéisation du mélange ;

✓ La manutention et le stockage des produits fabriqués.

Nous disposons sur le chantier d'une centrale tambour sécheur enrobeur (TSE) semi-automatique. L'opérateur effectue les opérations suivantes : affichage de la composition, démarrage du cycle de production, ouverture et la fermeture du malaxeur. Le reste des opérations est automatisé.

La centrale dispose d'un parc de stockage de bitume d'une capacité suffisante pour assurer un fonctionnement continu compatible avec ses performances. Ces éléments de stockage sont équipés de dispositifs de chauffage capable d'amener le liant à la température d'utilisation.

Les installations de dosage des fines d'apport sont équipées de dispositifs permettant d'effectuer le prélèvement des fines avant leur introduction dans le mélange. Elles comportent une unité de dosage entre le silo et le malaxeur. Les fines d'apport sont dosées et introduites en continu.

Le dosage en granulat est assuré par une série de trémies doseuses équipées chacune d'une trappe de réglage d'ouverture et d'un extracteur à bande à vitesse variable. Le nombre de trémies est au moins égale à celui des fractions granulaires qui seront utilisées pour la fabrication du béton bitumineux. Le cloisonnement des trémies doseuses entre elles permet d'éviter tout mélange des fractions granulaires. Le dosage des granulats est obtenu, soit par le réglage de l'ouverture de la trappe, soit par le réglage de la vitesse de la bande de l'extracteur. La centrale doit être équipée de moyens mécaniques capables d'introduire les granulats dans le tambour sécheur (TS) d'une manière uniforme afin d'obtenir une production à température constante. Le TS doit permettre d'abaisser la teneur en eau des granulats de telle façon que la teneur en eau globale des enrobés fabriqués reste inférieure à 0,5 %. D'autre part, le TS doit assurer un chauffage des granulats à une température compatible avec la classe du liant utilisé sans provoquer un vieillissement anormal de ce dernier.

La centrale possède des dispositifs d'alimentation et de dosage du liant comprenant un système pour contrôle extérieur. Le dosage est réalisé par une pompe à vitesse variable et le débit du liant est contrôlé par un compteur ou débitmètre étalonné. Le débit du liant est asservi et commandé par le débit d'alimentation en granulats secs.

❖ Spécifications sur les tolérances de fabrication

Pour un béton bitumineux 0/10, les spécifications doivent être les suivantes :

Désignation	Tolérances
Dosage en bitume	± 2 %
Dosage en granulats	± 3 %
Dosage en sable	± 5 %
Température de l'enrobé à la sortie de la centrale	± 5 °C
Température du bitume	± 5 °C
Teneur en eau des granulats après séchage	< 0.5 %

Tableau 63: Spécifications sur les tolérances de fabrication BB 0/10 (CPC, CPS Maroc)

❖ Réglage d'une centrale d'enrobage

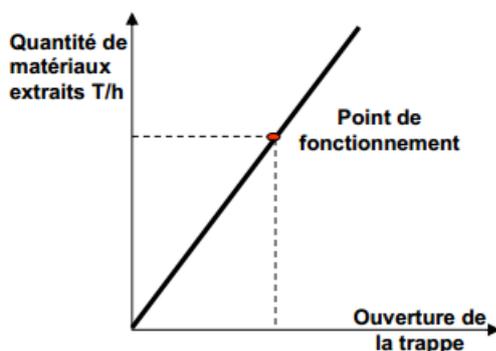
Il s'agit des réglages rentrant dans le cadre de la maintenance périodique de la centrale d'enrobage, effectués généralement toutes les 1000 heures de travail ou à l'occasion d'un transfert de la centrale. Ces réglages comportent :

- Le rétablissement de l'état mécanique de la centrale, réalisé conformément aux instructions du constructeur ;
- Le calibrage et l'étalonnage des différents équipements de mesure, réalisés par un organisme compétent en matière de métrologie ou à défaut, conformément à des procédures de vérification préalablement établies et validées.

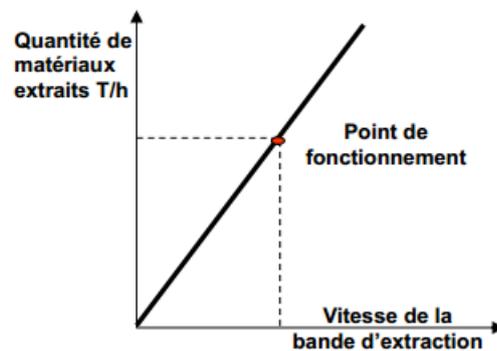
Pour la fabrication d'une composition donnée, Il faut effectuer les différentes opérations nécessaires pour faire fabriquer à la centrale un enrobé bitumineux issu d'une étude de formulation préétablie. Ces réglages supposent que tous les organes de la centrale sont en bon état de fonctionnement et que les informations qu'ils affichent et les mesures qu'ils effectuent sont fiables. Les opérations à effectuer dans ce cas sont les suivantes :

a) Réglage des pré-doseurs à granulat

Le réglage du pré-doseur consiste à déterminer, pour une vitesse donnée de la bande transporteuse, le poids de matériau transporté pendant une unité de temps, en fonction de la hauteur de la trappe d'ouverture de la sortie de la trémie. On trace une courbe à vitesse constante, donnant la quantité de matériau sec en fonction de la hauteur de la trappe. A partir de cette droite on extrapole la hauteur à régler pour obtenir la quantité de matériau voulue en tenant compte du débit global de la centrale d'enrobage. Dans certaines trémies, la hauteur de la trappe est fixe ou prédéterminées. Dans ce cas, on procède comme précédemment mais en faisant varier la vitesse de la bande transporteuse. Ces réglages doivent tenir compte de la teneur en eau des granulats, particulièrement, les sables afin de ramener les dosages aux proportions de matériaux secs.



Réglage à vitesse constante de la bande d'extraction



Réglage à ouverture fixe de la trappe de la trémie d'alimentation

Ces réglages doivent respecter les tolérances de dosages en granulats, à savoir $\pm 3\%$ pour les gravettes et $\pm 5\%$ pour les sables.

b) Réglage du dosage des fines d'apport

Les fillers sont contrôlés par mesure pondérale qu'ils proviennent de silos de fillers d'apport ou de silos de récupération des fines par le filtre dépoussiéreur. L'extraction se fait généralement par vis peseuse déversant sur un tapis également peseur. Le réglage du débit désiré doit se faire par le filler approvisionné et consiste à tracer la droite donnant le poids sec de fines en fonction de la vitesse de la vis. Le point de fonctionnement correspondant au pourcentage de fines prévu dans le mélange minéral est déterminé à partir de cette courbe.

c) Réglage du sécheur

La température des granulats est fonction des débits des granulats, du temps de présence dans le sécheur et du réglage du brûleur. La température maximale à ne pas dépasser est de 180 °C et la température minimale est celle exigée pour la classe de bitume utilisée. Des mesures de températures sont effectuées par le thermomètre situé à la sortie du sécheur et celui situé dans la trémie tampon. Ces mesures doivent respecter les tolérances sur la température des granulats : pour une série de mesures T_i (mesures faites sur une journée) on calcule la moyenne T_m et on vérifie que $T_i - T_m < \pm 5$ °C.

d) Réglage du bitume et malaxage

Pour ce qui est des températures du bitume, les spécifications prévoient pour un bitume 60/70 des températures comprises entre 140 et 150 °C.

Le malaxage doit être réglé pour éviter des problèmes de ségrégation et assurer un enrobage satisfaisant des granulats. Le réglage porte essentiellement sur le temps de malaxage qui dépend de la nature des granulats à enrober et du dosage en liant. Au cours des essais de la centrale, on effectuera plusieurs prélèvements d'enrobés sur lesquels on détermine le pourcentage de liant et la courbe granulométrique du mélange minéral. Ces essais doivent conduire à un dosage en liant homogène (± 2 %) et des courbes granulométriques régulières et inscrites dans le fuseau de spécifications.

Au cours des essais de la centrale et avant le démarrage effectif de la fabrication, on procède à des prélèvements d'enrobés sur lesquels on exécute toute la gamme des essais prévus au contrôle normal à savoir :

- ✓ Le dosage en liant ;
- ✓ La granulométrie du mélange minéral ;
- ✓ La température à la sortie du malaxeur ;
- ✓ La température à la sortie de la centrale ;
- ✓ L'essai Marshall ;
- ✓ L'essai Duriez, LCPC.

Ces essais devront satisfaire à toutes les spécifications prévues par les documents contractuels et constituent un moyen de vérification des réglages effectués. D'autre part, on effectuera au moyen d'un pont bascule, des pesées du produit fabriqué pour s'assurer que le débit de la centrale est bien celui pour lequel les réglages ont été effectués.

8. Mise en œuvre du béton bitumineux

Le transport des matériaux enrobés est un facteur essentiel de la réussite d'un chantier. A cet effet, un parc suffisant de camions est mis à disposition pour, compte tenu de la durée du trajet, assurer avec régularité l'évacuation de la production du poste d'enrobage et l'alimentation de l'atelier de répandage. Les camions doivent être à benne métallique qui doivent être nettoyés de tout corps étranger (y compris le reste refroidis des enrobés) avant chaque chargement. Les bennes doivent être lubrifiées avant utilisation avec un produit antiadhérent. L'emploi produits pouvant dissoudre le bitume pour lubrification (fuel, gasoil) est interdite. En plus, les camions de transport des bétons bitumineux doivent :

- ✓ Présenter des caractéristiques qui les rendent aptes à déverser leur chargement dans le matériel de répandage en évitant au maximum les risques de ségrégation.
- ✓ Être équipés d'une bâche capable de protéger les enrobés et d'empêcher leur refroidissement.
- ✓ Être équipés d'un dispositif d'identification.
- ✓ Lors du chargement des camions, les enrobés doivent être régulièrement répartis dans la benne afin d'éviter la ségrégation au cours du transport.

Avant mise en œuvre des bétons bitumineux, le support devant les recevoir nécessite certaines préparations. La nature des préparations à effectuer dépend de la nature et de l'état du support. Un bon profil et une bonne portance doivent être obtenus. Le support doit recevoir une couche d'accrochage en émulsion cationique de bitume. Le dosage en bitume résiduel dépend de l'état du support et de la technique de l'enrobé utilisé.

D'une façon générale, les bétons bitumineux sont mis en œuvre au moyen d'un finisseur.



Vues montrant la mise en œuvre de bétons bitumineux au moyen de finisseurs

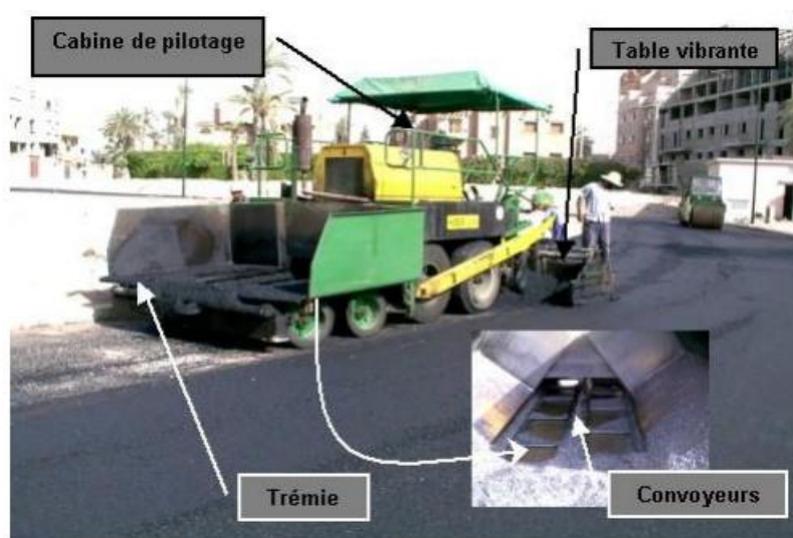
La température de répandage est fixée de façon à garantir les objectifs fixés (pourcentage de vides, uni, adhérence) et d'assurer la régularité de l'épaisseur et de la qualité de la couche. La température minimale de répandage dépend de la classe de bitume utilisé et elle est de 130°C pour le cas du bitume 60/70. Ces températures sont majorées de 10 °C en cas de pluie ou en arrière-saison. La mesure de la température de l'enrobé en cours de répandage est mesurée dans la trémie ou dans la chambre de répartition du finisseur.

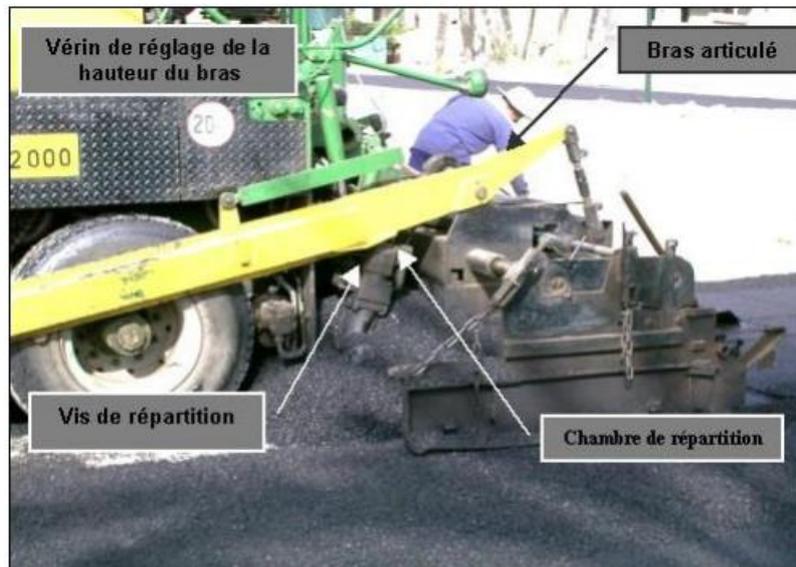
❖ Le Finisher

Un finisseur est un engin comportant un train moteur sur chenilles ou pneus et :

- Portant un système d'alimentation en matériaux avec trémie de réception et vis de répartition transversale,
- Tirant par deux bras articulés un outil de réglage de la couche formé d'une table s'appuyant sur le matériau. Cette table comporte des vibreurs et est équipée de dispositif de chauffage.

La largeur de travail peut être modifiable en marche. La hauteur des bras par rapport au tracteur peut être, soit commandée manuellement soit fixe (travail à vis calée) soit à commande automatique (travail guidé).





Les équipements essentiels dans un finisseur sont :

- Une trémie d'alimentation équipée de convoyeurs
- Une chambre de répartition équipée d'une vis de répartition hélicoïdale
- Une table de pré-compaction équipée de vibreurs et chauffée. Cette table peut être extensible
- Des palpeurs permettant un remplissage correct de la chambre de répartition
- Des dispositifs de guidage
- Des dispositifs de réglage de la hauteur des bras par rapport au tracteur.

La nature et la disposition des éléments constitutifs de la table vibrante doivent répondre aux exigences du profil en travers et de la largeur à répandre. La fréquence des vibreurs et leurs positions sont réglées en liaison avec la vitesse de travail pour obtenir un niveau satisfaisant de pré-compaction compatible avec l'épaisseur répandue. Le bas de la vis de répartition est positionné au-dessus de l'épaisseur moyenne à répandre. L'automate d'alimentation est réglé de manière à maintenir le niveau de l'enrobé au-dessus de l'axe et au-dessous du haut de la vis. La table vibrante ne doit pas laisser de trace sur la surface de l'enrobé mis en œuvre.

Les modes de guidage possibles avec un finisseur sont :

- Vis calée : les hauteurs des articulations des bras par rapport au tracteur sont fixes.
- Guidage manuel : les hauteurs des articulations des bras sont commandées manuellement.
- Guidage court : les hauteurs des articulations des bras sont guidées par une roulette ou ski court.
- Guidage à référence mobile : la hauteur des articulations est guidée par une poutre de longueur supérieure à 11 m.

- Guidage référence fixe : les hauteurs des articulations sont guidées par un fil ou un rayon laser.

Le joint longitudinal d'une couche ne doit jamais se trouver superposé au joint longitudinal de la couche immédiatement inférieure. Pour cela on adopte un décalage d'au moins 20 cm entre joints. De plus le joint longitudinal de la couche de roulement doit se trouver le plus possible au voisinage des bandes de signalisation pour éviter qu'il se trouve sous le passage des roues. Le répandage de la nouvelle bande est conduit de façon à recouvrir d'au moins 2 cm le bord longitudinal de la bande adjacente. Les enrobés recouvrant l'ancienne bande sont soigneusement éliminés par la suite. Dans le cas de finisseurs travaillant en parallèle, la distance entre eux ne doit en aucun cas excéder 20m.

Les joints transversaux des différentes couches sont décalés d'au moins 1m. Lors de chaque reprise, le bord de l'ancienne bande est coupé sur toute son épaisseur de façon à exposer une surface fraîche. Cette coupe est pratiquée pour éliminer la partie en biseau augmentée d'au moins 50cm. La surface dégagée par cette découpe est enduite à l'émulsion de bitume, juste avant la mise en place de la nouvelle bande.

Le compactage a pour objectif d'amener le matériau répandu au pourcentage de vides permettant d'obtenir les performances souhaitées, tout en conservant les caractéristiques superficielles (uni et adhérence) compatibles avec la sécurité et le confort de l'utilisateur. Le compactage est réalisé par un atelier formé de divers engins de compactage agissant dans un ordre déterminé et selon un plan de balayage de la surface à compacter. Le matériel utilisé peut-être des compacteurs à pneumatiques, des compacteurs vibrants ou des compacteurs statiques lisses.



