Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
International Institute for Water and Environmental Engineering
Fondation 2iE

AGEIM Ingénieurs Conseils

THEME

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES DE LA VOIE DE DELESTAGE DANS LE CADRE DE LA CONSTRUCTION DE L'ECHANGEUR DU NORD A OUAGADOUGOU : TRONCON 3 :PK1+767 A PK2+766.

Mémoire de fin de cycle pour l'obtention du diplôme de

MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT

OPTION **:** GENIE CIVIL

Présenté et soutenu publiquement le 22 juin 2012 par :

ZILBALA Wendimanegdé Isidore

Travaux dirigés par :

Ismaïla GUEYE

Chef UTER ISM 2iE

BAWA Sama

Chef de département Infrastructures de Transport

AGEIM-IC

Jury d'évaluation :

- M.Ismaïla GUEYE
- M.Dramane COULIBALY

Promotion 2011 - 2012

DEDICACE

- A mes parents Joseph et Joséphine pour les efforts consentis ;
- A mon oncle Emmanuel YOUGBARE pour son coaching et son soutien indéfectible ;
- A mes sœurs Sylvie et Olivia ; mes frères Didier et Emmanuel, qu'ils trouvent dans ce document, le courage d'en faire beaucoup plus et d'aller plus loin ;
- A ma compagne Adeline Ida KABORE ;
- Aux amis(es) et promotionnaires en souvenir des moments passés ensemble.

REMERCIEMENTS

Le plaisir que nous avons eu à effectuer cette étude est du ressort, en grande partie, de toutes les personnes qui nous ont encadrés. Pour ce faire, nous tenons à exprimer toute notre gratitude et notre reconnaissance à tous ceux qui de près ou de loin n'ont ménagé aucun effort pour la réalisation de ce mémoire.

Qu'il nous soit permis d'adresser plus particulièrement nos remerciements à :

- M. Paul GINIES, Directeur Général du 2iE ;
- Le corps professoral du 2iE et en particulier à Dr GUEYE Ismaïla, chef d'UTER ISM pour l'assistance, la disponibilité et les conseils prodigués tout au long du mémoire ;
- M.Tiraogo H.OUEDRAOGO, Directeur Général d'AGEIM-IC ;
- M.BAWA Sama, Maître de Mémoire et chef de département Infrastructure de Transport d'AGEIM-IC pour son orientation, ses remarques et son dévouement ;
- Au personnel d'AGEIM-IC pour le séjour courtois que nous avons pu bien noté.

RESUME

Notre projet intitulée « Etudes techniques détaillées de la voie de délestage dans le cadre de la construction de l'échangeur du Nord : ***Tronçon 3 : PK 1+767 à PK 2+766***», s'inscrit en étroite ligne avec le Programme Sectoriel de Transport du Ministère des Infrastructures et de Désenclavement dans la ville de Ouagadougou. Le projet global porte sur la construction d'une voie bitumée 2x1voie sur une longueur d'environ 2,766km repartie en trois tronçons. Notre projet consistera à étudier principalement le tronçon 3 sur une longueur de 999 ml.

La construction de cette voie vise comme pour objectif:

- une voie de déviation dans le cadre de la construction de l'échangeur du Nord ;
- une voie de délestage pour le contournement des poids lourds.

L'étude hydrologique a permis d'évaluer les débits et de dimensionner les ouvrages hydrauliques, soient 693,185ml de fossés latéraux et 2 dalots. Les conceptions structurelles et géométriques ont permis d'une part de déterminer les différentes couches de chaussée et d'autre part de ressortir le tracé en plan, le profil en long, les profils en travers types et courants du tronçon 3 et ce, à l'aide des logiciels Piste 5, Autocad et Alizé –LCPC.

Les paramètres géométriques ayant servi de base à la conception routière sont ceux pris pour une vitesse de référence de 50km/h.

Une évaluation des impacts potentiels sur l'environnement a été faite ; aussi, une estimation du coût des travaux a été effectuée et s'élevant à **Cinq cent trente et un million quatre cent soixante-trois mille six cent quarante-quatre (531 463 644) Francs CFA** toute taxes comprises (TTC).

Mots clefs :

1. *Délestage ;*
2. *Tronçon 3 ;*
3. *Bitumage ;*
4. *Dalot ;*
5. *Béton Armé.*

ABSTRACT

The study entitled "detailed technical studies of the unballasting road in the building of the northnern interchange-"section 3" is narrowly included in the sectorial program of transport of the Ministry of Infrastructures and Opening up in Ouagadougou,the capital town of Burkina –Faso.The whole project is about the construction of an anasphalting road 2x1 road long for about 2.766km divided into three sections.The study will be mainly focused on the section 3 which starts from PK 1+767 and ends to PK 2+766.

The buildind of this road is aimed at-

- ensuring the bypass of heavy lorries.
- decongesting and making fluid the traffic on the bridge of tampouy.

The hydrological study has made it possible to evaluate the flows and to measure the hydraulic tunnels-693.185ml of side ditches and two channels.The structural and geometrical designs have allowed on one hand to determine the various layers of roadway and on the other hand to bring out the layout,the lengthwise profiles and the types of sections 3 with the help of softwares namely track 5,Autocal and Alizé-LCPC.The geometric parameters having been used as basis for a referential speed of 50Km/h.

An environmental evaluation of the potential impacts of the project is tackled and to end,the coast of the works has been estimated at five hundred and thirty one million,four hundred and sixty three thousand,six hundred and forty four.(532,463,644)Francs CFA inclusive of tax.

Key words:

1. *Unballasting sees*
2. *Section 3*
3. *Asphalting*
4. *Channel*
5. *Reinforced concrete*

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

- 2iE : Institut international d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
- AGEIM-IC : AGence d'Etude d'Ingénierie et de Maîtrise d'œuvre Ingénieurs Conseils
- BAEL : Béton Armé aux Etats limites
- BB : Béton Bitumineux
- CAM : Coefficient d'Agressivité Moyen
- CEBTP : Centre Expérimental de Recherches et d'Etude du Bâtiment et des Travaux Publics
- CIEH : Communauté Economique des Etats de l'Afrique de l'Ouest
- DGOA : Direction Générale des Ouvrages d'Arts
- ELU : Etat Limite Ultime
- ELS : Etat Limite de Service
- Fcj : Résistance à la compression du béton à j jours d'âge
- Ftj : Résistance à la traction du béton à j jours d'âge
- HA : Haute Adhérence
- ICTAVRU : Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines
- LNBTP : Laboratoire Nationale du Bâtiment et des Travaux publics
- MID : Ministère des Infrastructures et du Désenclavement
- Ml : Mètre linéaire
- MPa : Méga Pascal
- ORSTOM : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
- PHEE : Plus Hautes Eaux Exceptionnelles
- PHEH : Plus Hautes Eaux Habituelles
- PK : Point Kilométrique
- RN : Route Nationale
- SETRA : Service des Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
- Tc : Tri-couche
- TN : Terrain Naturel
- UTER / ISM : Unités Thématiques d'Enseignement et de Recherches/Infrastructures et Sciences des Matériaux

Table des matières

DEDICACE i
REMERCIEMENTS ii
RESUME iii
ABSTRACT iv
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS v
LISTE DES TABLEAUX 3
LISTE DES FIGURES 3
LISTE DES ANNEXES 3
INTRODUCTION 4
CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU PROJET 5
1.1. Présentation du projet 5
1.2. Contexte et justification du projet 6
1.3. Objectif du projet 6
CHAPITRE II. ETUDES TOPOGRAPHIQUES 8
CHAPITRE III. ETUDES HYDROLOGIQUES 9
3.1. Objectifs 9
3.2. Etat des lieux 9
3.3. Etude hydrologique 9
CHAPITRE IV. ETUDES HYDRAULIQUES 12
4.1. La collecte de données 12
4.2. Type et choix des ouvrages de franchissements routier 12
4.3. Dimensionnement hydraulique des dalots 13
4.4. Dimensionnement structurel des ouvrages 13
4.5. Dimensionnement hydraulique des caniveaux 18
CHAPITRE V. ETUDES GEOMETRIQUES DE LA VOIRIE 20
5.1. Hypothèse et donnés de base 20
5.2. Conception plane 20
5.3. Conception longitudinale 22
5.4. Conception du profil en travers type 25
5.5. Aménagement des amorces 27
CHAPITRE VI. ETUDES STRUCTURELLES DE LA CHAUSSEE 28