**Vue montrant un atelier de compactage comportant des compacteurs à pneus
et un compacteur vibrant lisse.**

Les caractéristiques principales des compacteurs à prendre en compte sont :

- La largeur unitaire de compactage

- La charge statique transmise à l'enrober (Charge par roue et pression de gonflage pour les compacteurs à pneus, masse par centimètre de génératrice des cylindres vibrants ou statiques, pression statique des plaques vibrantes).

- Les caractéristiques de vibration d'un engin vibrant : fréquence et moment excentrique.

Le réglage de l'atelier de compactage est effectué au début du chantier et porte sur :

- ✓ Pour les compacteurs à cylindres vibrants et bandage lisse : masse par longueur de génératrice, moment d'excentricité, fréquence de vibration, vitesse de translation.
- ✓ Pour les compacteurs à pneus : charge par roue, pression de gonflage des pneus, vitesse de translation.
- ✓ Pour l'atelier de compactage : l'ordre d'intervention des engins et le nombre de passe de chaque engin, le plan de balayage de chaque engin, les distances minimales et maximales entre le finisseur et les compacteurs (pour les compacteurs à pneumatiques il faut veiller à conserver une température de surface des pneumatiques suffisante. Pour cela il faut éviter d'arroser les roues et les protéger du vent par des jupes). En ce qui concerne les compacteurs à cylindre lisse, les billes sont munies de dispositif d'arrosage efficace.

PLANS GEOMETRIQUES ET RESULTATS
D'ESSAIS PRESSIOMETRIQUES ET COUPES
LITHOLOGIQUES

Elém	Caractéristiques	Longueur	Abscisse	X	Y
			0.000	784764.611	432224.107
D1	ANG = 120.400g	71.127			
			71.127	784742.206	432291.614
C1	XC= 784654.889 YC= 432262.635 R = 92.000	52.074			
			123.201	784713.047	432333.920
D2	ANG = 156.434g	133.977			
			257.178	784609.236	432418.614
C2	XC= 784925.313 YC= 432806.036 R = -500.000	36.382			
			293.560	784581.907	432442.618
D3	ANG = 151.802g	143.910			
			437.470	784477.308	432541.457
C3	XC= 784576.896 YC= 432646.848 R = -145.000	148.680			
			586.150	784435.132	432677.312
D4	ANG = 86.524g	89.583			
			675.732	784453.953	432764.895
C4	XC= 784238.864 YC= 432811.117 R = 220.000	28.586			
			704.318	784458.129	432793.154
D5	ANG = 94.796g	105.900			
			810.218	784466.776	432898.701
C5	XC= 784686.041 YC= 432880.738 R = -220.000	38.845			
			849.063	784473.340	432936.936
D6	ANG = 83.556g	63.778			
			912.840	784489.631	432998.597
C6	XC= 784293.366 YC= 433050.452 R = 203.000	45.248			
			958.088	784496.239	433043.266
D7	ANG = 97.746g	108.292			
			1066.380	784500.072	433151.489
C7	XC= 784298.199 YC= 433158.641 R = 202.000	83.655			
			1150.035	784485.885	433233.327
D8	ANG = 124.110g	41.475			
			1191.509	784470.550	433271.863
C8	XC= 784684.252 YC= 433356.902 R = -230.000	35.336			
			1226.846	784460.054	433305.568

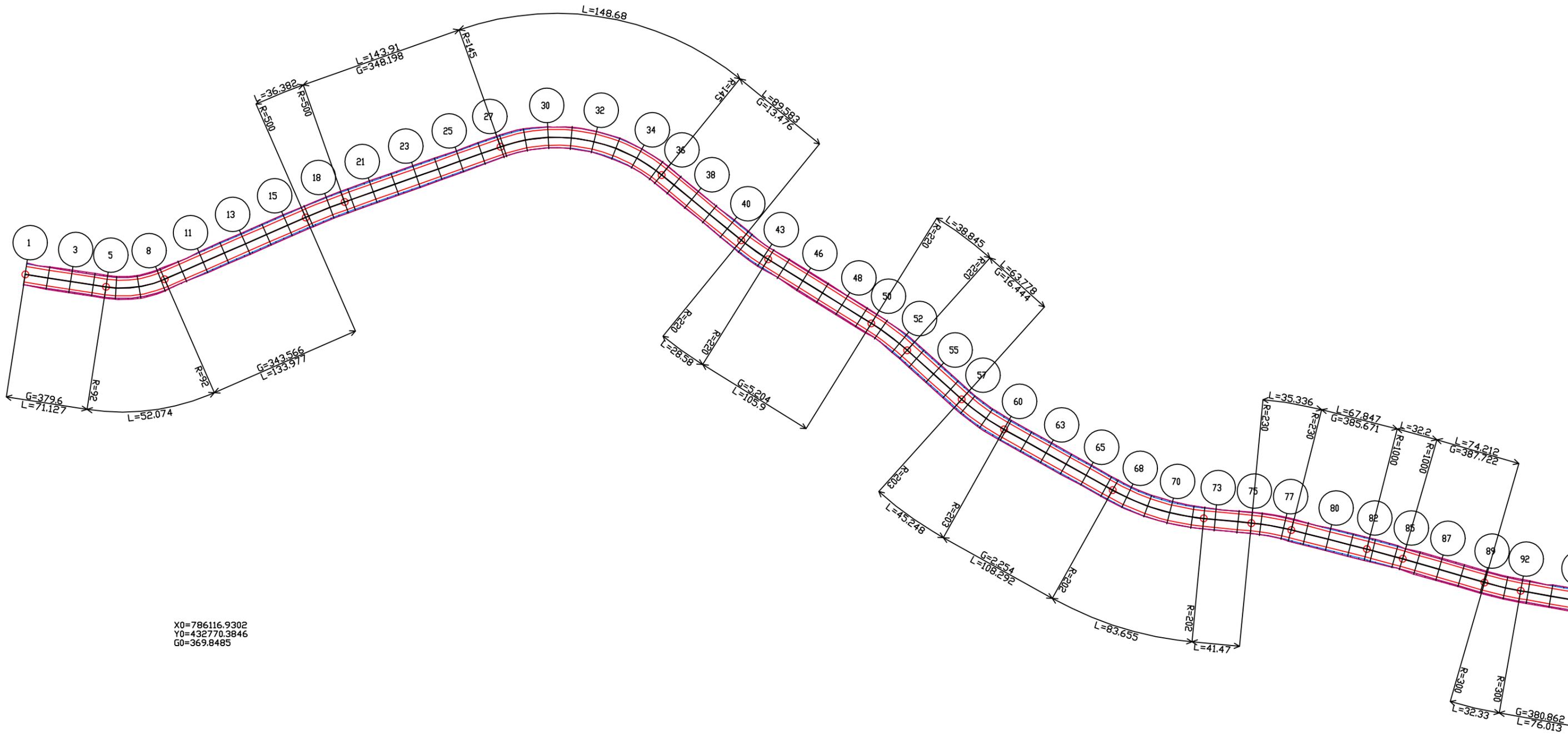
Elém	Caractéristiques	Longueur	Abscisse	X	Y
D9	ANG = 114.329g	67.847			
			1294.693	784444.911	433371.703
C9	XC= 785419.686 YC= 433594.893 R = -1000.000	32.231			
			1326.924	784438.225	433403.231
D10	ANG = 112.278g	74.212			
			1401.136	784424.001	433476.068
C10	XC= 784129.563 YC= 433418.569 R = 300.000	32.330			
			1433.466	784416.108	433507.404
D11	ANG = 119.138g	76.013			
			1509.479	784393.600	433580.008
C11	XC= 784587.496 YC= 433640.119 R = -203.000	75.451			
			1584.930	784385.008	433654.532
D12	ANG = 95.476g	113.834			
			1698.765	784393.091	433768.079
C12	XC= 784173.646 YC= 433783.699 R = 220.000	44.775			
			1743.540	784391.718	433812.756
D13	ANG = 108.433g	93.109			
			1836.649	784379.421	433905.049
C13	XC= 785370.660 YC= 434037.127 R = -1000.000	49.956			
			1886.605	784374.062	433954.712
D14	ANG = 105.253g	131.345			
			2017.950	784363.237	434085.610
C14	XC= 784134.020 YC= 434066.655 R = 230.000	67.200			
			2085.150	784348.000	434150.000

Elém	Caractéristiques	Longueur	Abscisse	X	Y
			2550.551	784151.114	434550.229
C17	XC= 784101.145 YC= 434501.207 R = 70.000	52.837			
			2603.388	784103.955	434571.150
D18	ANG = 197.444g	94.029			
			2697.416	784010.002	434574.924
C18	XC= 784011.888 YC= 434621.886 R = -47.000	35.890			
			2733.306	783978.049	434589.268
D19	ANG = 148.831g	59.715			
			2793.022	783936.607	434632.262
C19	XC= 784082.041 YC= 434772.450 R = -202.000	58.346			
			2851.367	783902.700	434679.494
D20	ANG = 130.443g	33.619			
			2884.986	783887.230	434709.342
C20	XC= 784069.234 YC= 434803.678 R = -205.000	73.357			
			2958.342	783865.717	434779.064
D21	ANG = 107.662g	98.031			
			3056.374	783853.947	434876.386
C21	XC= 783826.149 YC= 434873.025 R = 28.000	37.119			
			3093.493	783829.634	434900.807
D22	ANG = 192.058g	71.459			
			3164.951	783758.730	434909.699
C22	XC= 783746.287 YC= 434810.476 R = 100.000	98.329			
			3263.281	783670.598	434875.831

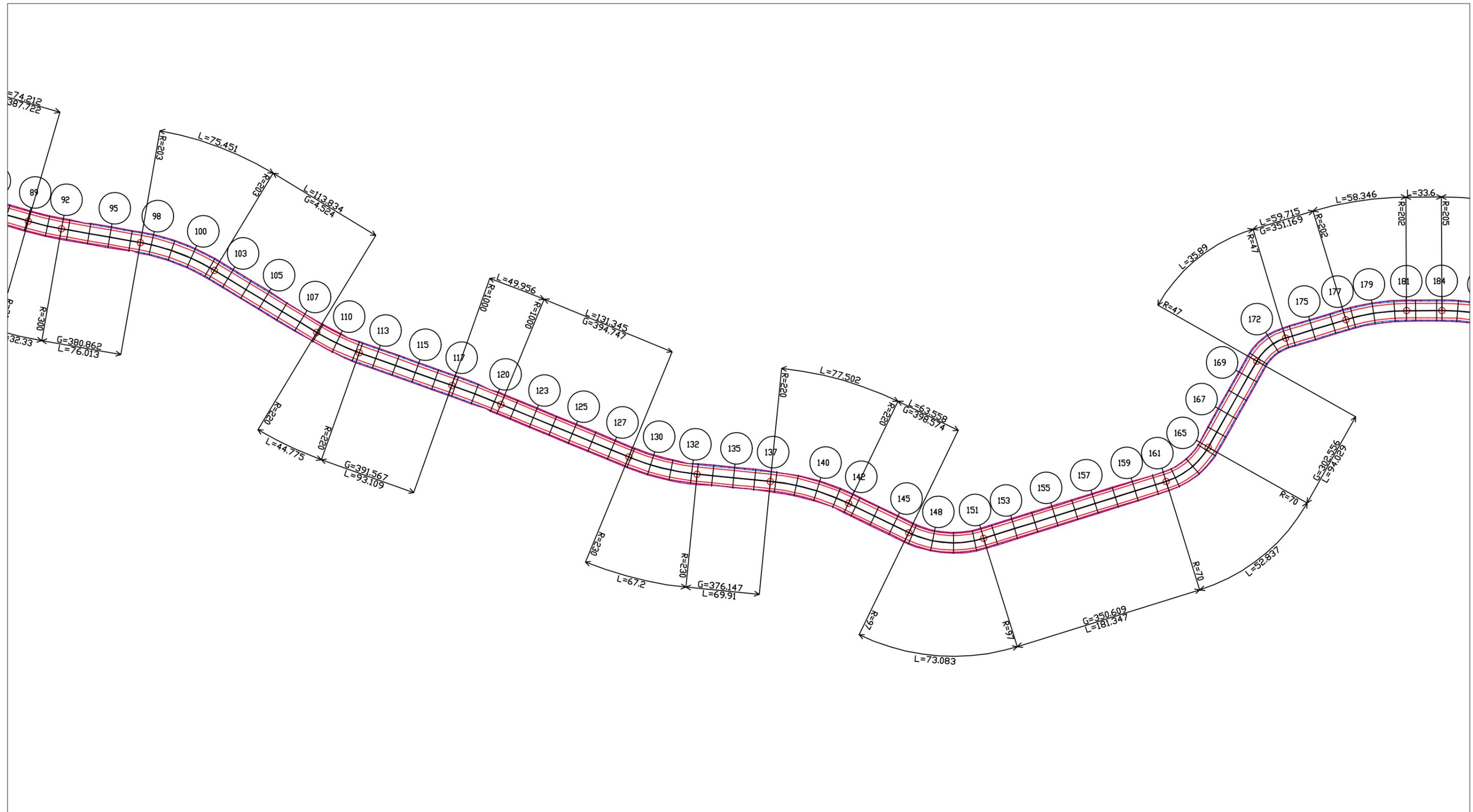
Le 24/03/2019 à 14:54 --- PISTE 5.05 --- Licence n° 3958
D:\MASTER_2_GC\MEMOIRE\PROFIL~1\ESSAIP~1\TABULA~1.PIS

AXE EN PLAN

Elém	Caractéristiques	Longueur	Abscisse	X	Y
C25	XC= 783502.002 YC= 435111.107 R = -300.000	95.810			
			3755.115	783265.211	434926.906
D26	ANG = 142.088g	152.531			
			3907.646	783171.557	435047.299
LONGUEUR DE L'AXE 3907.646					



X0=786116.9302
 Y0=432770.3846
 G0=369.8485



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Etudes techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans géométriques

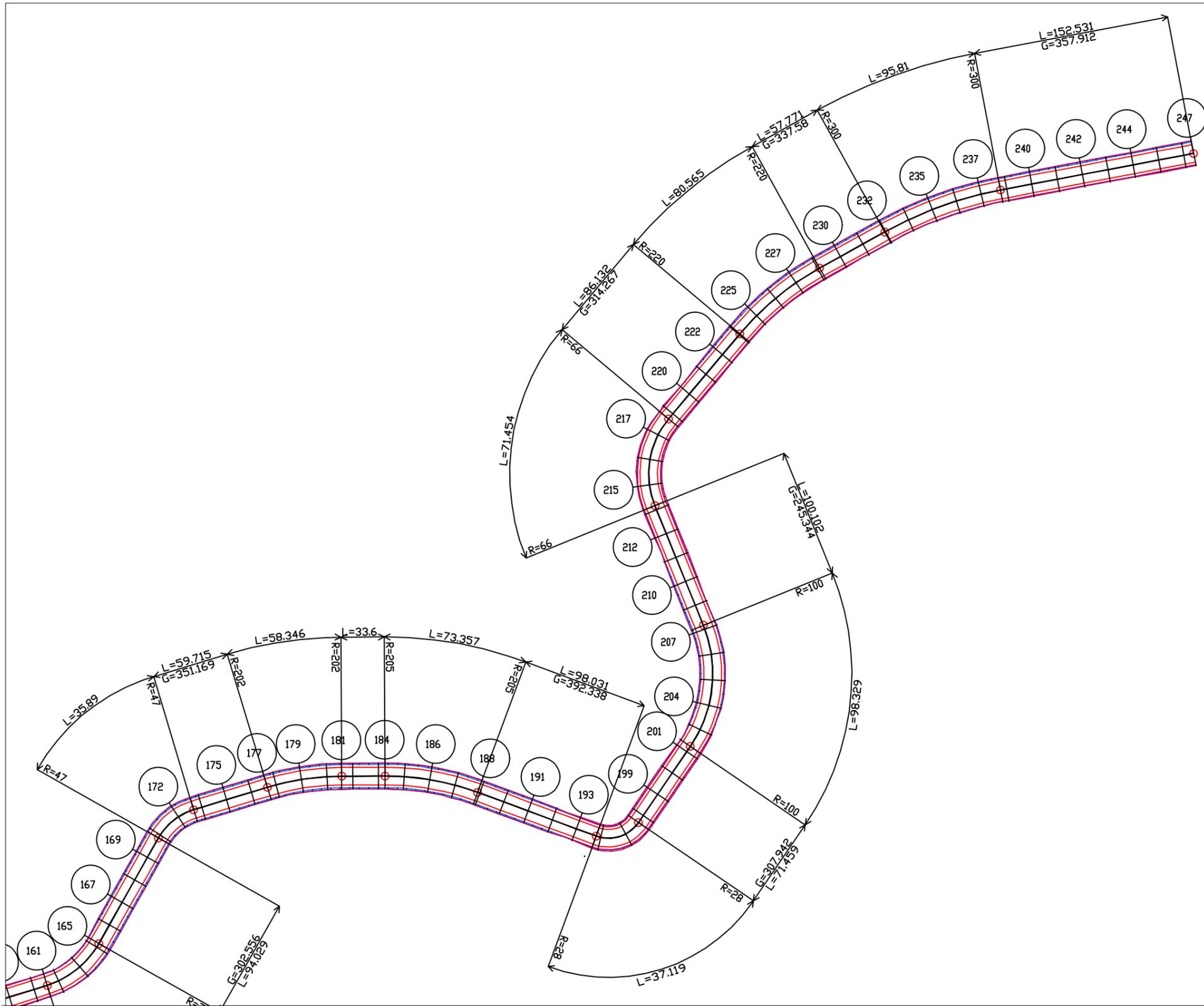
Profilage de la Chaussée

Tracé en plan 2/3

Echelle:
du dessin: 1/3000

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	ING Amadou SIMAL

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Etudes techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans géométriques

Profilage de la Chaussée

Tracé en plan 3/3

Echelle:
du dessin: 1/3000

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	

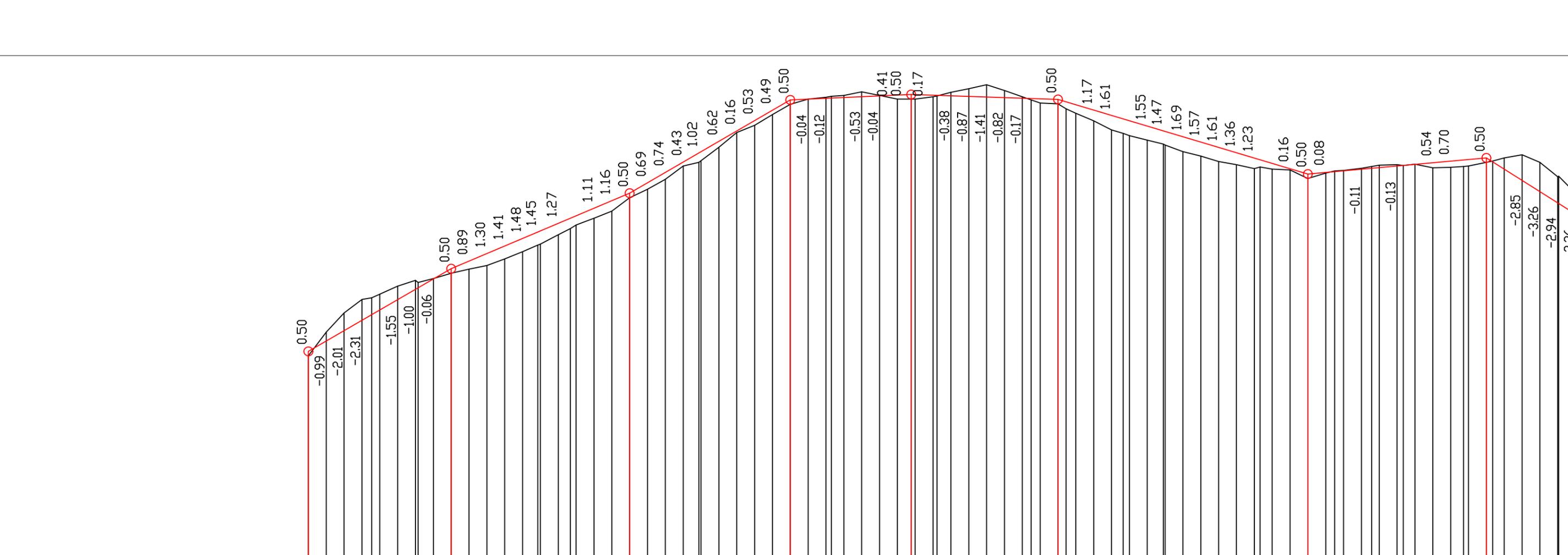
Date	ENTREPRISE
04/06/2019	

Elém	Caractéristiques des éléments	Longueur	Abscisse	Z
			0.000	684.673
D1	PENTE= 4.857 %	525.934		
			525.934	710.220
PA1	S= 671.6575 Z= 713.7589 R = -3000.00	148.133		
			674.067	713.758
D2	PENTE= -0.080 %	77.481		
			751.547	713.696
PA2	S= 748.7367 Z= 713.6968 R = -3500.00	96.906		
			848.453	712.276
D3	PENTE= -2.849 %	248.575		
			1097.028	705.194
PA3	S= 1017.2552 Z= 706.3308 R = -2800.00	45.944		
			1142.972	703.508
D4	PENTE= -4.490 %	364.147		
			1507.119	687.159
PA4	S= 1641.8154 Z= 684.1348 R = 3000.00	105.762		
			1612.881	684.274
D5	PENTE= -0.964 %	250.194		
			1863.075	681.861
PA5	S= 1896.8317 Z= 681.6985 R = 3500.00	193.850		
			2056.925	685.360
D6	PENTE= 4.574 %	313.768		
			2370.693	699.712
PA6	S= 2507.9160 Z= 702.8503 R = -3000.00	258.613		
			2629.307	700.394
D7	PENTE= -4.046 %	69.923		
			2699.230	697.565
PA7	S= 2840.8527 Z= 694.6998 R = 3500.00	161.540		
			2860.770	694.756
D8	PENTE= 0.569 %	148.077		
			3008.847	695.599
PA8	S= 3028.7638 Z= 695.6558 R = -3500.00	182.307		
			3191.153	691.889
D9	PENTE= -4.640 %	326.366		
			3517.520	676.746
PA9	S= 3647.4316 Z= 673.7324 R = 2800.00	44.960		
			3562.480	675.021
D10	PENTE= -3.034 %	345.166		
			3907.646	664.549
LONGUEUR DE L'AXE 3907.646				

TABULA 1.PIS

ECHELLE EN S 1/ 5000
 ECHELLE EN Z 1/ 500
 PLAN DE COMPARAISON 650

COTES TERRAIN	DISTANCES PARTIELLES	DISTANCES CUMULEES	COTES PROJET
684.17	0.00	0.00	684.67
686.81	20	20.00	685.83
688.99	20	40.00	686.98
690.45	20	60.00	688.13
691.99	20	100.00	690.44
692.60	20	120.00	691.59
692.80	16.8	140.00	692.75
693.40	20	160.00	693.90
693.86	20	180.00	694.74
694.29	20	200.00	695.59
695.03	20	220.00	696.44
695.80	20	240.00	697.28
696.55	17.2	257.18	698.01
697.70	20	280.00	698.97
699.55	20	320.00	700.66
700.34	20	340.00	701.51
701.85	20	360.00	702.35
702.82	20	380.00	703.51
703.93	20	400.00	704.67
705.40	20	420.00	705.84
705.83	17.5	437.47	706.85
707.53	20	460.00	708.16
709.16	20	480.00	709.32
709.95	20	500.00	710.48
711.16	20	520.00	711.64
712.30	20	540.00	712.80
712.93	20	560.00	712.89
713.10	20	580.00	712.98
713.69	20	620.00	713.16
713.29	20	640.00	713.25
712.93	20	660.00	713.34
712.91	15.7	675.73	713.41
713.15	20	700.00	713.33
713.64	15.7	720.00	713.26
714.06	20	740.00	713.19
714.53	20	760.00	713.12
713.87	20	780.00	713.05
713.16	20	800.00	712.98
712.34	20	840.00	712.84
710.49	20	880.00	711.66
709.45	20	900.00	711.06
708.33	20	940.00	709.88
707.87	18.1	958.09	709.34
707.00	20	980.00	708.69
706.53	20	1000.00	708.10
705.89	20	1020.00	707.51
705.55	20	1040.00	706.91
705.09	20	1060.00	706.32
704.98	20	1100.00	705.13
704.04	20	1120.00	704.54
704.63	20	1140.00	704.72
705.18	20	1180.00	705.07
705.55	20	1220.00	705.43
705.24	20	1260.00	705.78
705.26	20	1280.00	705.96
705.81	20	1320.00	706.31
706.64	20	1360.00	703.79
705.79	20	1380.00	702.53
704.21	20	1400.00	701.27
702.37	18.9	1420.00	700.01



Memoire de fin d'Etude
 d'ingenierie En Génie Civil
 et Hydraulique

Études techniques de construction du tronçon
 péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans géométriques

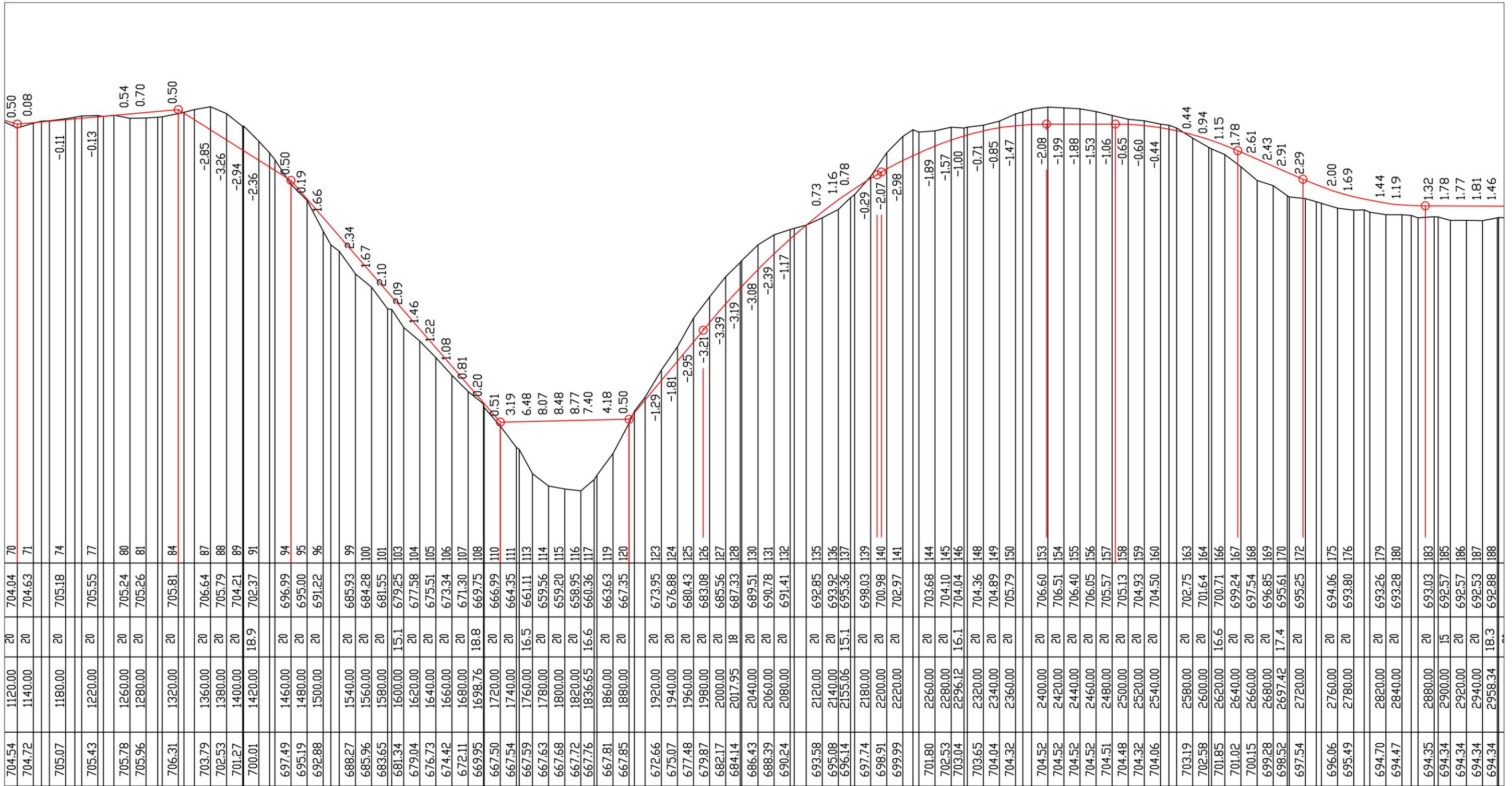
Profilage de la Chaussée

Profil en long 1/4

ECHELLE EN S 1/ 5000
 ECHELLE EN Z 1/ 500
 PLAN DE COMPARAISON 650

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	ING Amadou SIMAL

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Etudes techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans géométriques

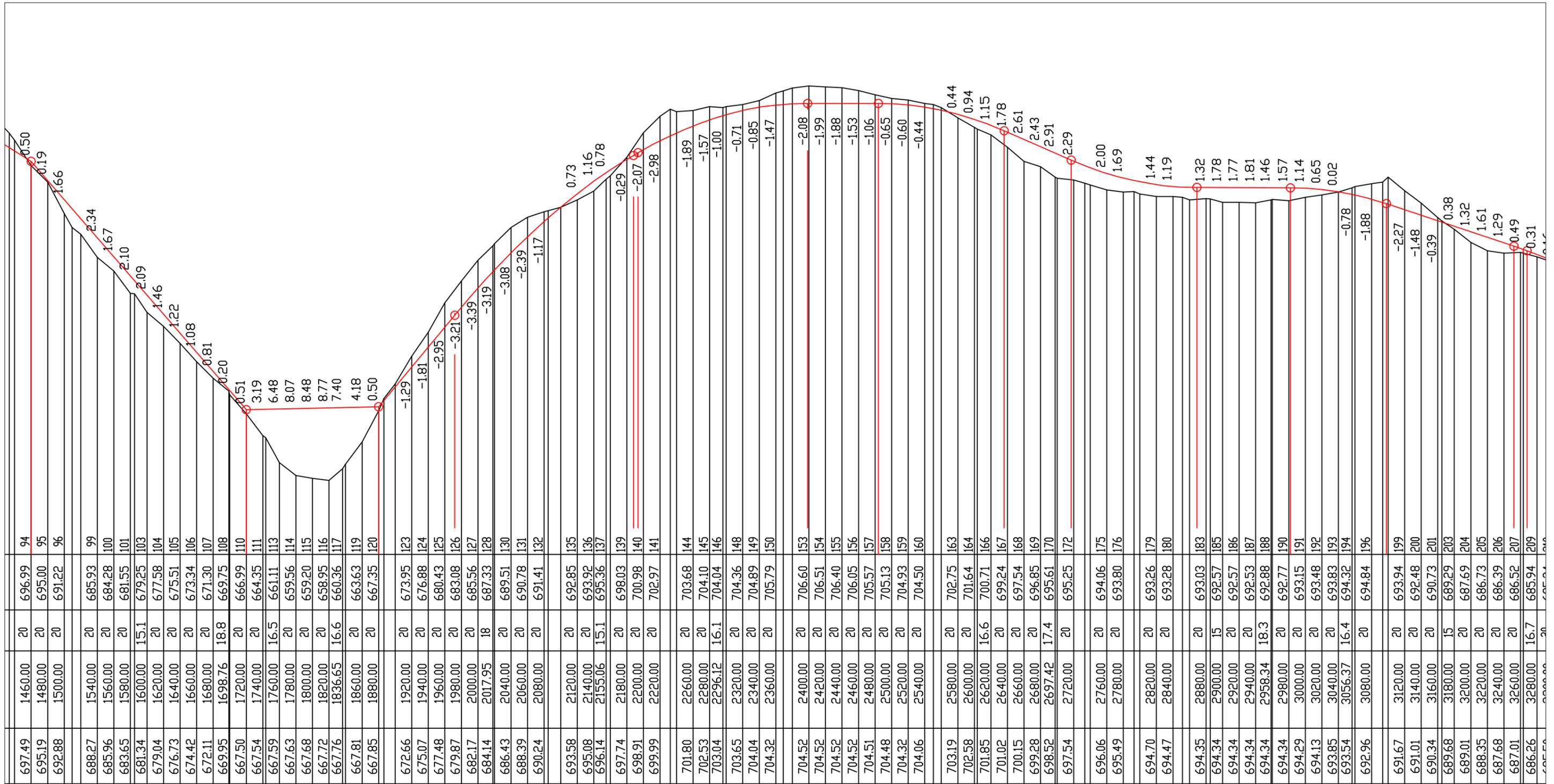
Profilage de la Chaussée

Profil en long 2/4

ECHELLE EN S 1/ 5000
ECHELLE EN Z 1/ 500
PLAN DE COMPARAISON 650

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Etudes techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans géométriques

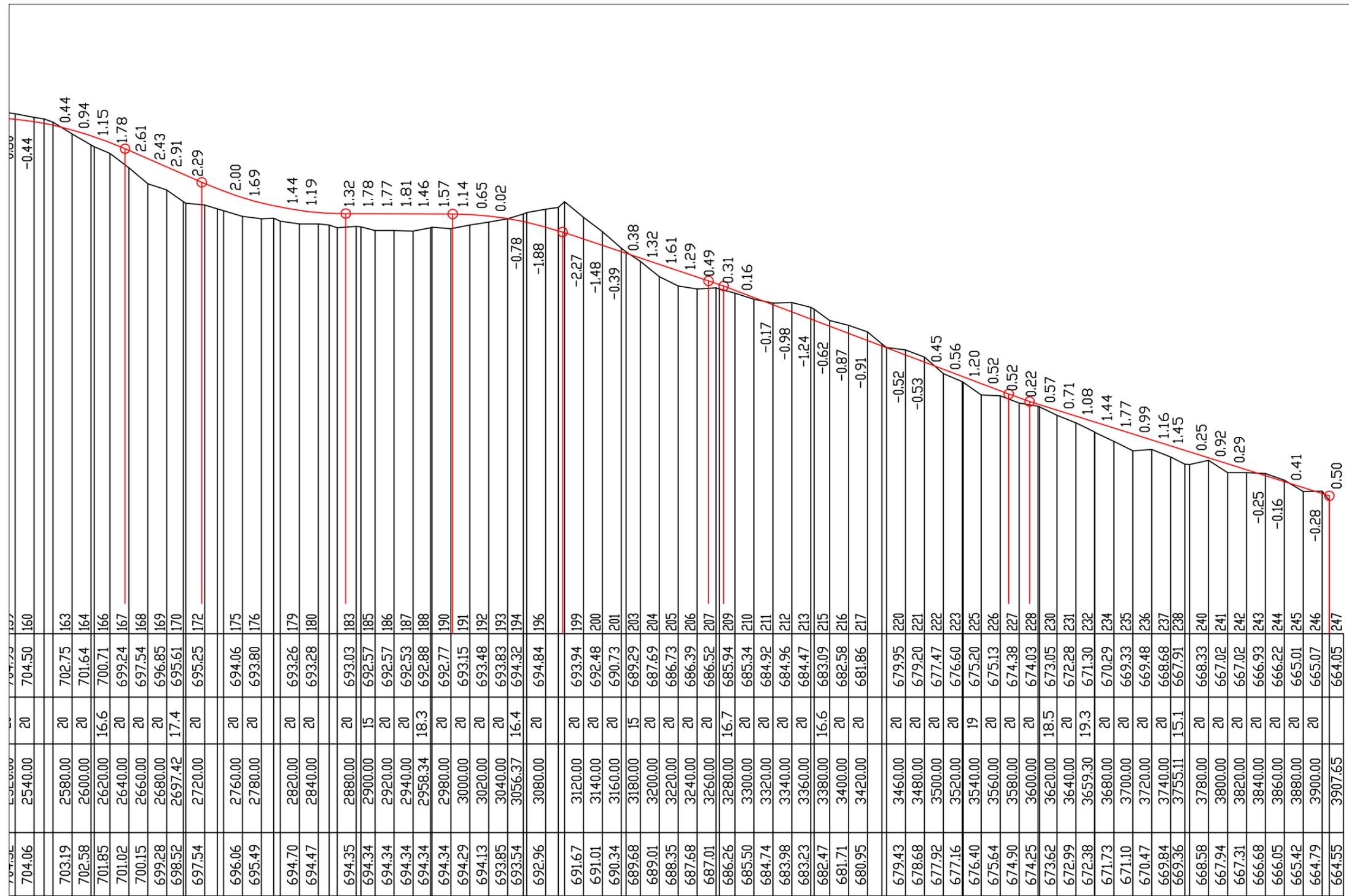
Profilage de la Chaussée

Profil en long 3/4

ECHELLE EN S 1/ 5000
ECHELLE EN Z 1/ 500
PLAN DE COMPARAISON 650

Établi	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Etudes techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans géométriques