6.1. Etude géotechnique 28
6.2. Etude du trafic 29
6.3. Dimensionnement des corps de chaussée selon la méthode des abaques du CEBTP 31
CHAPITRE VII. SIGNALISATION – ET SECURITE ROUTIERE 36
7.1. Signalisation routière 36
7.2. Sécurité routière 37
CHAPITRE VIII. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE 38
8.1. Impacts négatifs 39
8.2. Impacts positifs 39
8.3. Mesures d'atténuations des impacts négatifs du projet 39
CHAPITRE VIX. AVANT- METRE ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET 40
CONCLUSION 41
BIBLIOGRAPHIE 42
ANNEXES 43

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N° 1: Résultat de l'analyse statistique des données pluviométriques 10
Tableau N° 2: Caractéristiques physiques des bassins versants..... 10
Tableau N° 3: Résultat des calculs des débits décennaux et des crues de projet 11
Tableau N°4: Caractéristiques géométriques des ouvrages 13
Tableau N° 5 : Coefficient a1 relatif aux surcharges A(l)..... 16
Tableau N° 6 : Coefficient bc applicable aux charges du système Bc..... 17
Tableau N°7 : Coefficient bt applicable aux charges du système Bt 17
Tableau N°8 : Synthèse des calculs du réseau d'assainissement 19
Tableau N° 9: Paramètres géométriques du tracé en plan..... 21
Tableau N° 10: Valeurs géométriques de l'axe en plan..... 22
Tableau N° 11 : Paramètres géométriques du profil en long 23
Tableau N°12: Valeurs géométriques du profil en long..... 24
Tableau N° 13: Classe de trafic (source : guide de CEBTP [1984])..... 31
Tableau N°14: Module des sols de plate- forme en fonction du CBR (source CEBTP [1984]) 31
Tableau N°15: Résultat des différentes variantes de structures obtenues..... 32
Tableau N°16: Résultat des déformations calculées pour le tronçon PK 1+767 à PK2+073 . 34
Tableau N°17 : Résultat des déformations calculées pour le tronçon PK 2+073+PK 2+766. 34
Tableau N°18: Résultat des valeurs admissibles des déformations 35

LISTE DES FIGURES

Figure N°1 : Zone du projet 5
Figure N° 2:Coupe transversale d'une batterie de dalot 4X4, 20X1, 50..... 14
Figure N° 3 : Profil en travers type en remblai 26
Figure N°4: Profil en travers type en déblai..... 27
Figure N°5: Sondage de plate-forme : PK 1+854 28
Figure N° 6: Sondage de plate-forme : PK 2+658 29

LISTE DES ANNEXES

Annexe N°1 : Bassins Versants..... 44
Annexe N° 2 : Etudes Hydrologiques 46
Annexe N° 3 : Etudes Hydrauliques 59
Annexe N°4 : Note de calcul des dalots cadres..... 63
Annexe N° 5: Etudes structurelles de la chaussée..... 119
Annexe N° 6 : Avant Métré..... 121
Annexe N°7 : Plans d'exécutions..... 126

INTRODUCTION

Les infrastructures de transport d'un pays constituent un des puissants facteurs de son essor socio-économique. Elles constituent un élément essentiel pour la circulation des personnes et des biens.

L'augmentation du trafic en poids a nécessité une remise en question de la résistance mécanique de la chaussée et l'augmentation générale du trafic qui amène la congestion des artères pose de problèmes complexes de débit dans la ville Ouagadougou.

La croissance du trafic sur la RN2 a connu une ascension considérable ces dernières années ; ainsi, le trafic moyen journalier (poids lourds) dans les deux sens en 2003 sur l'axe Ouagadougou-Ouahigouya est passé de 148 à 410 en 2010. « Source comptage 2010 AGEIM ».Cette croissance du trafic engendre de nombreux problèmes d'insécurité, de confort et aussi un impact négatif sur la chaussée notamment en matière d'entretien routier.

Pour pallier à cela, le gouvernement burkinabè avec l'appui de ses Partenaires Techniques et Financiers(PTF) à travers le Programme Sectoriel des Transport(PST) du Ministère des Infrastructures et de Désenclavement a prévu l'aménagement des sorties de villes de Ouagadougou et Bobo –Dioulasso.

Notre étude découle de cet programme et porte sur « ***Etudes techniques détaillées de la voie de délestage dans le cadre de la construction de l'échangeur du Nord à Ouagadougou : Tronçon 3 :PK1+767 à PK2+766 ».***

Il vise un objectif principal à savoir la desserte du flux de circulation pendant la réalisation du projet de l'échangeur. Il sera question dans cette étude :

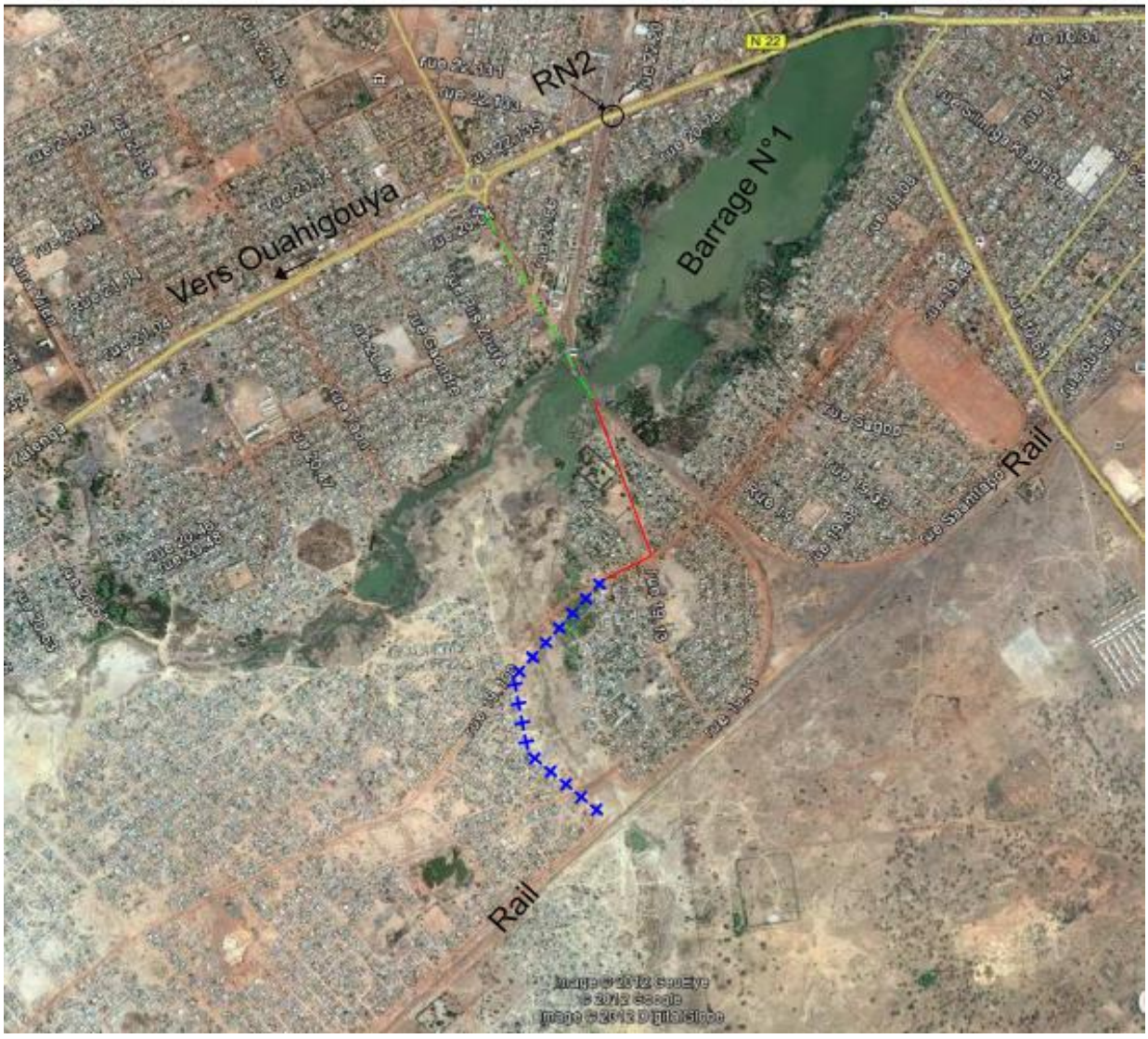
- la présentation du projet ;
- l'étude topographique ;
- l'étude hydrologique ;
- l'étude hydraulique ;
- l'étude géométrique de la voirie;
- l'étude structurelle de la chaussée et le dimensionnement structurel des ouvrages ;
- l'étude sécurité routière et signalisation ;
- l'étude d'impact environnementale ;
- l'estimation du coût des travaux.