Profilage de la Chaussée

Profil en long 4/4

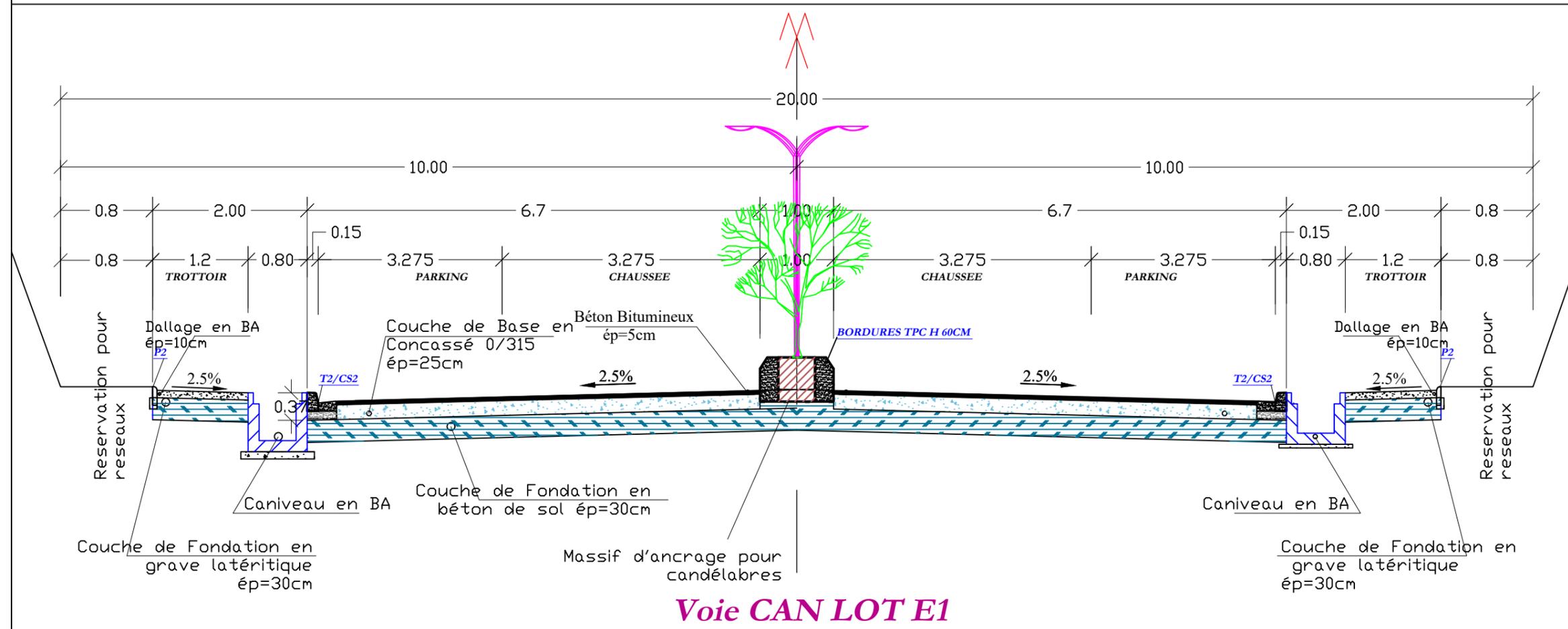
ECHELLE EN S 1/ 5000
ECHELLE EN Z 1/ 500
PLAN DE COMPARAISON 650

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	

PK 0+000 AU PK 0+580
 PK 0+680 AU PK 3+920

PROFIL EN TRAVERS TYPE 01



Memoire de fin d'Etude
 d'ingenierie En Génie Civil
 et Hydraulique

Études techniques de construction du tronçon
 péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans géométriques

Profilage de la Chaussée

Profil en travers type 01

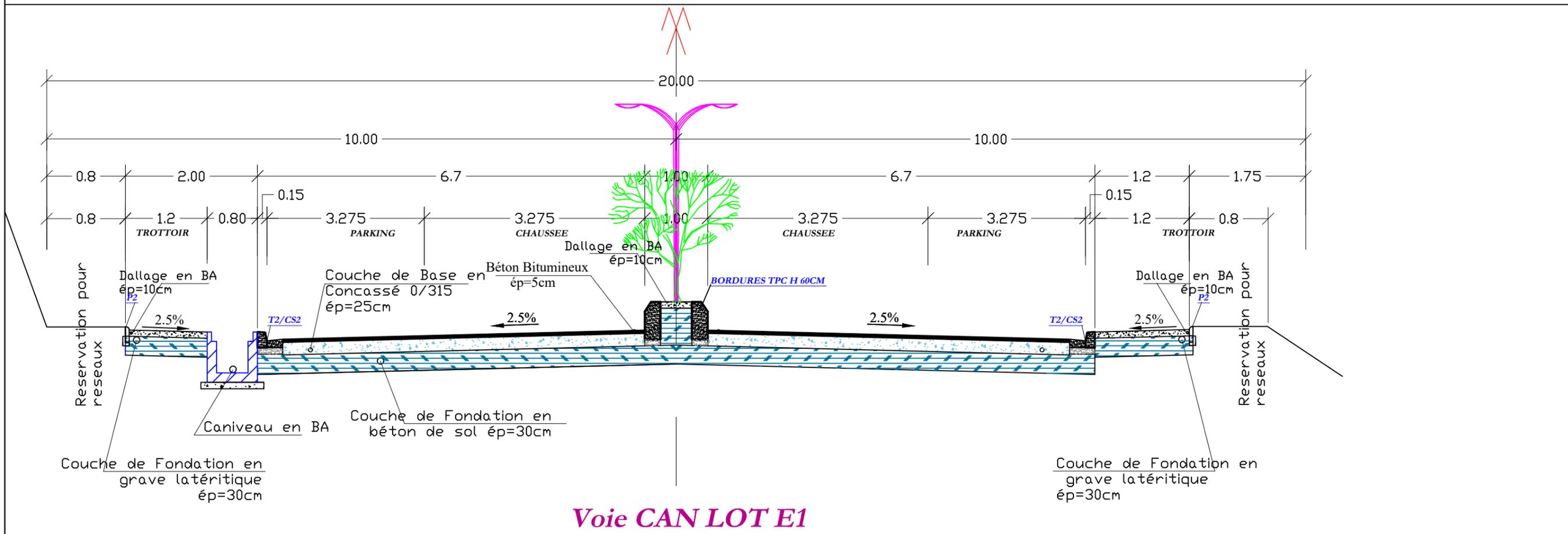
ECHELLE 1/100

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	ING Amadou SIMAL

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	

PK 0+580 AU PK 0+700

PROFIL EN TRAVERS TYPE 02



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Études techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans géométriques

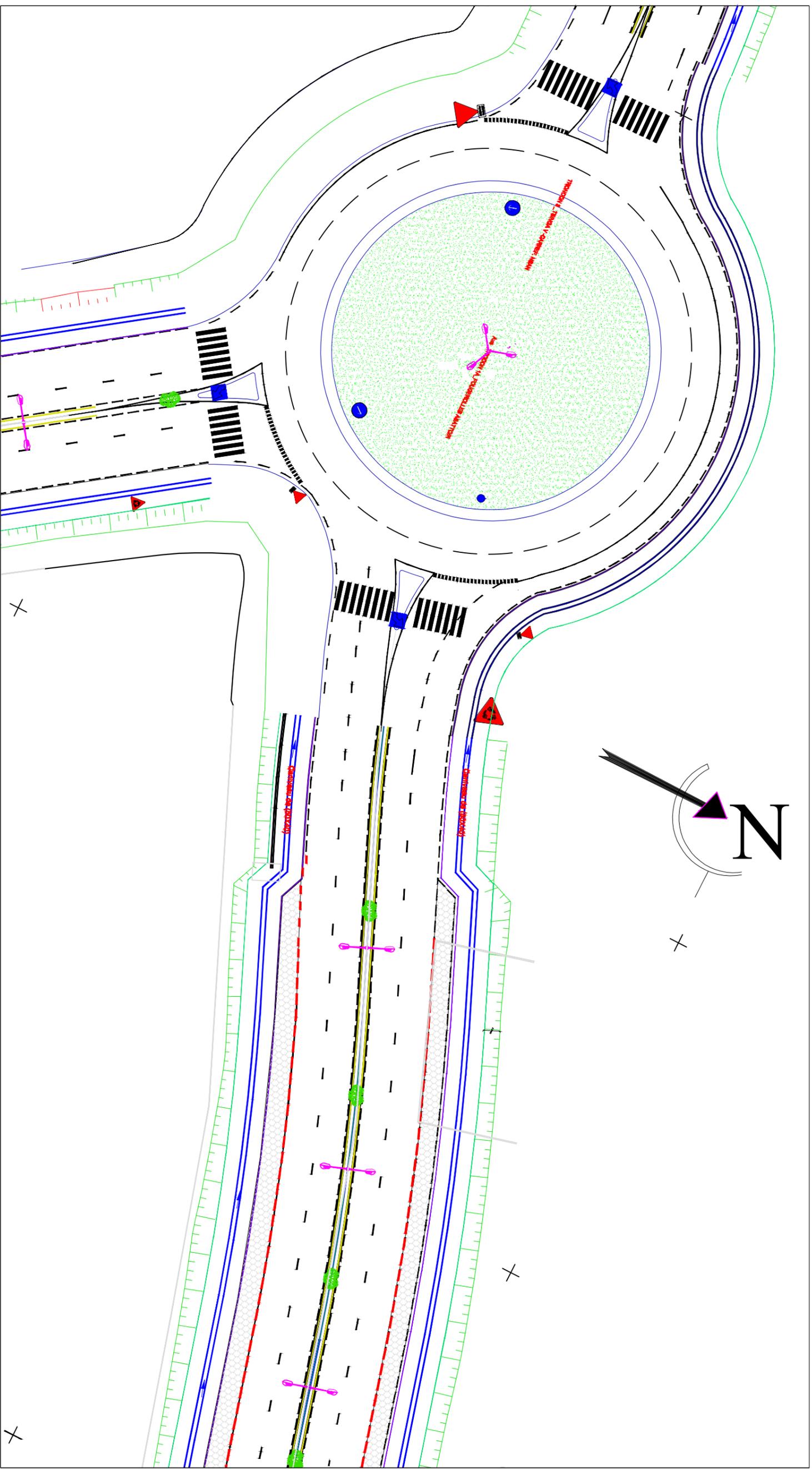
Profilage de la Chaussée

Profil en travers type 02

ECHELLE 1/100

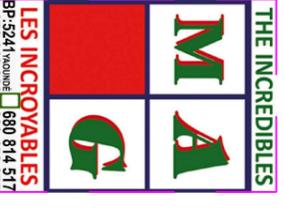
Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	ING Amadou SIMAL

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	



LEGENDE

	Axe projeté		Vieilles routes en état
	Cordon de régularité		Vieilles routes en mauvais état
	Trottoir		Cimetière de Nkoul
	Dalle		Axe de route
	Ligne		Mise en état / aménagement
	Cercle en état / aménagement		Mise en état / aménagement
	Zone de délimitation de 17m		Zone de délimitation des véhicules
	Coulée		Bordures 12
	Construction en air		Construction en matériaux
	Construction en matériaux		Construction en matériaux



LES INCROYABLES
 BP:5247 Yaoundé | 680 814 517
 656 618 388 | 653 458 275

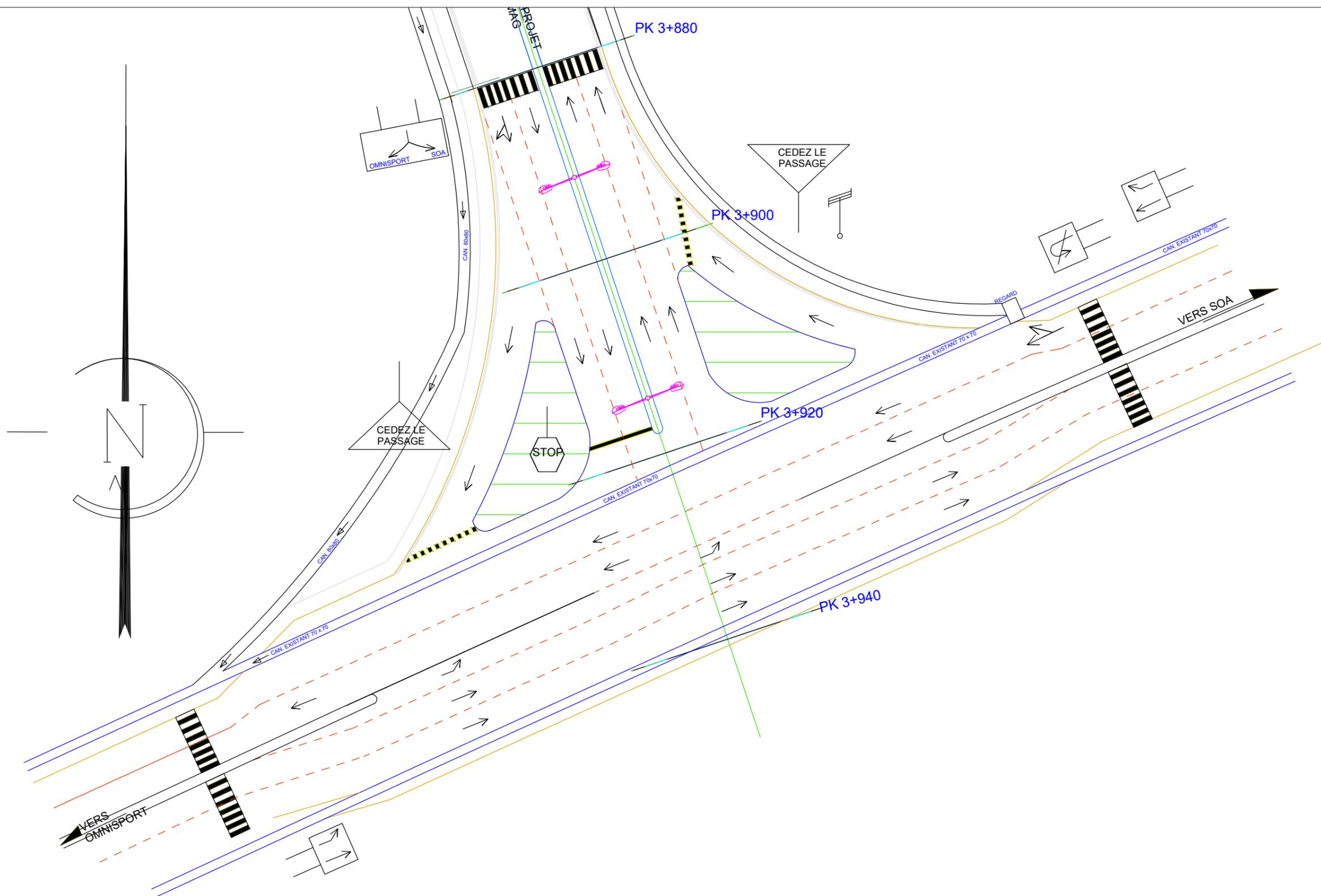


PROJETE PAR :
 TSAPY T. Telesphore

PROJET	ETUDES TECHNIQUES EN VUE DE LA CONSTRUCTION DE CERTAINES VOIES DANS LES VILLES DE YAOUNDE ET SOA SE RACCORDANT A LA RIV A OLEMBE	
	MISSION	CATHOLIQUE NKOLFOLDOU
LIEU-DIT	TRACE EN PLAN	
TITRE		
DATE	Juin 2019	
OBJET	Création du document	

ECHELLE :
 1/500

N° de page



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Etudes techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans géométriques