CHAPITRE I : PRESENTATION GENERALE DU PROJET

1.1. Présentation du projet

Le site du projet est situé dans la province du Kadiogo plus précisément dans la commune de Baskuy. Les travaux concernent les études techniques détaillées de la voie de délestage dans le cadre de la construction de l'échangeur du Nord à Ouagadougou : tronçon 3.

La figure ci-dessous situe la zone du projet.



Source : Google Earth

Légende

- - - - - - - : Tronçon 1

_____ : Tronçon 2

+ + + + + + : Tronçon 3

Figure N°1 : Zone du projet

1.2. Contexte et justification du projet

Les échanges du Burkina Faso avec l'extérieur s'effectuent en grande partie par la route en direction ou en provenance des ports de la sous-région tels ceux de Cotonou, Lomé Abidjan et Tema. L'essentiel du trafic s'effectue entre les dits ports et la capitale de Ouagadougou. La route nationale N°2 qui relie la capitale à la frontière du Mali et des régions du Nord, constitue un maillon important du réseau primaire de la ville de Ouagadougou.

Elle est beaucoup sollicitée car servant de liaison principale entre les quartiers périurbains et qui dessert le port sec de Ouagadougou. De ce fait, son encombrement aux heures de pointe est source de nombreux accidents et de gênes quotidiennes. Conscient de ce goulot d'étranglement le Programme sectoriel de Transport a prévu l'aménagement des sorties de villes de Ouagadougou et de Bobo-Dioulasso. La construction de l'échangeur du Nord s'inscrit donc dans ce cadre d'où l'aménagement d'une voie de délestage.

1.3. Objectif du projet

Le Burkina Faso, de par sa position géographique, est un carrefour du trafic international de transit. Il permet aux pays de l'hinterland d'avoir accès aux différents ports et vice-versa. Ouagadougou, la capitale constitue ainsi le point de passage privilégié de ce trafic de transit. Le pont de Baskuy, entre le barrage N°1 et N°2, se situe à l'intersection des routes nationales N°22 et N°2 en direction, respectivement de Kongoussi, de Ouahigouya et du Mali. Au niveau de la voirie, cet ouvrage se situe également à l'intersection avec le prolongement du (Boulevard des Tansoba) qui constitue actuellement l'unique boulevard périphérique de la ville dans la zone.

Cet état de fait, rend quasiment impraticable le carrefour au niveau du pont de Baskuy avec des bouchons relativement importants aux heures de pointe, se traduisant quasiment par une impossibilité de circulation et de multiples dégradations sur la chaussée.

Ce projet permettra d'atteindre les objectifs suivants :

- aménager une voie de déviation ;
- servir de voie de délestage pour assurer le contournement des poids lourds ;
- aussi, décharger le trafic sur le pont de Baskuy.

En outre, le projet permettra :

- d'assurer une bonne structuration du réseau national et lui permettre de jouer pleinement son rôle dans le développement des échanges entre le pays et la sous-région (Cotonou, Lomé, Abidjan et Tema) ;
- de rattraper le retard d'entretien périodique qui rend onéreux l'entretien courant ;
- de maintenir le réseau dans un bon état pour diminuer les coûts d'exploitations des véhicules, accroître la sécurité des usagers et contribuer au développement des activités productrices et commerciales.

Ce projet vient donc à point nommé en vue d'atteindre les objectifs mentionnés ci-avant.

CHAPITRE II. ETUDES TOPOGRAPHIQUES

La conception de tous projets routiers passe en amont par les études topographiques en vue d'appréhender le relief de la plate-forme.

Les travaux de terrain visent à l'implantation de la polygonale de base et les levés des détails ; quant à ceux menés au bureau, ils s'articuleront sur le traitement des données et les calculs topométriques.

Ainsi l'équipe topographique du bureau d'étude AGEIM-IC a réalisé une étude topographique qui nous renseigne sur l'état des lieux de la zone du projet. Cette étude en amont sur le terrain a consisté à projeter la future polygonale de base et à implanter les profils en travers avec une équidistance de 25m. Chaque profil comprend un minimum de huit (8) points par rapport à l'axe et répartis comme suit :

- un point à l'axe de la rue ;
- cinq points transversalement avec une équidistance de 5,00m ;
- un point à la limite d'emprise.

L'ensemble de ces levés et tous les détails rencontrés sur le site et dans son voisinage proche ont été réalisés en cordonnées X, Y, Z. Il s'agit entre autres :

- des bornes de lotissement ;
- des passages d'eaux ;
- des arbres ;
- des limites et seuils d'entrées des concessions ;
- des signaux routiers ;
- les crêtes et pieds de talus ;
- les limites de bas-fonds
- les voiries connexes ;
- des rails ;
- des bornes topographiques de toute nature existantes etc…

Ces données topographiques traitées et habillées en fichier **Covadis** nous servirons pour la conception géométrique de la voirie et ce, à l'aide du logiciel **Piste 5.**

CHAPITRE III. ETUDES HYDROLOGIQUES

3.1. Objectifs

La recherche des données hydrologiques vise à trois objectifs que sont :

- la mesure et la collecte des données du phénomène à étudier sur le terrain (hauteur de pluie, intensité de pluies, débits etc.) ;
- le contrôle, la critique et le dépouillement des données ;
- le traitement et l'analyse des données.

Ces données hydrologiques sont indispensables pour des besoins multiples dans l'environnement dont les aménagements hydrauliques.

3.2. Etat des lieux

Le tronçon 3 à étudier est constitué par la polygonale d'axe, naissant dans la zone du bas-fond et passant par le lit majeur du barrage N°1. Il se prolonge à l'intersection de la route en terre, côtoie les concessions pour franchir la route en terre Rimkièta-Nonsin et prend fin au voisinage du rail.

L'emprise de la voie ne comporte aucun ouvrage d'assainissement ou de drainage. Par ailleurs des ouvrages de franchissements existent mais en état défectueux et hors norme.

3.3. Etude hydrologique

3.3.1. Analyse statistique des données pluviométriques

L'estimation de la pluie annuelle moyenne(P_{an}) et de la pluie décennale (P10) a été déterminée à partir des données pluviométriques de la station de Ouagadougou de 1953 à 2008(voir Annexe N°2).

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 pluie étant journalière et mensuelle, notre analyse a porte d'une part sur leur distribution inter-journalière et d'autre part sur leur distribution mensuelle.

3.3.2. Méthode d'ajustement des données pluviométriques suivant les lois statistiques

Pour l'estimation de la pluie annuelle moyenne(Pan) et de la pluie journalière décennale (P10), nous avons utilisé les méthodes de GUMBEL (voir annexe N°2)

A l'issue de l'ajustement de ces deux lois, nous avons retenu une valeur de 766 mm pour la pluie annuelle moyenne Pan, 93,70 mm pour celle de la pluie journalière décennale P10 et 132,45 mm pour la pluie journalière centennale P100.

Tableau N° 1: Résultat de l'analyse statistique des données pluviométriques

Station	Pan (mm)	P10 (mm)	P100 (mm)
Ouagadougou	766	93,70	132,45

3.3.3. Détermination des caractéristiques physiques des bassins versants et de la crue du projet

- *Caractéristiques physiques des bassins versants*

La délimitation des bassins versants a été faite sur la base de carte topographique à l'échelle du 1/200 000è. Les limites de chaque bassin versant ont été matérialisées sur le plan d'ensemble numérisé en traçant les lignes de partage des eaux et en suivant les lignes de crêtes puis en rejoignant les exécutoires par une ligne de plus grande pente perpendiculaire aux courbes de niveaux. Les superficies et les périmètres sont générés directement dans Autocad.

Tableau N° 2: Caractéristiques physiques des bassins versants

Bassins versants des ouvrages de franchissements		
Caractéristiques	Bassin versant 1	Bassin versant 2
Superficie (km^2)	112,92	0,58
Périmètre (km)	45,94	3,61
Pan (mm)	766	766
P10 (mm)	93,70	93,70
P100 (mm)	132,45	132,45
Indice de forme K	1,22	1,34
Longueur du rectangle équivalent (km)	15,84	1,39
Indice global de pente Ig	3,85	2,03

- *Détermination de la crue du projet*

Sur un axe routier, suivant le niveau de circulation et le rôle économique, on prévoit que les dommages puissent être plus élevés et inacceptables. Il en résulte que la crue du projet devra être d'autant plus rare. A cet effet, en tenant compte du caractère vulnérable de la zone d'étude (zone urbanisée, présence de concessions, de commerces etc.), et du rapport Coût/Dommage qui doit être minimisé, la période de retour choisie est de cinq (05) ans pour les ouvrages d'assainissements (caniveaux) et de cinquante (50) ans pour les ouvrages de drainages (dalots).

L'évaluation des débits de projet a été faite par les méthodes ORSTOM et CIEH pour le bassin versant N°1 qui enregistre une superficie de 112,92 km^2 et par la méthode rationnelle pour celui du bassin versant N°2 avec une superficie de 0,58 km^2.

Tableau N° 3: Résultat des calculs des débits décennaux et des crues de projet

Bassin versant N°1				Bassin versant N°2	
Méthode	ORSTOM	CIEH	PROJET	RAT.	PROJET
Débit Q10 (m^3/s)	32,14	34,45	34,00	0,34	0,34
Débit Q50 (m^3/s)	74,20	-	78,41		3,12
Débit Q100 (m^3/s)	126,51	-	133,82		4,68

RAT.=RATIONNELLE

CHAPITRE IV. ETUDES HYDRAULIQUES

4.1. La collecte de données

En hydraulique routière, on rencontre deux problèmes essentiels :

- partant du faite que la route est un ouvrage linéaire qui se développe sur le terrain naturel, pour la construire on est amené à faire de gros travaux de terrassement qui aboutissent à des remblais et des déblais. On procède ainsi à des modifications de l'état naturel du terrain. ce qui perturbe les écoulements préexistants ou naturels.
- toute inondation de la route constitue une gêne ou même parfois un obstacle à la circulation des véhicules ou entraine des dégradations dues à l'érosion de l'eau.

Pendant les études de conception, il était important pour nous de chercher à maintenir la chaussée hors d'eau. Cela a conduit à une visite avec l'ingénieur hydraulicien afin de collecter les informations sur le niveau atteint par les eaux selon les saisons à savoir :

- les Plus Hautes Eaux Habituelles(PHEH) ;
- les Plus Hautes Eaux Exceptionnelles(PHEE).

4.2. Type et choix des ouvrages de franchissements routier

Le franchissement des brèches d'écoulement peut se faire à travers différents types d'ouvrages d'art (Pont, Dalot, Buse), pour ne citer que ceux-là.

Cependant, la détermination du type d'ouvrage se doit d'être judicieuse et tenir compte de plusieurs facteurs tels que la topographie du terrain, le débit, l'aspect sécurité, les contraintes techniques, le volet économique, la situation et le contexte du projet.

Etant en voirie, nous proscrirons les buses car nécessitant un apport important de remblai ; par ailleurs, nous privilégions donc les dalots et les ponts. Cependant, notre choix portera sur les dalots cadres compte tenue du faite qu'ils présentent un avantage particulier sur le volet économique et leur mise en œuvre est beaucoup plus facile contrairement à celle du pont qui est très complexe et couteux.

4.3. Dimensionnement hydraulique des dalots

4.3.1. Caractéristiques géométriques des ouvrages

L'étude hydraulique des ouvrages de franchissements a été réalisée dans le but de donner aux ouvrages une ouverture et un gabarit suffisants pour évacuer la crue du projet (débit) sans débordement qui puisse conduire à des inondations.

Nous considérons le fonctionnement de nos ouvrages à sortie libre ; le principe sera de vérifier la vitesse à la sortie qui doit être < à la vitesse admissible de l'eau du sol à la sortie.

Tableau N°4: Caractéristiques géométriques des ouvrages

Désignations	V.adm (m/s)	Section des ouvrages		nombre	y(m)	V. sortie (m/s)
		H(m)	L(m)			
Dalot N°1	3	1,50	4,20	8	1,26	2,82
Dalot N°2	3	1,10	4,00	1	0,59	2,07

Conclusion : Au terme du dimensionnement hydraulique des dalots, nous obtenons un dalot cadre de 8 ouvertures pour l'ouvrage N°1 et d'une ouverture pour l'ouvrage N°2.

4.4. Dimensionnement structurel des ouvrages

4.4.1. Pré-dimensionnement du dalot cadre

Il s'agit ici de la conception et du pré-dimensionnement de chaque élément que compose l'ouvrage en se référant aux dispositions du guide de conception en vigueur.

- *Pré-dimensionnement du dalot*

L'épaisseur des piédroits, du tablier et du radier est donnée par la formule suivante :

- e(m)=$\frac{l}{32} + 0{,}125$ où l désigne la portée entre nue d'appui du dalot cadre.
- e(m) = $\frac{4{,}20}{32} + 0{,}125$=0,26m≈ $0{,}30m$.

- *Conception générale*

Compte tenu de la dilatation du béton et vue la longueur de l'ouvrage : 36,60 mètres, pour l'ouvrage N°1, nous optons pour sa construction avec un joint. Ainsi, nous obtenons un dalot cadre de deux(02) batteries de section 4x4, 20x1, 5.

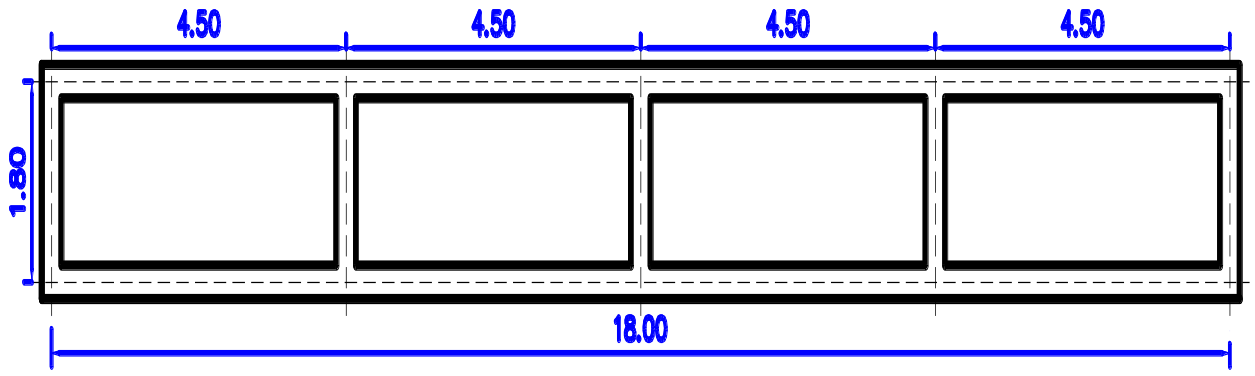


Figure N° 2:Coupe transversale d'une batterie de dalot 4X4, 20X1, 50

Les murs en ailes des dalots cadres seront inclinés à 45degrés et leur longueur sera prise égale à 1,5 fois la hauteur intérieure du cadre fermé.