Profilage de la Chaussée

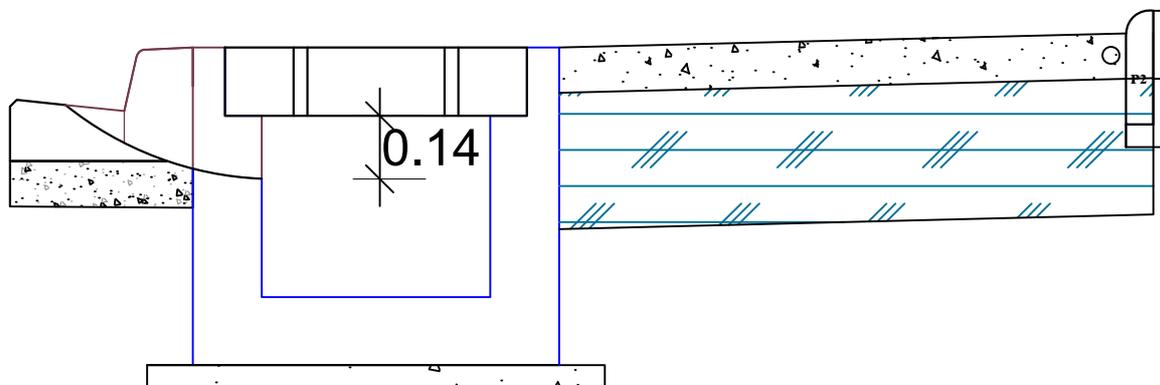
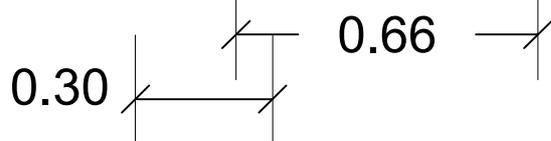
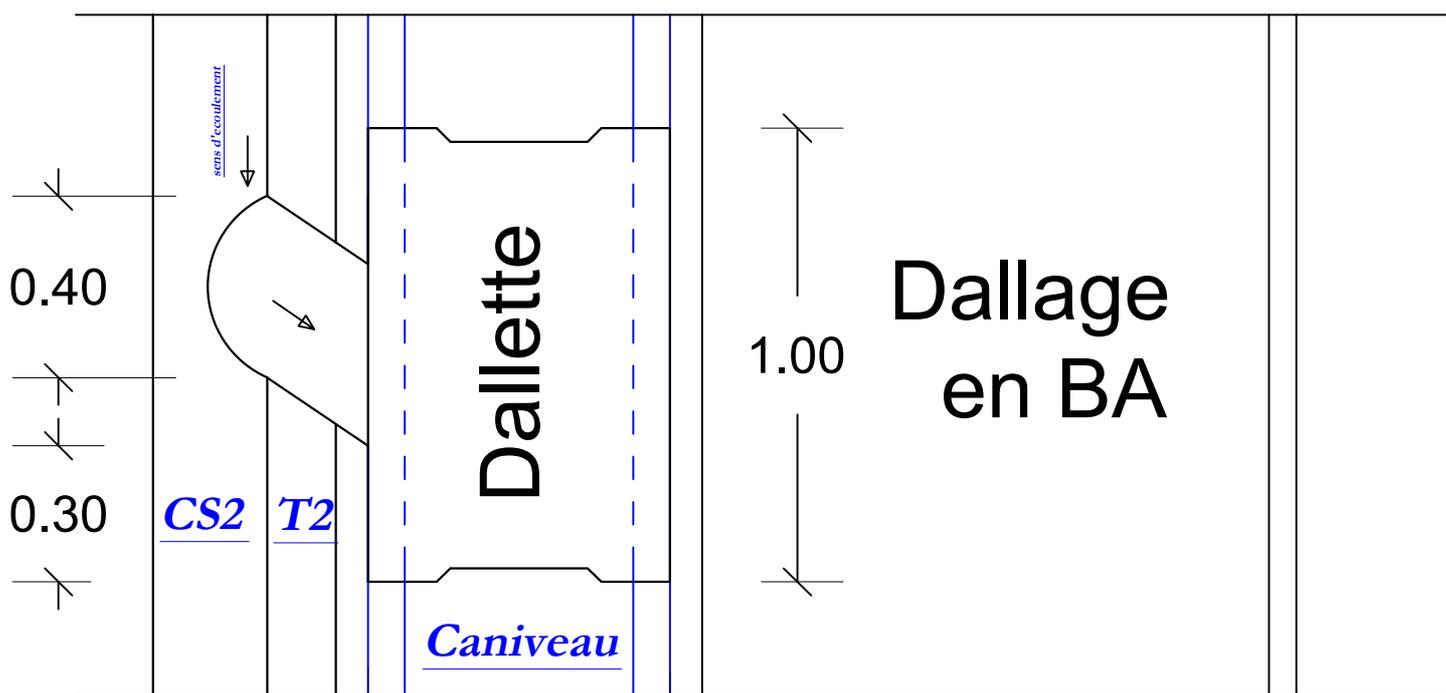
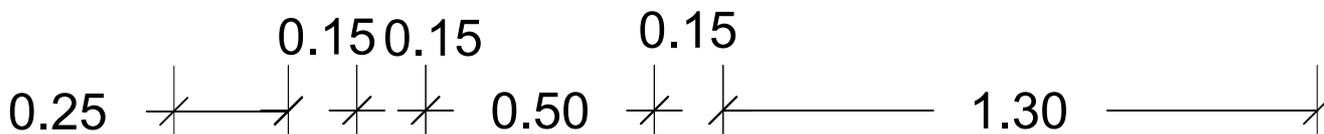
Carrefour Té

ECHELLE 1/100

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	

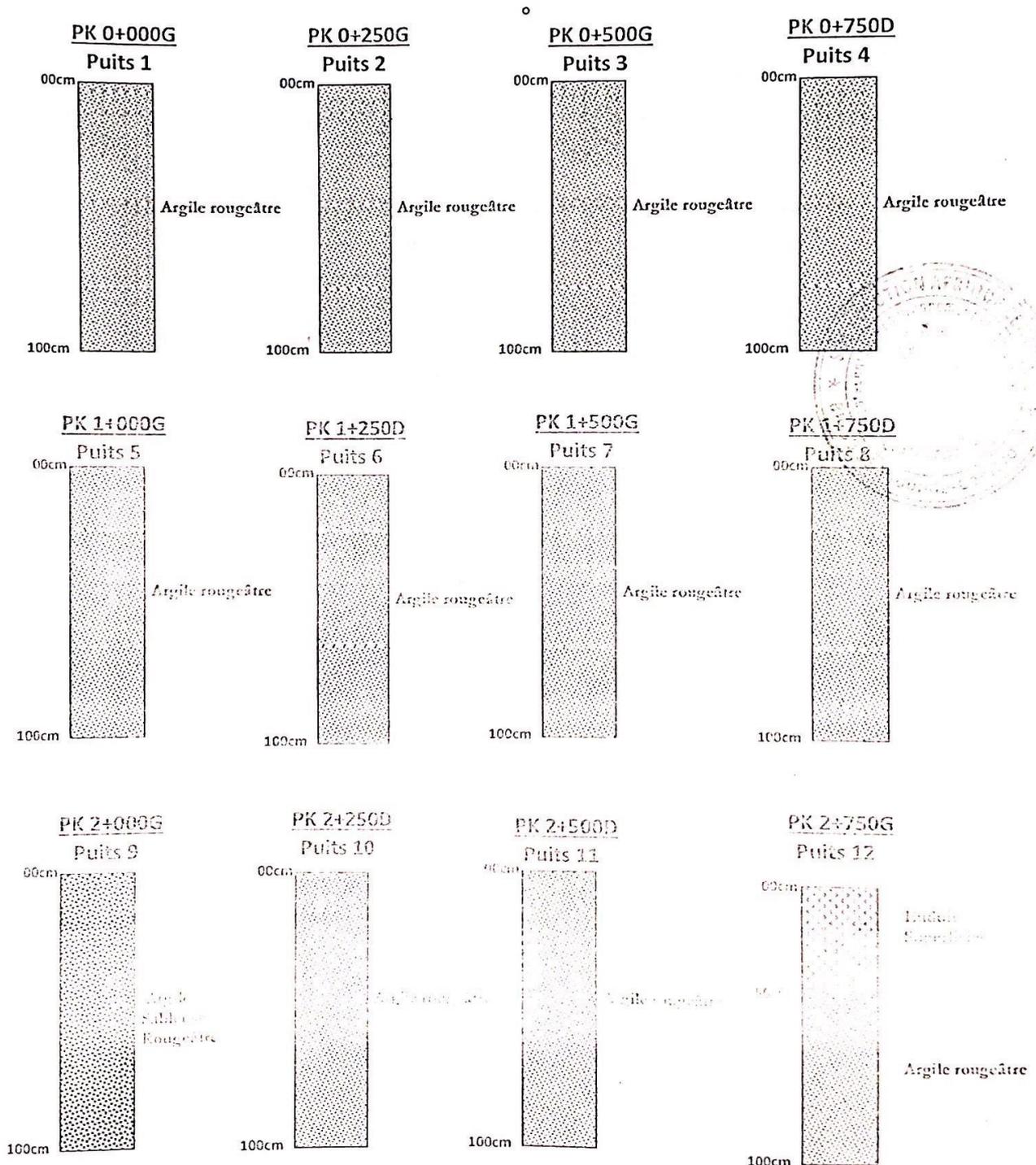
Date	ENTREPRISE
04/06/2019	

PLAN DE DETAIL DES AVALOIRS



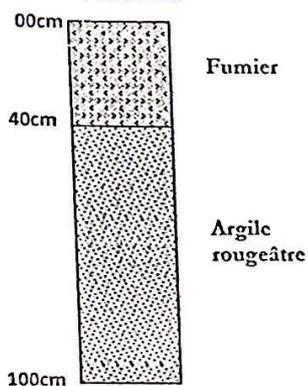
**COUPES LITHOLOGIQUES DU PROJET DE TRAVAUX DE
REHABILITATION ET/OU CONSTRUCTION DE LA VOIE "TSINGA
VILLAGE - CARREFOUR PETIT MARCHÉ FOUGEROLE" A YAOUNDE.
LOT E1**

PLATEFORME



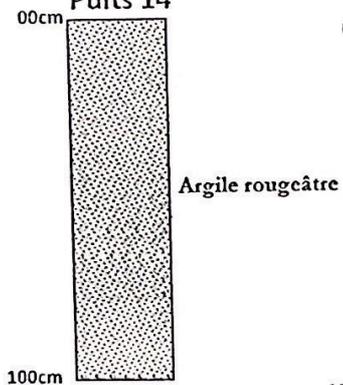
PK 3+000D

Puits 13



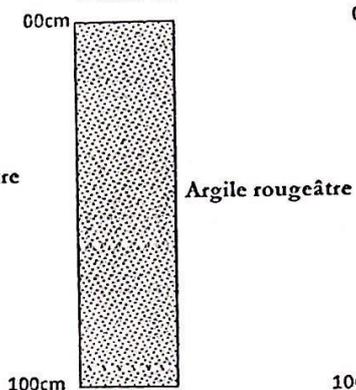
PK 3+250G

Puits 14



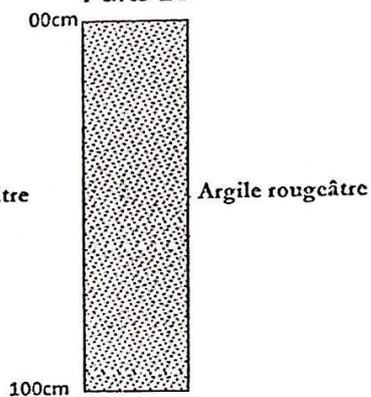
PK 3+500D

Puits 15



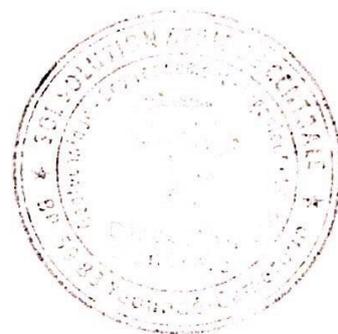
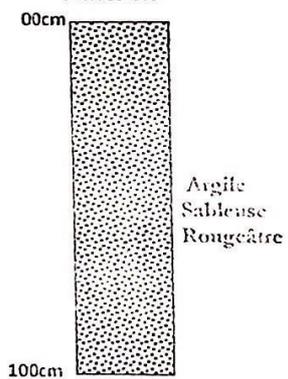
PK 3+750G

Puits 16



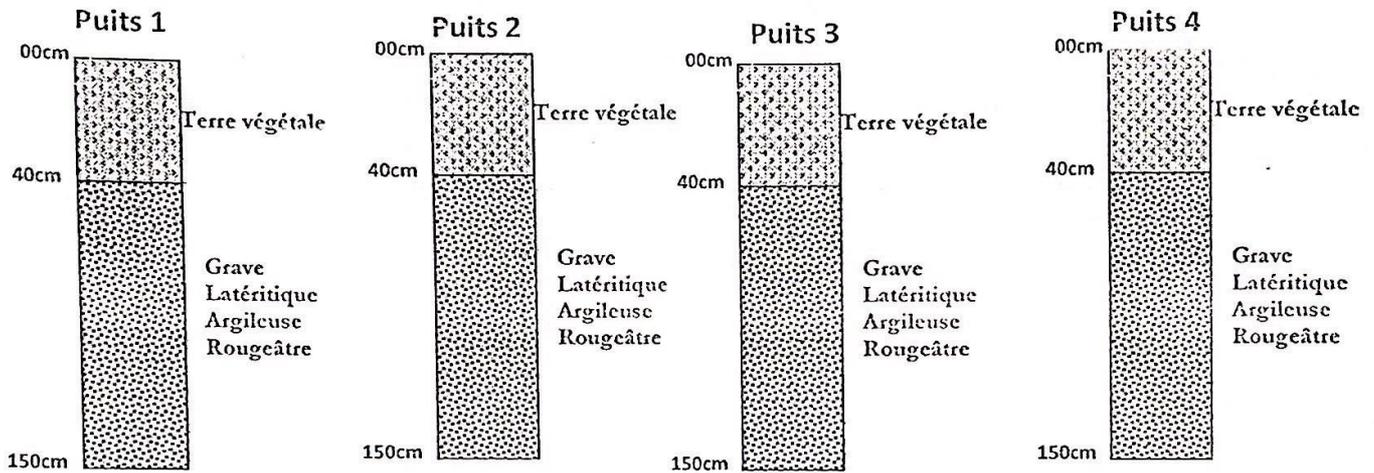
PK 4+000D

Puits 17

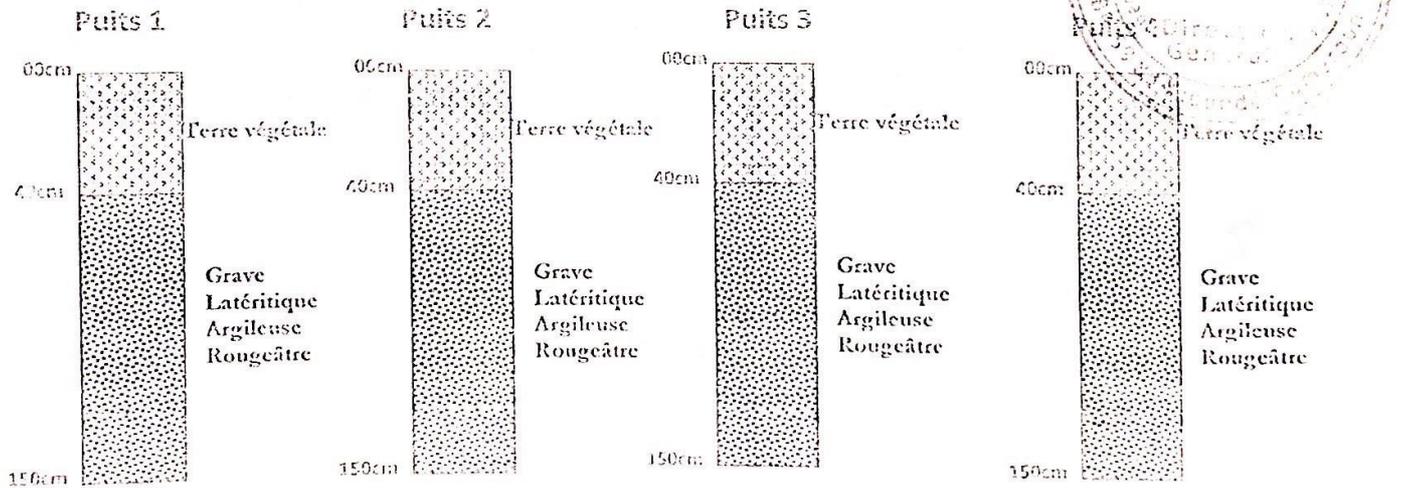


EMPRUNTS

EMPRUNT 1 (CES TSINGA VILLAGE)



EMPRUNT 2 (NKOLFOULOU)



8. SONDAGES REALISES AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD SUR LE SITE DE L'OUVRAGE

Les essais réalisés donnent les profils de résistances obtenues par la formule des hollandais :

$$Q_d = \frac{M^2 h}{M + P} \frac{1}{S} \frac{N}{e} \quad (01)$$

avec Q_d : résistance en pointe, M : poids de la masse frappante, P : poids de la masse frappée (casque + pieu), h : hauteur de chute (m) et e : enfoncement permanent du pieu pour un nombre de coups de mouton, N : nombre de coups pour l'enfoncement (e), S : section de la pointe. (Cote zéro = niveau origine de l'essai).

Le site de chaque ouvrage d'art présente un ensemble de résistances mécaniques faibles à moyennes, probablement suffisantes pour le projet si les dispositions ci-dessous sont respectées.

Les descentes de charge des ouvrages étant inconnus, nous proposons les solutions ci-dessous.

Les contraintes admissibles proposées ci – dessous doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- éviter la rupture du sol à cause de la capacité portante insuffisante ;
- éviter d'importants tassements qui pourraient porter préjudice à l'ouvrage ;
- éviter d'importants tassements différentiels entre diverses parties d'ouvrage.

8.1 Sondages réalisés au pénétromètre dynamique lourd

Quatre (04) points de sondages au pénétromètre dynamique lourd ont été effectués sur le site de l'ouvrage du PK 1+900. Les courbes des essais pénétrométriques sont données en annexe 12.7.

a) Profils des résistances du sol

Dalot triple 2.00 x 2.00					
SPD 1			SPD 2		
Prof (m)	Qd (kg/cm ²)	Couches	Prof (m)	Qd (kg/cm ²)	Couches
0,00 – 0,60	8 – 25	1 ^{ère} couche	0,00 – 1,20	8 – 23	1 ^{ère} couche
0,60 – 1,20	7 – 8	2 ^{ème} couche	1,20 – 1,60	23 – 263	2 ^{ème} couche
1,20 – 1,40	7 – 23	3 ^{ème} couche	1,60	> 263	Fortes Résistances
1,40	> 23	Fortes Résistances			
SPD 3			SPD 4		
Prof (m)	Qd (kg/cm ²)	Couches	Prof (m)	Qd (kg/cm ²)	Couches
0,00 – 2,20	7 – 31	1 ^{ère} couche	0,00 – 1,00	8 – 41	1 ^{ère} couche
2,20 – 3,40	6 – 14	2 ^{ème} couche	1,00 – 3,60	6 – 15	2 ^{ème} couche
3,40 – 4,00	6 – 169	3 ^{ème} couche	3,60 – 3,80	13 – 33	3 ^{ème} couche
4,00	> 169	Fortes Résistances	3,80	> 33	Fortes résistances

L'origine des sondages SPD 1, SPD 2 (côté gauche venant de Tsinga Village) est prise au pied de l'ouvrage actuel (lit du cours d'eau), tandis que celle des SPD 3 et SPD 4 est prise au niveau de la route.

Les profils de résistances enregistrées montrent que le site de l'ouvrage a une résistance mécanique hétérogène sur l'ensemble de chaque plan horizontal.

a) Contraintes admissibles (σ_{adm}) du sol en fonction des profondeurs d'ancrage (D_f), à partir des sondages pénétrométriques

Dalot triple 2.00*2.00				
Prof d'ancrage D_f (m)	Contraintes Admissibles (σ_{adm}) en fonction des profondeurs d'ancrages (D_f)			
	SPD 1	SPD 2	SPD 3	SPD 4
1,00	0,42	0,42	0,84	0,84
1,50	F.R.	9,11	0,58	0,58
2,00	-	F.R.	0,78	0,78
2,50	-	-	0,36	0,72
3,00	-	-	0,72	0,72
3,50	-	-	1,53	0,68
4,00	-	-	8,48	F.R.
5,00	-	-	F.R.	-

Tableau : solutions préconisées pour l'ouvrage

Ouvrage	Sondages	Ancrage des fondations		Contraintes admissibles σ_{adm} (bars)
		Référence	Profondeur d'ancrage D_f (m)	
Dalot triple 2.00*2.00 PK 1+900	SPD 1	Ancrage des fondations superficielles par rapport au lit du cours d'eau	1,50	5,00
	SPD 2		1,50	5,00
	SPD 3	Ancrage des fondations superficielles par rapport à la route actuelle	5,00	5,00
	SPD 4		5,00	5,00

N.B : Pour la mise en œuvre des fondations superficielles ancrées dans la roche, nous recommandons l'exécution de cinq (05) forages préalables à 1,00 m de profondeur chacun dans la roche, puis scellage dans chaque forage d'une barre d'acier Fe 30, par une résine appropriée, carottage dans la roche et scellage des barres d'acier inoxydable Fe 25 ou Fe 30.



Bureaux, Locaux et centres techniques
BP 5983 Yaoundé - Tél. 243 019 631 627 777 309

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

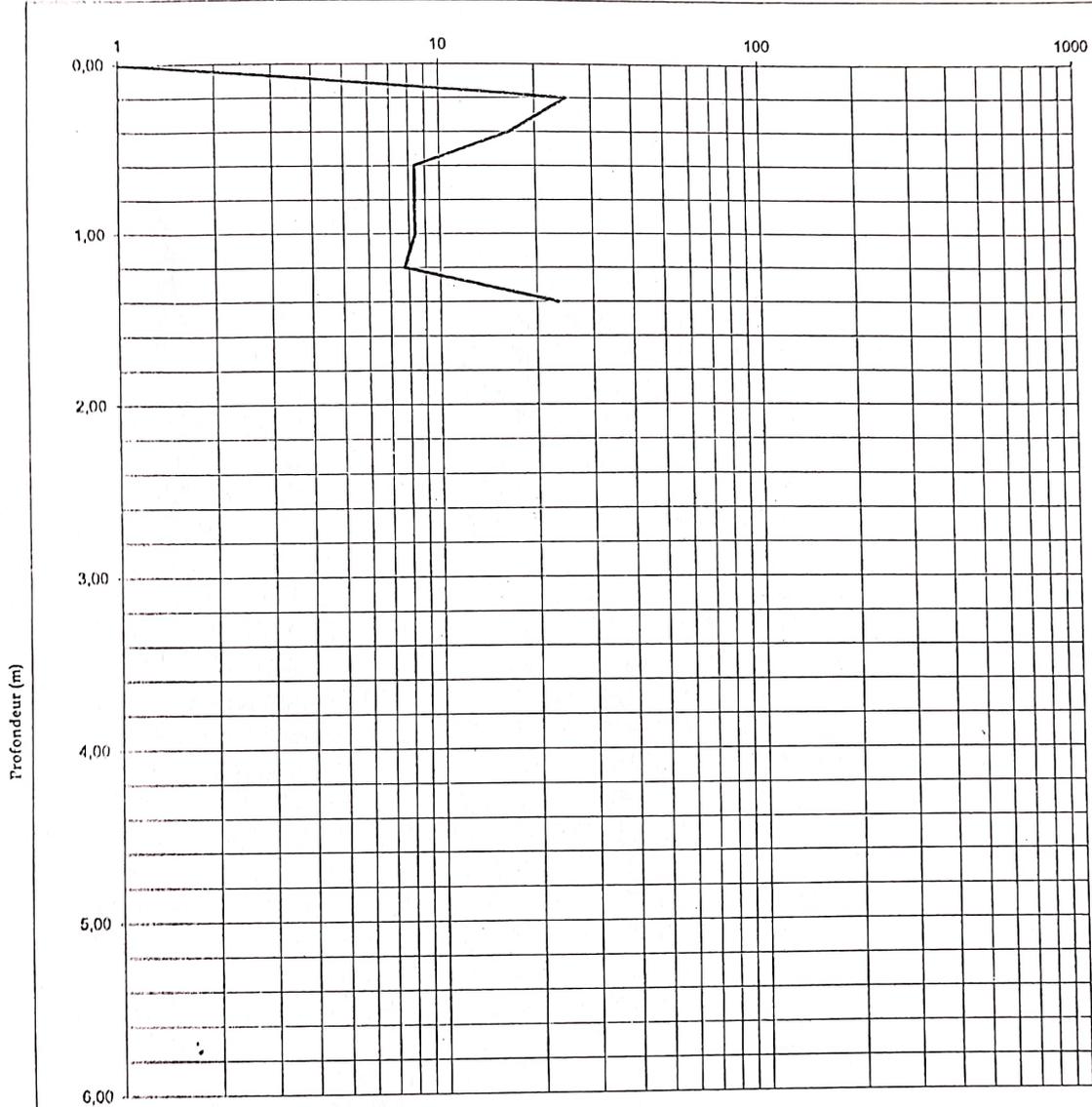
Chantier TRAVAUX DE REHABILITATION ET/OU CONSTRUCTION DE LA VOIE TSINGA
VILLAGE - CARREFOUR PETIT MARCHÉ FOURGEROLE A YAOUNDE

Ouvrage N° Sondage 1 Repère Dalot

Date 28/06/2018 NF P 94-114

Type pénétro PDL (Section de pointe 20,00 cm²)

Résistance dynamique en pointe (Kg/cm²)



Côte des sondages :	-
Côte TN :	
Origine Essai (m) :	
Niveau d'eau (m) :	0,00
Profondeur d'arrêt de l'essai (m) :	1,40

Masse active (Poids mouton) (kg) :	63,5
Hauteur de chute (cm) :	75
Masse passive (Accessoires) (Kg) :	20,0
Poids unitaire tige (kg) :	7,0
Longueur d'une tige (m) :	1,00
Section de la pointe (cm ²) :	20,00



Etudes, essais et installations géotechniques
 BP 4961 Yaoundé Tél: 243 019 021/022 717 209

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Chantier TRAVAUX DE REHABILITATION ET/OU CONSTRUCTION DE LA VOIE TSINGA
 VILLAGE - CARREFOUR PETIT MARCHÉ FOURGEROLE A YAOUNDE

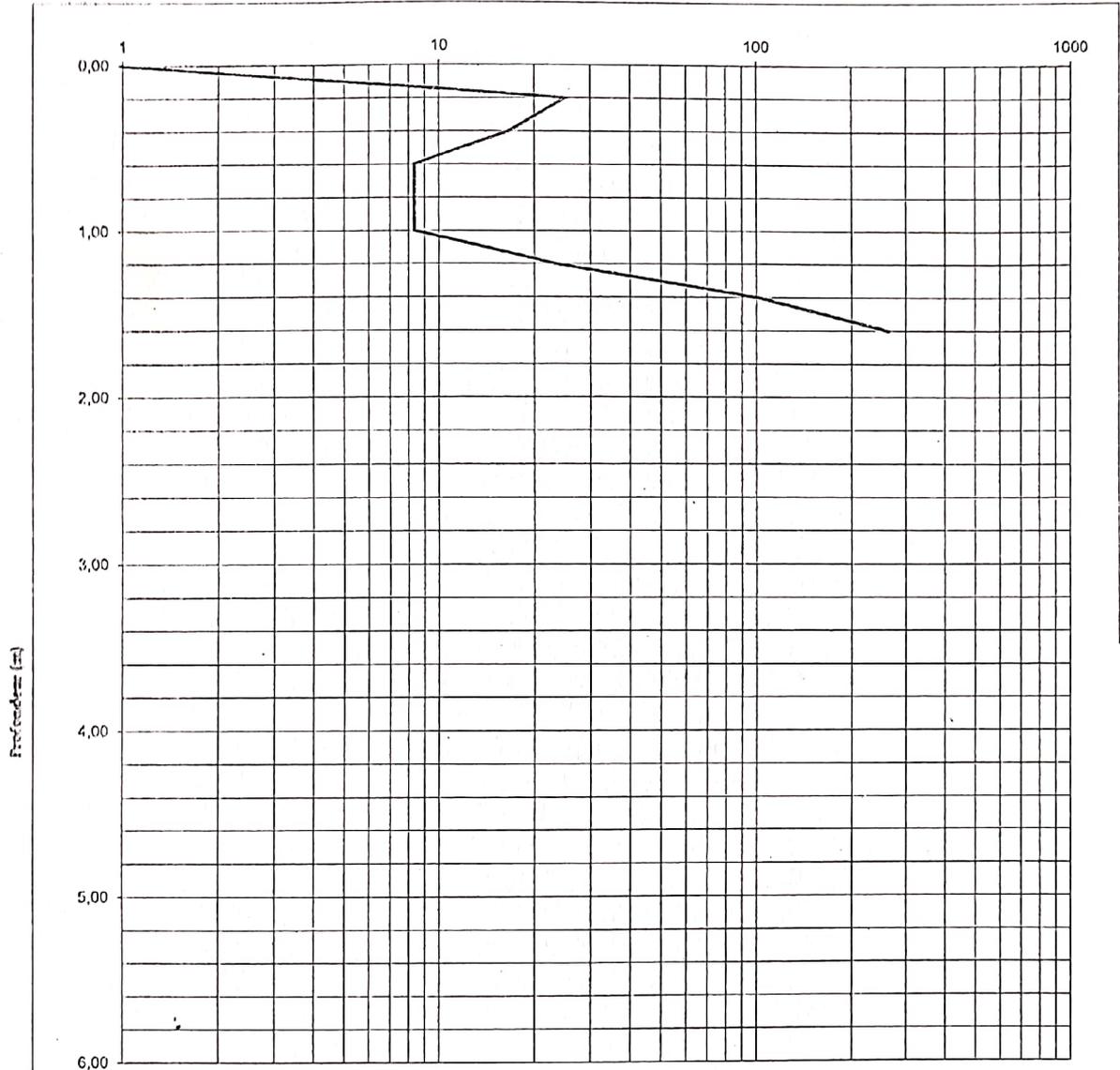
Ouvrage Dalot

N° Sondage 2 Repère

Date 28/06/2018 NFP 94-114

Type pénétro PDL (Section de pointe 20,00 cm²)

Résistance dynamique en pointe (Kg/cm²)



Côte des sondages :	-	Masse active (Poids mouton) (kg) :	63,5
Côte TN :		Hauteur de chute (cm) :	75
Origine Essai (m) :		Masse passive (Accessoires) (Kg) :	20,0
Niveau d'eau (m) :	1,00	Poids unitaire tige (kg) :	7,0
Profondeur d'arrêt de l'essai (m) :	1,60	Longueur d'une tige (m) :	1,00
		Section de la pointe (cm ²) :	20,00



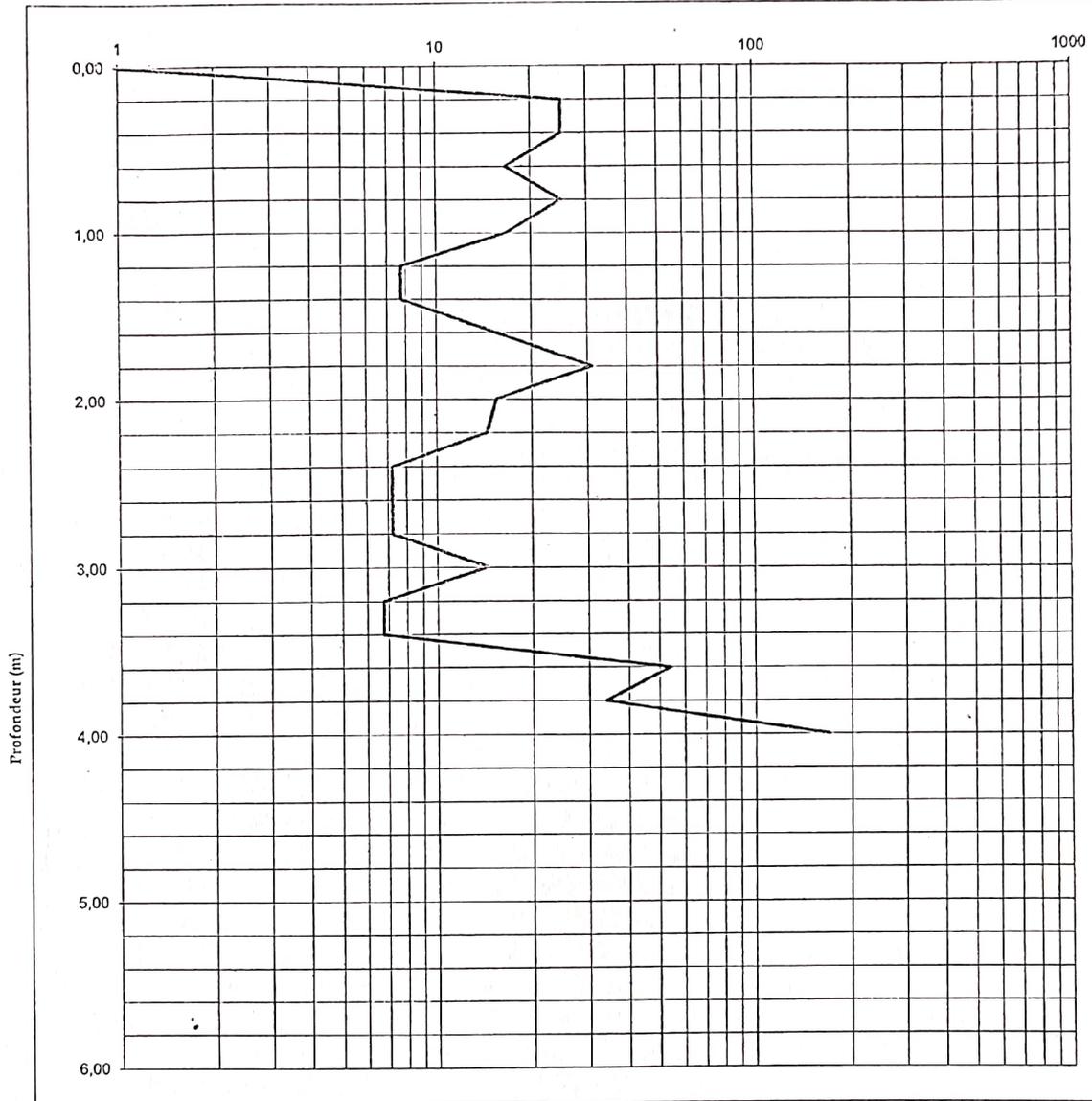
Durées, Essais et contrôles géotechniques
 BP 5983 Yaoundé - Tél: 243 019 623/677 777 302

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Chantier TRAVAUX DE REHABILITATION ET/OU CONSTRUCTION DE LA VOIE TSINGA
 VILLAGE - CARREFOUR PETIT MARCHÉ FOURGEROLE A YAOUNDE

Ouvrage Dalot
 N° Sondage 3 Repère
 Date 28/06/2018 NF P 94-114
 Type pénétr PDL (Section de pointe 20,00 cm²)