L'épaisseur minimale du mur est prise égale à 0,15 m et à la base du mur (semelle), elle est aussi minimale et est donnée par la formule suivante :

- e=0,08333H

4.4.2. Dimensionnement du dalot

4.4.2.1Hypothèse et base de calcul

- Classe du pont : Première
- ☞ Règlements et instructions

Les calculs béton armé se feront suivant les règles techniques de conception, de calculs des ouvrages et de constructions en béton armé suivant la méthode des états limites dits B.A.E.L 91 modifiées 99.

Les surcharges routières seront définies conformément aux prescriptions du titre II du fascicule 61du cahier des prescriptions communes (CPC) « Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'arts ».

Les valeurs des sollicitations (Moments fléchissant Mf, Effort normal N et Effort tranchant V) seront déterminées par la « **méthode des trois moments** » pour le dalot à plusieurs ouvertures et sur la base d'un cadre simple issu de l'ouvrage de **KLEINLOGEL**"Formulaire des cadres simple" pour le dalot à une ouverture.

☞ Caractéristiques des matériaux :

- **Béton :**

- béton B25 de poids volumique = 2.5t/m^3
- fissuration peu préjudiciable
- résistance à la compression du béton à 28 jours d'âge : fc28=25MPa.
- résistance à la traction du béton à 28 jours d'âge : ft28=0,6+0,06fc28=2,1MPa.
- contrainte limite de compression du béton : σbc=0,6xfc28=0,6x25=15MPa.
- résistance conventionnelle ultime du béton : $f$bu=0,85xfc28/$\theta.\gamma b$=14,17MPa.

- **Acier :**

- nuance : Acier à haute adhérence de FeE400 ;
- limite d'élasticité fe=400MPa ;
- contrainte de calcul de l'acier : σs=fe/$\boldsymbol{\gamma}$s=348MPa avec $\boldsymbol{\gamma}$s=1,15

- **les remblais :**

Pour le calcul des efforts et sollicitations dus aux remblais, les hypothèses sont les suivantes :

- un poids spécifique de 2,00t/m^3 ;
- le coefficient des poussée des terres K=0.333 ;
- la hauteur moyenne des remblais sur le tablier est de 0,00m.

4.4.2.2 Inventaire des charges permanentes

De manière générale, les études seront faites par bande d'un mètre linéaire.

☞ Tablier

La charge permanente défavorable sur le tablier se récapitule comme suit :

- le poids propre du tablier ;
- le poids propre du remblai ;
- le poids propre du revêtement et de l'étanchéité ;
- le poids propre des glissières de sécurité.

- ☞ Piédroit : Elle est prise égale à la plus grande réaction permanente en plus de son poids propre.
- ☞ Radier : Il cumul la charge provenant du tablier et du piédroit en plus de son poids propre.

4.4.2.3. Inventaire des charges routières

Les charges d'exploitations prises en comptes pour nos ouvrages prennent leur source du fascicule 61 titre II.

La disposition des chargements se fera par travée.

Les systèmes sont les suivantes :

- **Système de charge A**

Le système de surcharge A(l) représente une charge uniformément repartie sur un nombre entier de voie et sur une longueur (l) en mètre mesuré entre les points zéro de la ligne d'influence de l'effet calculé de sorte à obtenir le maximum de l'effet recherché.

Il est donné par la formule suivante :A (l) $= 230 + \frac{36000}{l+12}$

Avec l=longueur chargée.

Tableau N° 5 : Coefficient a1 relatif aux surcharges A(l)

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	Première	1	1	0,9	0,75	-
	Deuxième	1	0,9	-	-	-
	Troisième	0,9	0,8	-	-	-

a2 = Vo/V Où=V=Lc/2

Avec V=la longueur d'une voie, Lc=la largeur chargeable et Vo=3,50 m pour pont de première classe.

En somme qA=$a1Xa2XA\ l$.

- **Système de charge B (Bc, Br et Bt)**

Le système de surcharge de type B est un système de charges ponctuelles contrairement au système A qui est uniforme. Il comprend 3 sous-systèmes que nous examinerons.

- **Sous système Bc**

Il correspond à 2 camions type de 30 tonnes disposés en file sur la largeur roulable et avec autant de files qu'il y'a de voies.

Les charges sont affectées d'un coefficient de pondération bc comme présenté ci-dessous.

Tableau N° 6 : Coefficient bc applicable aux charges du système Bc

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe de pont	Première	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
	Deuxième	1,00	1,00	-	-	-
	Troisième	1,00	0,80	-	-	-

- **Sous système Br**

Le système Br représente l'effet d'une roue isolée de 10 tonnes et pouvant occuper n'importe qu'elle position sur la largeur roulable avec une surface d'impact de 0,30 mX0,60 m..

- **Sous système Bt**

Le sous-système Bt se compose de 1 ou 2 tandems au maximum placé au front ; chaque tandem comprenant 2 essieux de 16 tonnes.

Les charges sont affectées d'un coefficient de pondération bt ci-dessous.

Tableau N°7 : Coefficient bt applicable aux charges du système Bt

Classe de pont	Première	Deuxième
Coefficient bt	1,00	0,90

4.5. Dimensionnement hydraulique des caniveaux

Le réseau d'assainissement proposé est organisé autour de l'exécutoire du barrage N°1. Des pentes transversales et longitudinales assurent le drainage de la chaussée vers le caniveau latéral bordant les habitations.

Cette étude articule autour de deux axes que sont hydrologie et hydraulique a pour but de diagnostiquer et de vérifier les dimensions des sections des ouvrages du réseau d'assainissement afin de limiter les risques de dégradation de la chaussée par les eaux pluviales.

Dans le volet hydrologie, la méthode utilisée pour déterminer le débit est la méthode de Caquot. Cette méthode est issue de la méthode rationnelle. La formule de Caquot est fonction de la zone d'étude, du coefficient de ruissellement, de la pente, de la période de retour et de la superficie du bassin versant.

La formule générale est la suivante :

$Q= k .C^m .I^n .A^p$ où:

- Q : le débit calculé (m3/s)
- C : coefficient de ruissellement
- I=pente moyenne du bassin
- A : superficie en ha
- k, m, n, p des coefficients dépendant du coefficient de Montana et du temps de retour.
- Pour la ville de Ouagadougou et pour une période de retour de 5 ans nous avons :

$$\mathbf{Q5= 2,03 * I^{0,23} * A^{0,82} * C^{1,16}}$$

Dans le volet hydraulique des ouvrages d'assainissements réalisé dans le but de donner aux ouvrages une ouverture pour évacuer les eaux provenant de la route sans débordement, la formule de Manning Strickler est celle utilisée pour déterminer les sections des caniveaux.

La formule est : $Q= K\ S\ R^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}}$ où :

- Q : débit en m3/s
- K : coefficient de rugosité (67 pour les fossés en béton)
- S : section mouillée (S=by en m²)
- Rh : rayon hydraulique

- i : pente longitudinale du fossé en m/m.

Au terme de l'étude, différentes sections hydrauliques ont été trouvées variant de 60 à 100 cm. Nous retenons une section moyenne de 80x80 cm et ce, pour uniformiser et faciliter la mise en œuvre.

Tableau N°8 : Synthèse des calculs du réseau d'assainissement

N°Bassin	Superficie (km^2)	Superficie cumulée	Pente	Coefficient de ruissellement	Débit (m^3/s)	Débit corrigé (m^3/s)	Base(m)	Hauteur(m)
SBV1	0,01042793	0,01042793	0,0089324	0,66	0,43834102	0,454880217	0,6	0,6
SB V2	0,008320973	0,018748903	0,00560404	0,66	0,637033814	0,536085396	0,6	0,6
SBV3	0,007714707	0,02646361	0,002881061	0,66	0,725164153	0,744307108	0,8	0,8
SBV4	0,010188381	0,03665199	0,004931557	0,66	1,071798991	0,829688787	0,8	0,8
SBV5	0,013405713	0,050057703	0,005787014	0,66	1,435812376	0,978706997	0,9	0,9
SBV6	0,008414906	0,058472609	0,012880838	0,66	1,960447318	2,075623446	1	1
SBV7	0,005037027	0,063509636	0,011897538	0,66	0,257813136	0,2087556	0,6	0,6
SBV8	0,004755675	0,068265311	0,010355011	0,66	2,116877342	1,07233447	0,7	0,7
SBV9	0,005289751	0,073555061	0,00981784	0,66	2,223069144	1,133387184	0,7	0,7

CHAPITRE V. ETUDES GEOMETRIQUES DE LA VOIRIE

5.1. Hypothèse et donnés de base

L'étude du tracé en plan et du profil en long de la route a été effectuée sur la base d'un certain nombre de normes. Il a été considéré dans ce document, les normes préconisées par les Termes De Reference (TDR) et aussi bien d'autres normes et considérations émanant de ICTAVRU (Instruction sur les Conditions Techniques d' Aménagement des Voies Rapides Urbaines) du centre d'étude sur les réseaux, les transports, l'urbanisme et les conditions publiques. « France ».

Ces normes sont définies en fonction du trafic à écouler, du niveau d'aménagement de la route et enfin du niveau de confort et de sécurité que l'on souhaite offrir à l'usager futur.

La vitesse règlementaire dans la ville de Ouagadougou étant de 50 km/h, une vitesse de 50km/h a été donc retenue pour ce projet et ce, enfin d'offrir à l'automobiliste des conditions de conduite plus confortables tout en générant le minimum d'accident possible.

La conception géométrique a été réalisée à l'aide du logiciel Piste 5 avec les données de base suivante :

- ✓ Fichier EXCEL de levés topographique ;
- ✓ Fichier AUTOCAD du fond topographique.

5.2. Conception plane

La conception plane correspond à la projection de l'axe longitudinale de la route sur un plan horizontal et le paramètre fondamental est le rayon de courbure noté "RH".

Les paramètres suivants vont déterminer le choix de la polygonale d'axe :

- la longueur de la route ;
- la déclivité maximale et la longueur maximale de cette déclivité ;
- la longueur totale de la partie courbe et son pourcentage par rapport à la longueur totale du projet ;
- le rayon minimal sur le tracé ;
- l'indice de sinuosité à savoir la somme des angles sur la longueur total du projet ;
- les quantités approximatives des déblais et de remblais ;
- le paramètre de visibilité ;

- le nombre et la nature des ouvrages.

La polygonale d'axe est constituée par une succession d'alignements droits raccordés par des courbes circulaires. Cette conception est définie en respectant autant que faire se peut les contraintes topographiques, économiques, sécuritaires, confort et du contexte d'aménagement urbain.

Conformément aux normes précisées plus haut, nous obtenons une polygonale d'axe d'une longueur de 999,308 m caractérisé par :

- ✓ Trois (03) alignements droits,
- ✓ Un (01) raccordement progressif.

Tableau N° 9: Paramètres géométriques du tracé en plan

DESIGNATION DU PARAMETRE			SYMBOLE ET UNITE	CATEGORIE DE ROUTE		
				4°		3°
Vitesse de référence			Vr (km/h)	40	50	60
TRACE EN PLAN	Dévers maximal		δM(%)	7		7
	Rayon en plan RH(m)	minimal absolu (dévers δM)	RHm	40		120
		minimal normal (dévers)	RHN (δ%)	120 (5%)		140 (5%)
		au dévers minimal(*)	RH'' (2,5%) RH'' (2%)	250 300		450 500
		non déversé	RH'	400		600
		Valeur utilisée	RH'		500	

Tableau N° 10: Valeurs géométriques de l'axe en plan

ELEMENTS D'AXE	CARACTERISTIQUES	LONGUEUR(m)	ABSCISSE(m)	X(m)	Y(m)
			0.000	654962.305	1368340.545
D1	ANG = 211.786g	306.122			
			306.122	654661.414	1368284.193
D2	ANG = 275.021g	185.975			
			492.097	654590.302	1368112.351
C1	XC= 655052.305				
	YC= 1367921.163				
	R = 500.000	238.014			
			730.112	654554.054	1367879.381
D3	ANG = 305.326g	269.196			
			999.308	654576.549	1367611.126
LONGUEUR DE L'AXE 999.308 m					

XC=Coordonnées en abscisse, YC=coordonnées en ordonnée, R=Rayon , ANG=Angle.

5.3. Conception longitudinale

Elle consiste en la projection sur un plan vertical des différents points de la route suivant le cheminement du tracé en plan. Elle est constituée par une succession de pentes et de rampes (déclivité positive ou négative) raccordées par des éléments paraboliques.

Cette représentation est appelé la **ligne rouge**.

La ligne rouge côtoiera autant que possible le terrain naturel en section courante dans les zones d'habitations ; dans les zones de franchissements de cours d'eaux, la chaussée sera en remblai afin d'assurer le raccordement à l'ouvrage qui y est prévu.

NB : On observera une réduction de la valeur du rayon R de raccordement de 10000 à 8000 et ce, dans les points bas du fait qu'en ces points, la visibilité se trouve être assurée. Le raccordement vise le confort des usagers.

Ainsi, le profil en long obtenu est caractérisé par quatre (04) paraboles raccordant deux(02) pentes (déclivité négative) et deux(02) rampes (déclivité positive).

Tableau N° 11 : Paramètres géométriques du profil en long

DESIGNATION DU PARAMETRE				SYMBOLE ET UNITE	CATEGORIE DE ROUTE		
					4°	-	3°
Vitesse de référence				Vr (km/h)	40	50	60
PROFIL EN LONG	Déclivité maximal en rampe			$\pi m(\%)$	8		7
	Rayon en angle saillant RV(m)	Chaussée bidirec-tionnelle (Route à 2 ou 3 voies)	Minimal absolu	RVm_2	500		1600
			Minimal normal	RVN_2	1600		4500
			Valeur utilisée			10000	
	Rayon en angle rentrant RV' (m)	Minimal absolu		RVm'	700		1500
		Minimal normal		RVN'	1500		2200
		Valeur utilisée				8000	
	Rayon assurant la distance de visibilité de dépassement minimale sur route à 2 ou 3 voies			RDV (m)	2500	-	6500

(*) Le dévers minimal est 2,5% pour chaussée en béton bitumineux, 2% pour chaussée en béton de ciment.

Source : Aménagement des Routes Principale(ARP) où ICTAVRU

Tableau N°12: Valeurs géométriques du profil en long

ELEMENTS	CARACTERISTIQUES	LONGUEUR(m)	ABSCISSE(m)	Z(m)
			0.000	290.900
D1	PENTE= 0.098 %	286.308		
			286.308	291.181
PAR1	S= 296.1081 Z= 291.1854			
	R = -10000.00	39.628		
			325.936	291.141
D2	PENTE= -0.298 %	50.708		
			376.644	290.990
PAR2	S= 400.5068 Z= 290.9541			
	R = 8000.00	26.582		
			403.226	290.955
D3	PENTE= 0.034 %	126.852		
			530.079	290.998
PAR3	S= 527.3593 Z= 290.9972			
	R = 8000.00	13.868		
			543.947	291.014
D4	PENTE= 0.207 %	280.180		
			824.127	291.595
PAR4	S= 840.7141 Z= 291.6125			
	R = -8000.00	4.526		
			828.653	291.603
D5	PENTE= 0.151 %	170.655		
			999.308	291.861
LONGUEUR DE L'AXE 999.308 m				

PAR=Parabole, D=Droite, R=Rayon, S= Abscisse curviligne, Z=Cote.

5.4. Conception du profil en travers type

Elle représente la coupe transversale de la chaussée et de ses dépendances et fait ressortir l'assiette puis l'emprise de la route appartenant à la collectivité. Elle est en outre la configuration que l'ingénieur routier recherche au terme de l'aménagement en vue de dimensionner les largeurs de voies.