Résistance dynamique en pointe (Kg/cm²)



Côte des sondages : -
 Côte TN :
 Origine Essai (m) :
 Niveau d'eau (m) : 1,00
 Profondeur d'arrêt de l'essai (m) : 4,00

Masse active (Poids mouton) (kg) : 63,5
 Hauteur de chute (cm) : 75
 Masse passive (Accessoires) (Kg) : 20,0
 Poids unitaire tige (kg) : 7,0
 Longueur d'une tige (m) : 1,00
 Section de la pointe (cm²) : 20,00



Burlex, Essais et contrôles géotechniques
 BP 898 Yaoundé - Tél: 243 019 629/677 777 309

PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD

Chantier : TRAVAUX DE REHABILITATION ET/OU CONSTRUCTION DE LA VOIE T'SJINGA
 VILLAGE - CARREFOUR PETIT MARCHÉ FOURGEROLE A YAOUNDE

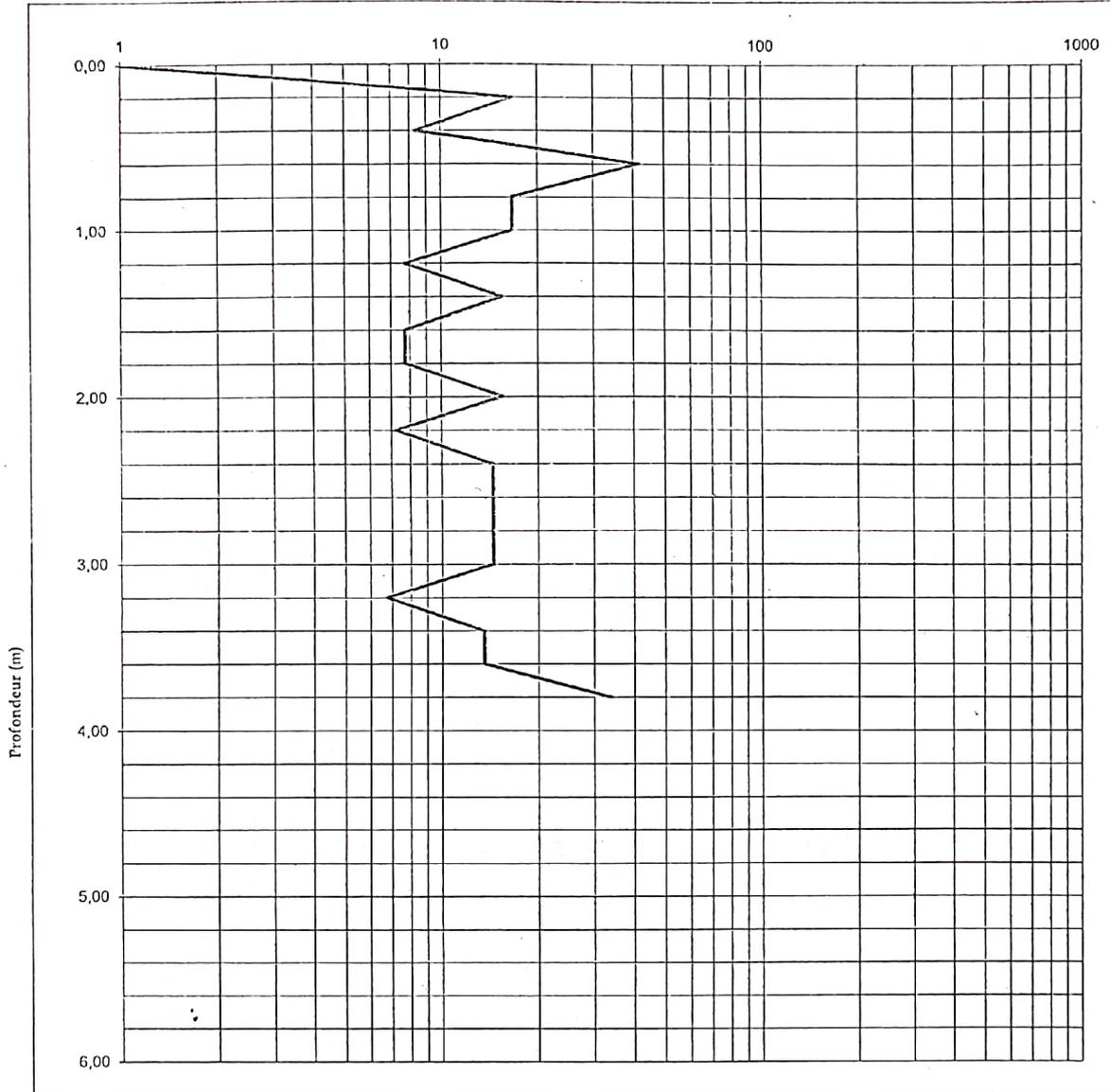
Ouvrage : _____ Dalot : _____

N° Sondage : 4 Repère : _____

Date : 28/06/2018 NF P 94-114

Type pénétro : PDL (Section de pointe 20,00 cm²)

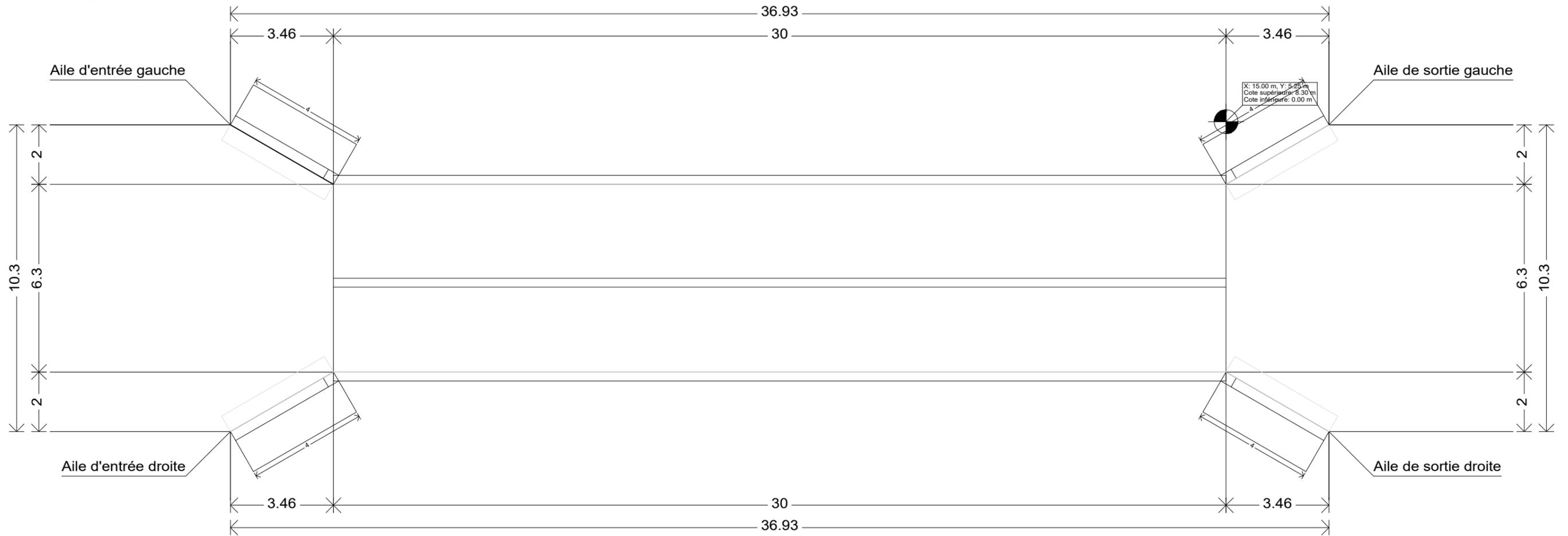
Résistance dynamique en pointe (Kg/cm²)



Côte des sondages :	-	Masse active (Poids mouton) (kg) :	63,5
Côte TN :		Hauteur de chute (cm) :	75
Origine Essai (m) :		Masse passive (Accessoires) (Kg) :	20,0
Niveau d'eau (m) :		Poids unitaire tige (kg) :	7,0
Profondeur d'arrêt de l'essai (m) :	3,80	Longueur d'une tige (m) :	1,00
		Section de la pointe (cm ²) :	20,00

PLANS DE COFFRAGE ET DE FERRAILLAGE DU DALOT

Vue de dessus



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Études techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plan d'exécution des dalots

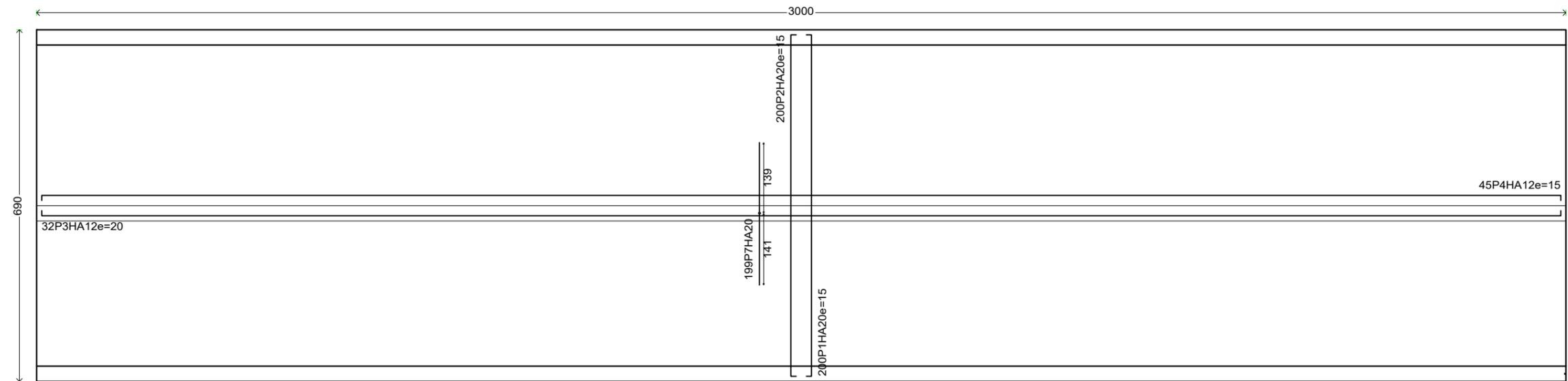
Dalot 2x3x4

Echelle:
du dessin: 1/100

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	ING Amadou SIMAL

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	

Module
Tablier



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Études techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans dalot

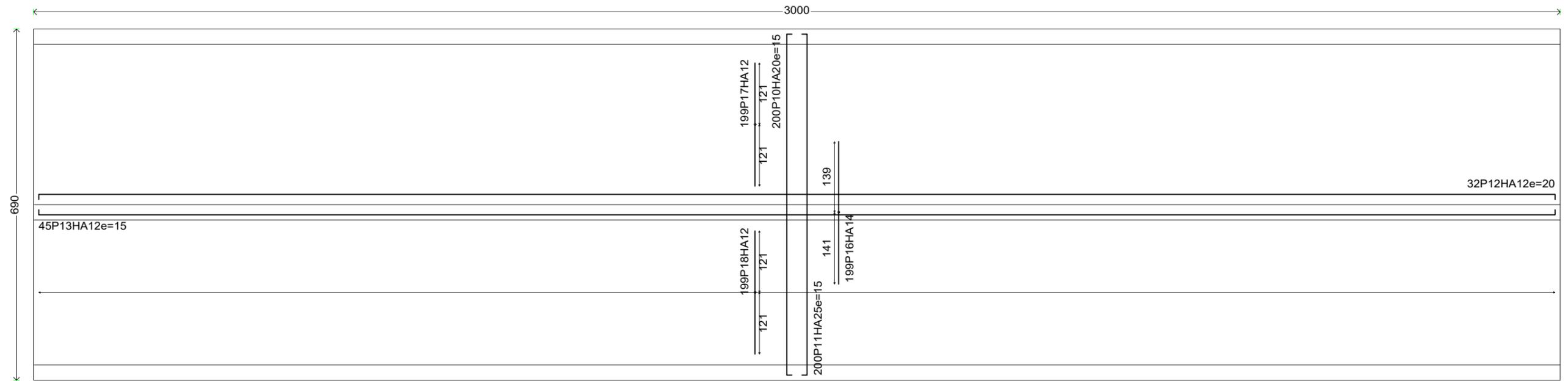
Module tablier

ECHELLE 1/100

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	ING Amadou SIMAL

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	

Module
Radier



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Études techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans dalot

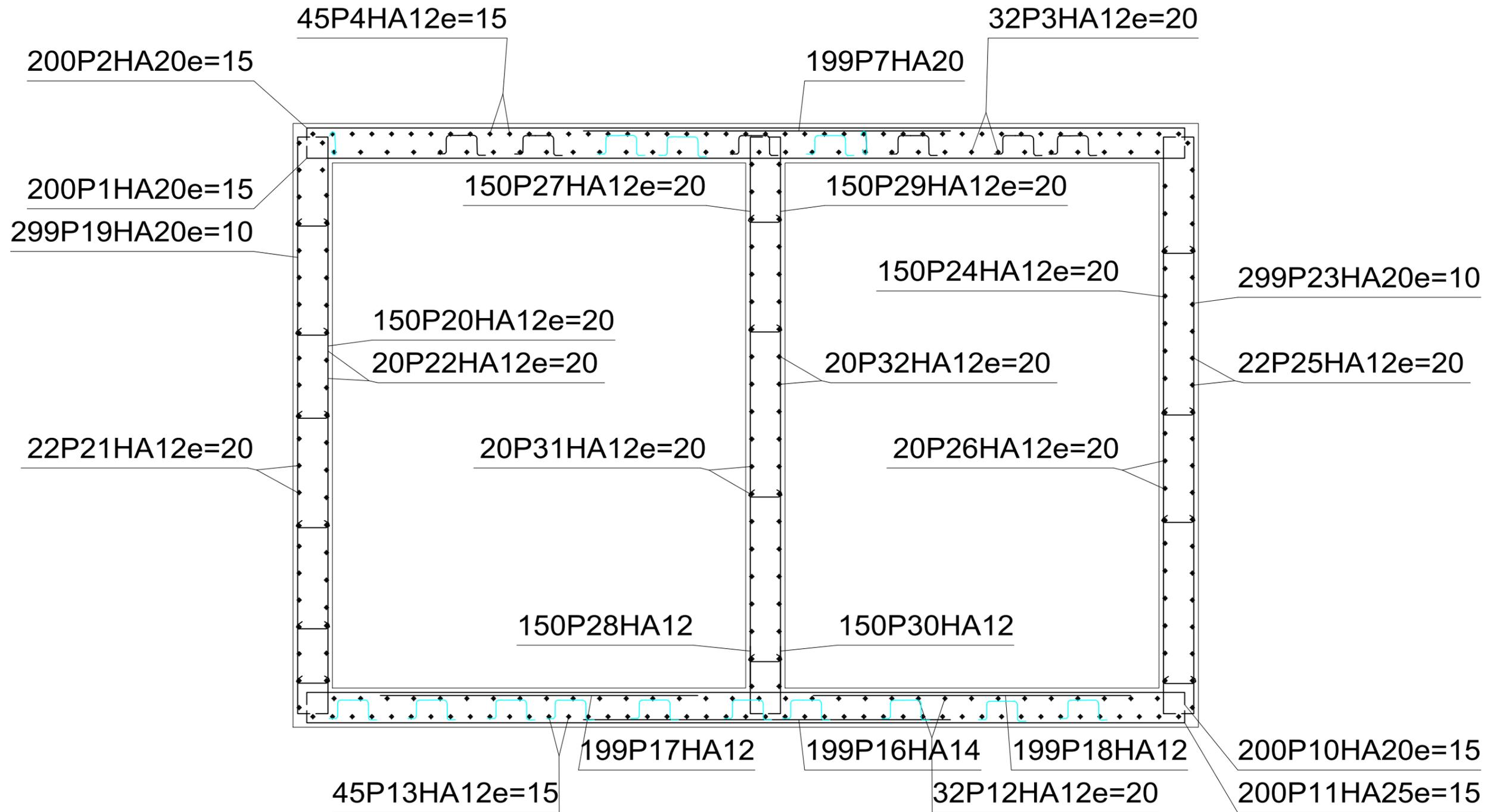
Module radier

ECHELLE 1/100

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	ING Amadou SIMAL

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	

Module Section



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Études techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans dalot

Section courante

ECHELLE 1/100

Etabli

TSAPY T. Telesphore

Vérifié

Validé ING Amadou SIMAL

Date

04/06/2019

ENTREPRISE



Section Courante									
POSITION	Ø mm	NBRE. PIÈCES	LONGUEUR m	FAÇONNAGE L=cm		LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf	
1	12	200	7.01	13	674	13	1401.60	0.89	1244.39
2	12	200	7.46	36	674	36	1492.41	0.89	1325.01
3	12	32	30.97	40	2991	40	990.92	0.89	879.77
4	12	45	30.97	13	2991	13	1393.48	0.89	1237.18
5	20	199	2.07	15	163	15	412.55	2.47	1017.42
6	20	199	2.01	45	156	45	399.96	2.47	986.37
7	20	199	2.80		280		556.72	2.47	1372.97
8	25	199	2.42		242		482.23	3.85	1858.24
9	25	199	2.42		242		481.58	3.85	1855.73
10	14	200	7.05	15	674	15	1410.00	1.21	1703.88
11	12	200	7.46	36	674	36	1492.41	0.89	1325.01
12	12	32	30.97	40	2991	40	990.92	0.89	879.77
13	12	45	30.97	13	2991	13	1393.48	0.89	1237.18



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Etudes techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plan d'exécution des dalots