Les profils en travers permettent l'application des pentes type, le calcul des volumes de terrassement nécessaire à la réalisation du projet.Pour des raisons de détails recherché, nous avons imposés des profils par rapport au levé topographique en lieu et place d'une équidistance de 25 m recommandé en zone urbaine et ce, afin d'obtenir des profils au niveau des points singuliers.

Elle comporte :

- ✓ 2x1 voies de circulation de largeur 3,50 m ;
- ✓ Deux trottoirs de largeur 2m ;
- ✓ Des caniveaux latéraux.

Le profil en travers Type adopté pour notre projet se schématise comme suit :

- ✓ Circulation : 01 chaussée à double sens ;
- ✓ Largeur de la chaussée : 2x3, 50m revêtue en béton bitumineux ;
- ✓ Trottoirs de 2,00m de part et d'autre revêtu en béton bitumineux ;
- ✓ Profil en remblai, déblai ou mixte ;
- ✓ Pente transversale de 2,50% (profil en toit) en alignement droit et dans les courbes ;
- ✓ Pente de talus de remblai : 2V/3H et déblai : 1V/1H ;
- ✓ Assainissement : caniveaux ;
- ✓ Ouvrages d'arts : Dalots ;
- ✓ Protection contre l'érosion : perrés maçonnés
- ✓ Signalisation et sécurité : signalisation verticale, horizontale et glissière de sécurité ;

5.4.1. Profil en travers type en remblai

Elle s'applique en section courante et correspond aux zones de remblai. Compte tenu de la hauteur de remblai qui assure la mise hors d'eau de la structure de chaussée, aucun fossé n'est prévu dans la zone du marigot ; par ailleurs, on aménagera un caniveau où la chaussée borde les habitations.

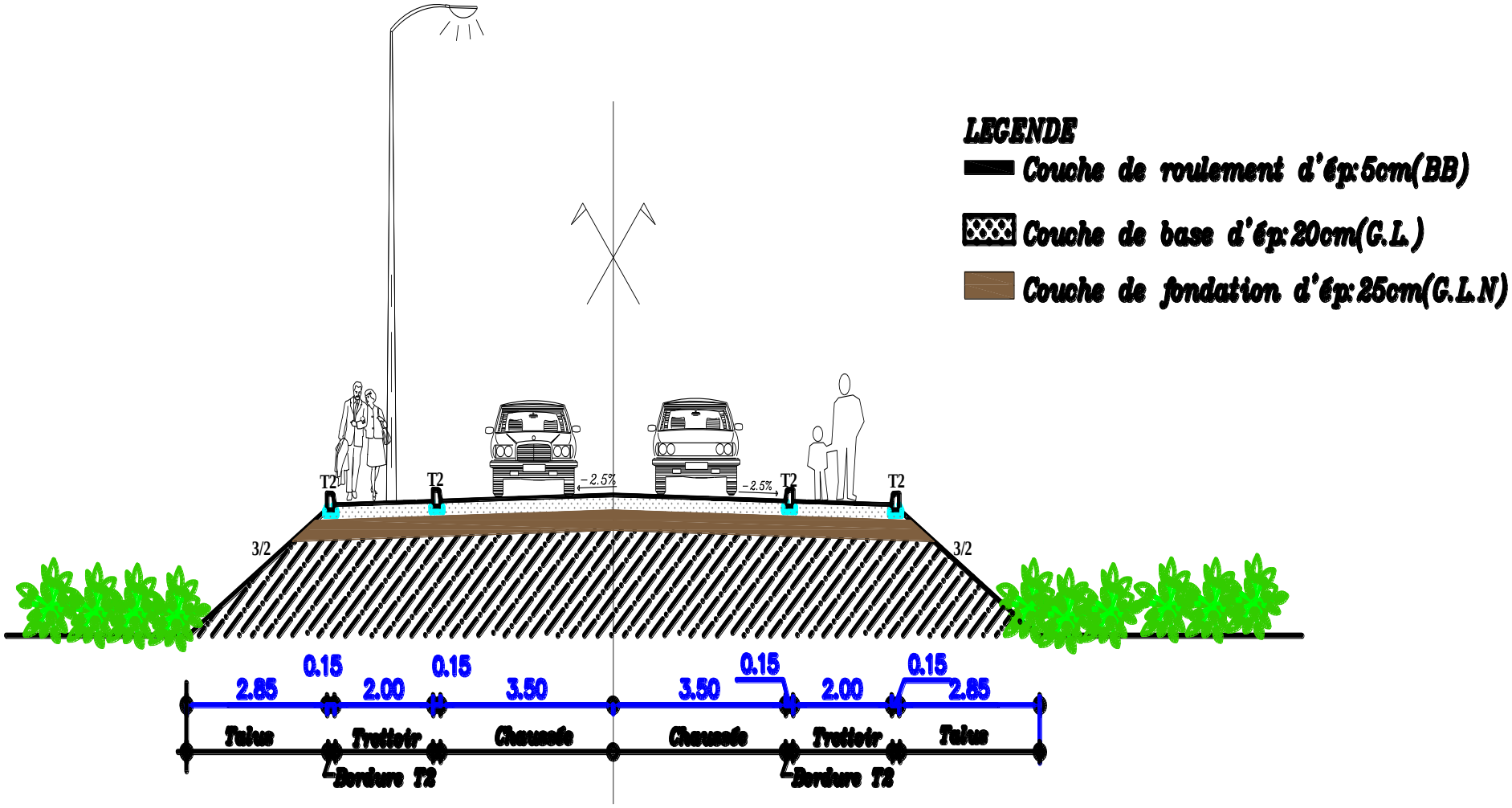


Figure N° 3 : Profil en travers type en remblai

5.4.2. Profil en travers type en déblai

Il s'applique en section courante et correspond à un profil en déblai. Un (01) caniveau latéral coté habitation est créé pour assurer le drainage des eaux de ruissellement et de la plate-forme.

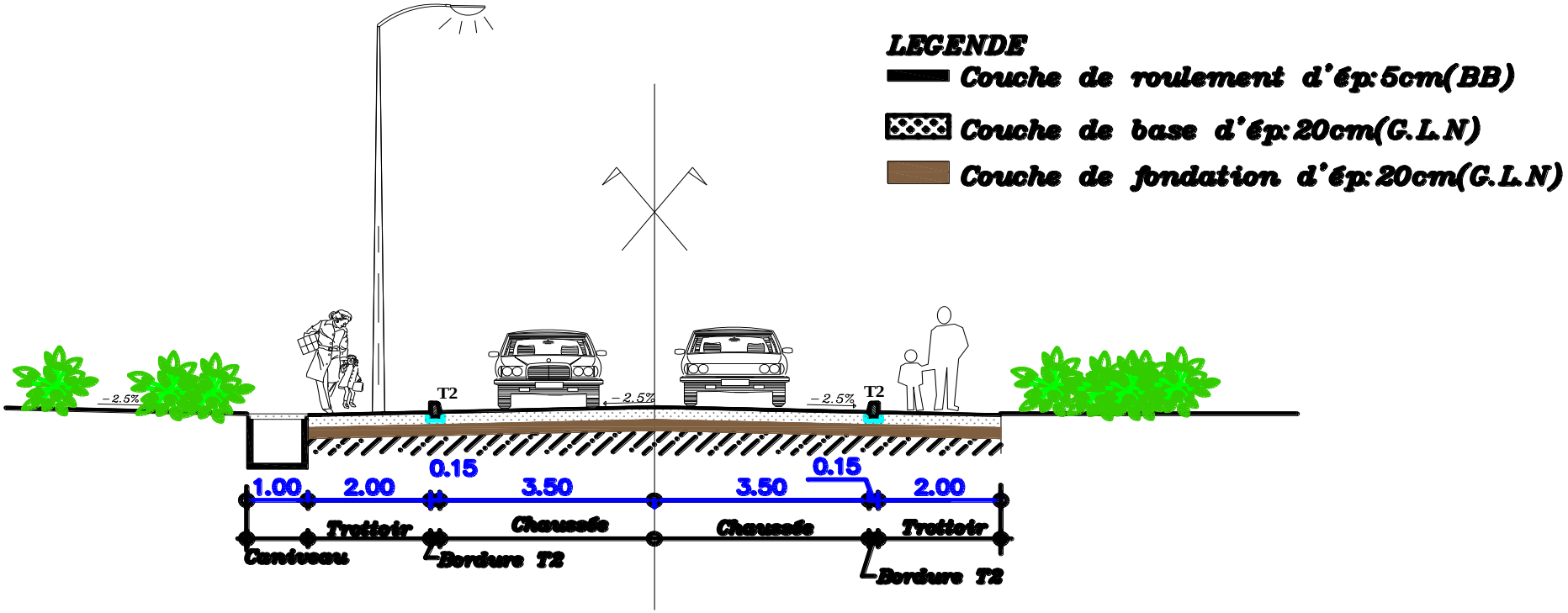


Figure N°4: Profil en travers type en déblai

5.5. Aménagement des amorces

Les amorces sont des ruelles qui se raccordent à la voie principale conduisant dans les quartiers. Elles seront bitumées sur une profondeur de 25m.