Dalot 2x3x4

Echelle:
du dessin: 1/100

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	

14	20	199	2.07	45	163	412.55	2.47	1017.42	
15	20	199	2.10	45	165	416.95	2.47	1028.27	
16	20	199	2.80		280	556.72	2.47	1372.97	
17	25	199	2.42		242	481.58	3.85	1855.73	
18	25	199	2.42		242	481.58	3.85	1855.73	
19	20	299	5.15	36	444	1541.06	2.47	3800.49	
20	12	150	4.71	13	444	706.20	0.89	626.99	
21	12	22	30.97	16	2991	681.26	0.89	604.84	
22	12	20	30.97	14	2991	619.32	0.89	549.86	
23	20	299	5.15	36	444	1541.06	2.47	3800.49	
24	12	150	4.71	13	444	706.20	0.89	626.99	
25	12	22	30.97	16	2991	681.26	0.89	604.84	
26	12	20	30.97	14	2991	619.32	0.89	549.86	
27	12	150	4.36	13	423	654.00	0.89	580.64	
28	12	150	0.67	13	54	100.72	0.89	89.42	
29	12	150	4.36	13	423	654.00	0.89	580.64	
30	12	150	0.67	13	54	100.72	0.89	89.42	
31	12	20	30.97	17	2991	619.32	0.89	549.86	
32	12	20	30.97	17	2991	619.32	0.89	549.86	
						HA12	15916.86	0.89	14131.53
						HA14	1410.00	1.21	1703.88
						HA20	5837.57	2.47	14396.40
						HA25	1926.97	3.85	7425.43
Fe E500						Poids total	37657.24		
						Poids total avec chutes (10.00%)	41422.96		



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

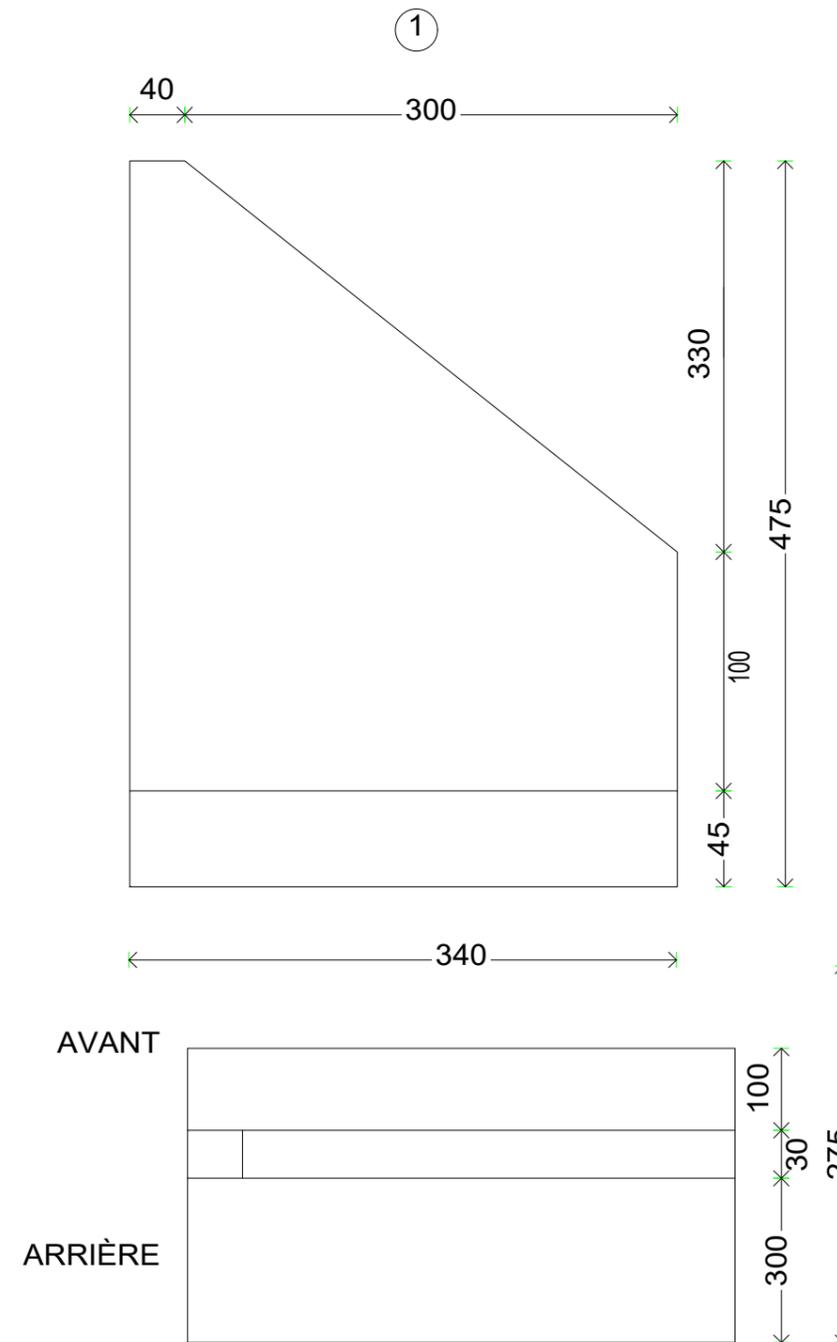
Etudes techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plan d'exécution des dalots

Dalot 2x3x4

Echelle:
du dessin: 1/100

Etabli	TSAPY T. Telesphore	Date	04/06/2019	ENTREPRISE
Vérifié		LES INCROYABLES		
Validé	ING Amadou SIMAL			



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Études techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plan d'exécution des dalots

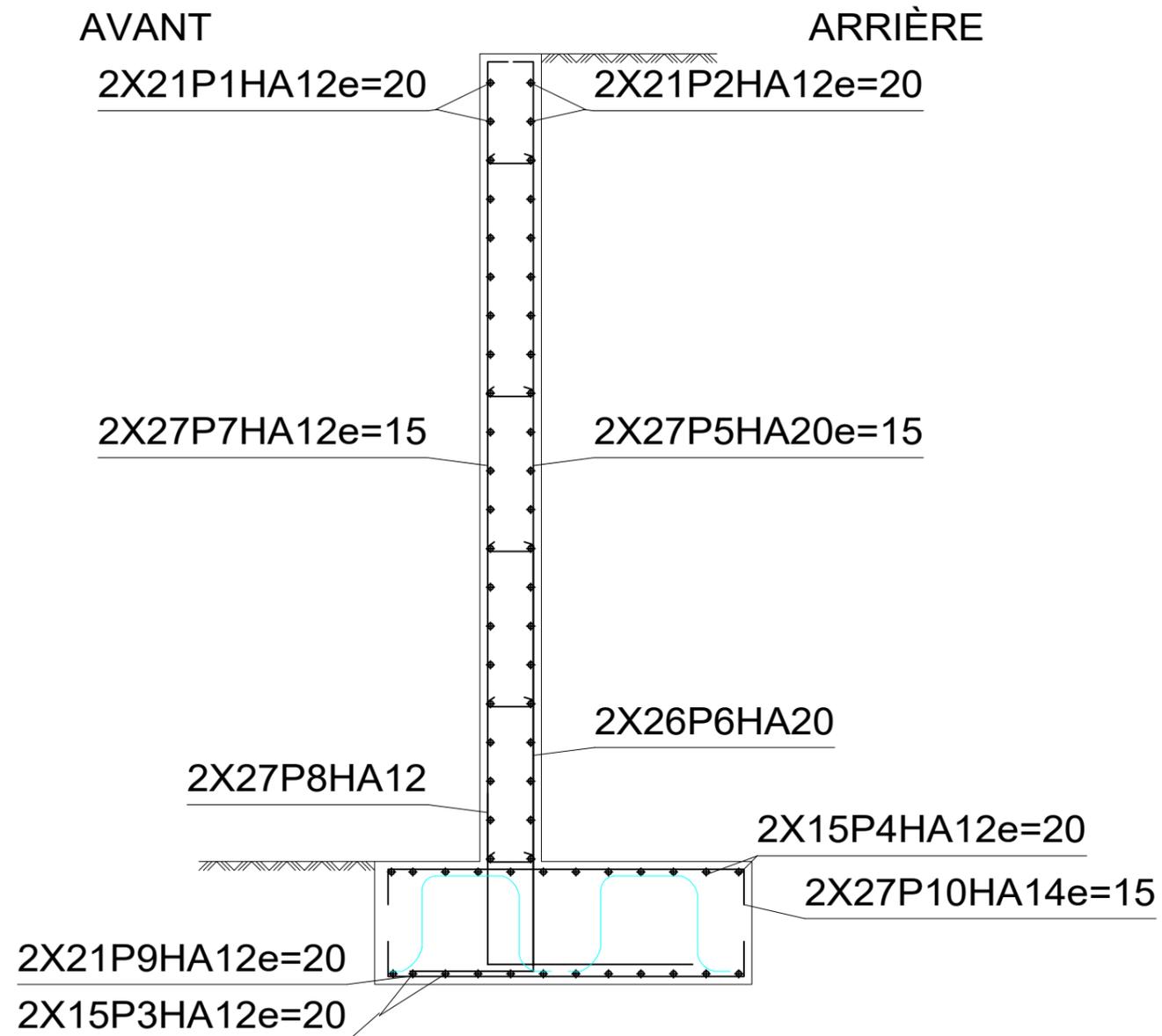
Dalot 2x3x4

Echelle:
du dessin: 1/100

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	ING Amadou SIMAL

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	

Mur en aile d'entrée gauche et Mur en aile d'entrée droite



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Études techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans dalot

Mur en aile d'entrée

ECHELLE 1/100

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	ING Amadou SIMAL

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	

**Mur en aile d'entrée gauche et Mur en aile
d'entrée droite**

POSITION	Ø mm	NBRE. PIÈCES	LONGUEUR m	FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf	
1	12	42 (2x21)	0.89 - 4.37	23 42 - 391 23	112.58	0.89	99.95	
2	12	42 (2x21)	0.90 - 4.37	23 43 - 391 23	113.01	0.89	100.33	
3	12	30 (2x15)	4.17	13 391 13	125.16	0.89	111.12	
4	12	30 (2x15)	4.17	13 391 13	125.16	0.89	111.12	
5	20	54 (2x27)	1.35 - 5.32	22 91 - 488 22	188.54	2.47	464.98	
6	20	52 (2x26)	1.22 - 2.65	22 100 - 243 22	123.93	2.47	305.62	
7	12	54 (2x27)	0.52 - 4.47	21 30 - 426 21	143.50	0.89	127.41	
8	12	54 (2x27)	1.12 - 1.18	20 92 - 98 20	63.60	0.89	56.46	
9	12	42 (2x21)	2.86	10 266 10	120.04	0.89	106.57	
10	14	54 (2x27)	2.86	10 266 10	154.22	1.21	186.37	
					HA12	803.05	0.89	712.96
					HA14	154.22	1.21	186.37
					HA20	312.47	2.47	770.60
Fe E500					Poids total	1669.93		
					Poids total avec chutes (10.00%)		1836.92	



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Études techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

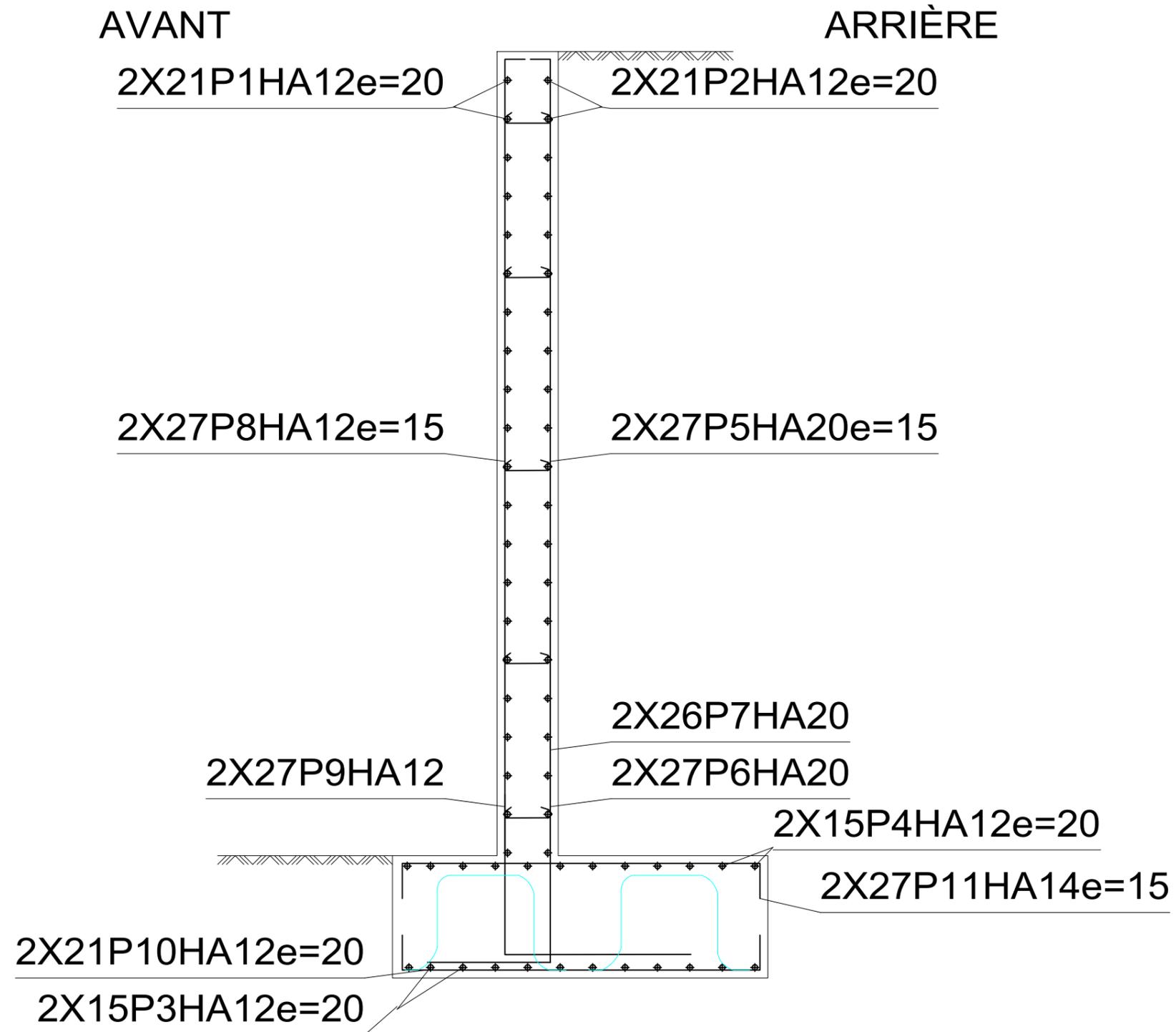
Plan d'exécution des dalots

Dalot 2x3x4

Echelle:
du dessin: 1/100

Etabli	TSAPY T. Telesphore	Date	04/06/2019	ENTREPRISE
Vérifié		LES INCROYABLES		
Validé	ING Amadou SIMAL			

Mur en aile de sortie gauche et Mur en aile de sortie droite



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Études techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plans dalot

Mur en aile de sortie

ECHELLE 1/100

Etabli

Vérifié

Validé

TSAPY T. Telesphore

ING Amadou SIMAL

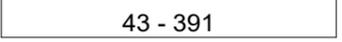
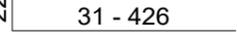
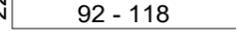
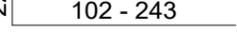
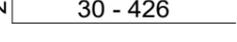
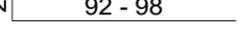
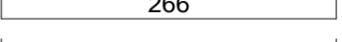
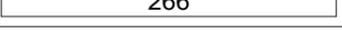
Date

04/06/2019

ENTREPRISE



Mur en aile de sortie gauche et Mur en aile de sortie droite

POSITION	Ø mm	NBRE. PIÈCES	LONGUEUR m	FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf	
1	12	42 (2x21)	0.89 - 4.37	23  23 42 - 391	112.58	0.89	99.95	
2	12	42 (2x21)	0.90 - 4.37	23  23 43 - 391	113.01	0.89	100.33	
3	12	30 (2x15)	4.17	13  13 391	125.16	0.89	111.12	
4	12	30 (2x15)	4.17	13  13 391	125.16	0.89	111.12	
5	20	54 (2x27)	0.53 - 4.48	22  22 31 - 426	143.99	2.47	355.11	
6	20	54 (2x27)	1.14 - 1.40	22  22 92 - 118	74.68	2.47	184.17	
7	20	52 (2x26)	1.24 - 2.65	22  22 102 - 243	124.26	2.47	306.44	
8	12	54 (2x27)	0.52 - 4.47	21  21 30 - 426	143.50	0.89	127.41	
9	12	54 (2x27)	1.12 - 1.18	20  20 92 - 98	63.60	0.89	56.46	
10	12	42 (2x21)	2.86	10  10 266	120.04	0.89	106.57	
11	14	54 (2x27)	2.86	10  10 266	154.22	1.21	186.37	
					HA12	803.05	0.89	712.96
					HA14	154.22	1.21	186.37
					HA20	342.93	2.47	845.72
Fe E500					Poids total	1745.05		
					Poids total avec chutes (10.00%)	1919.56		



Memoire de fin d'Etude
d'ingenierie En Génie Civil
et Hydraulique

Etudes techniques de construction du tronçon
péri-urbain Tsinga village - Carrefour Fougerole

Plan d'exécution des dalots

Dalot 2x3x4

Echelle:
du dessin: 1/100

Etabli	TSAPY T. Telesphore
Vérifié	
Validé	ING Amadou SIMAL

Date	ENTREPRISE
04/06/2019	