CHAPITRE VI. ETUDES STRUCTURELLES DE LA CHAUSSEE

6.1. Etude géotechnique

L'étude géotechnique a pour objet :

- ✓ La définition des caractéristiques de portance de sols d'assise de la chaussée ;
- ✓ L'identification des sites de carrière pour granulats ;
- ✓ L'étude des caractéristiques des matériaux ainsi que leur condition d'utilisation;
- ✓ L'évaluation autant que possible de la puissance de la carrière ;

La reconnaissance géotechnique du tracé a consisté tout d'abord à réaliser des sondages ou puits à ciel ouvert et à prélever des échantillons remaniés pour les essais au Laboratoire National du Bâtiment et des Travaux Publics-Ouagadougou(LNBTP).

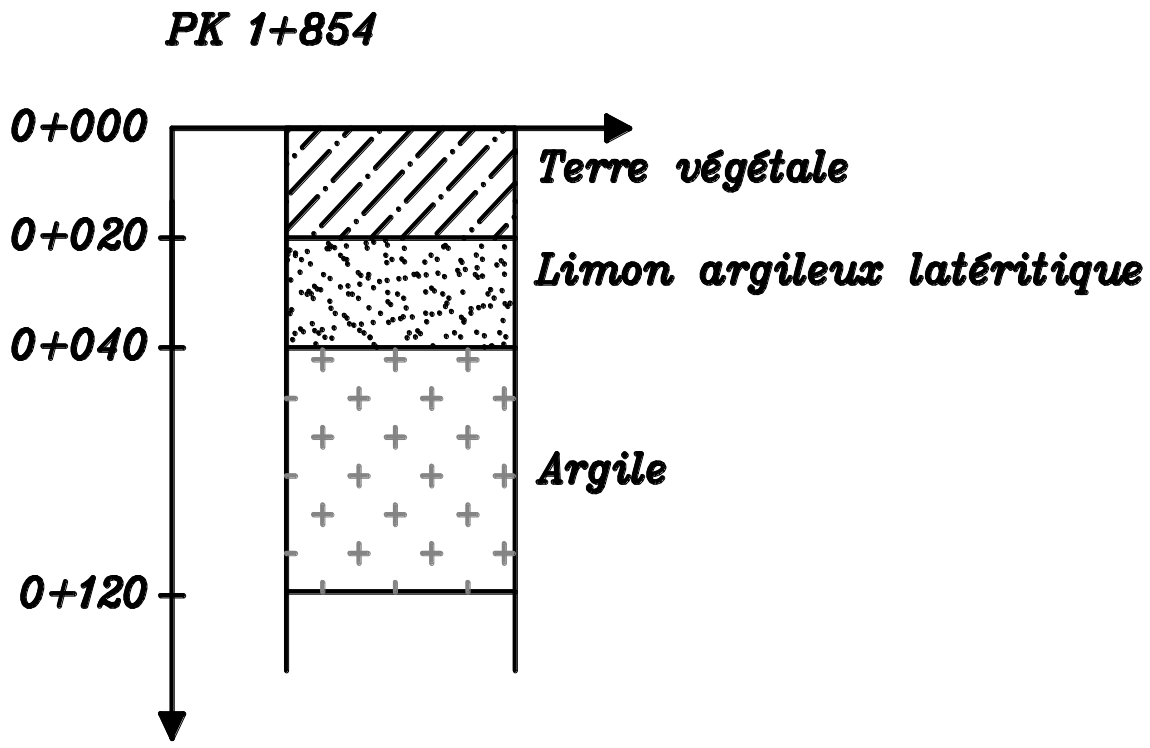


Figure N°5: Sondage de plate-forme : PK 1+854

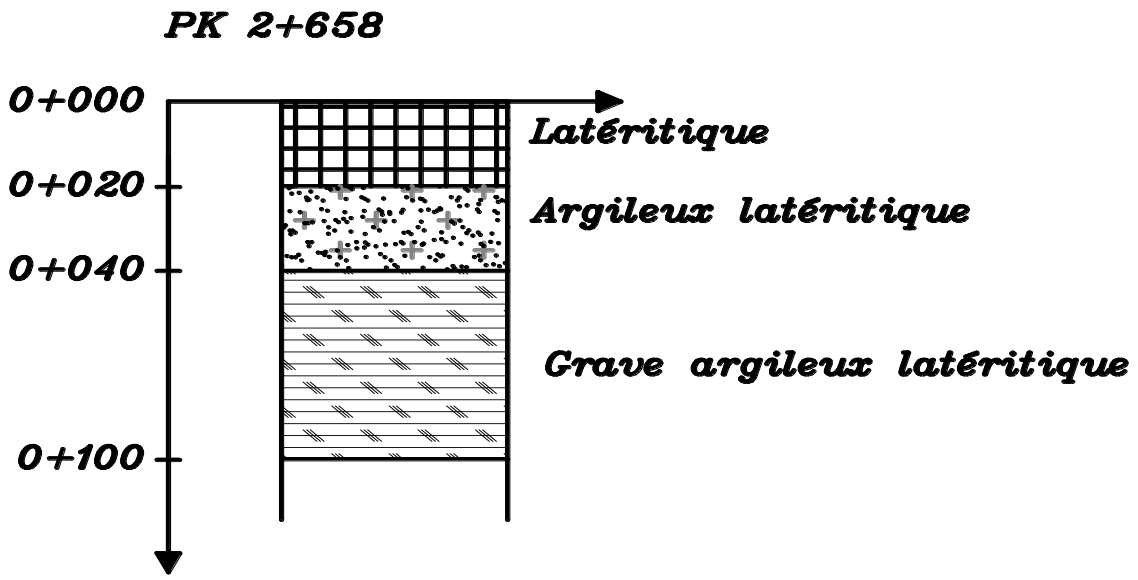


Figure N° 6: Sondage de plate-forme : PK 2+658

Pour les matériaux du corps de chaussée, des sites d'emprunts sont recherchés hors agglomération de la RN2.

Les conclusions de l'étude géotechnique n'étant pas encore disponibles, les TDR ont arrêté les hypothèses suivantes :

- **PK 1+767 à PK 2+073 → portance CBR** à **95% ≈ 5**
- **PK 2+073 à PK 2+766 →portance CBR à 95%=10**

6.2. Etude du trafic

L'étude du trafic est indispensable en vue du dimensionnement des couches de chaussée.

Le passage des véhicules impose à la chaussée des efforts par l'intermédiaire des pneumatiques et ce volet consiste donc à déterminer le volume de trafic que va supporter la route au cours de sa durée de vie.

Les termes de référence(TDR) nous donnent les résultats suivants :

- coefficient d'agressivité moyen CAM=1,04: issue de l'étude technique de ressurfaçage de la RN2
- taux d'accroissement annuel du trafic i=5%
- Trafic moyen journalier de poids lourds (PL) à l'année de comptage 2003 :T_{PL}=148
- Durée de vie n=15ans

6.2.1. Le trafic To

Il est évalué en considérant une croissance exponentielle du trafic. Pour ce faire nous actualiserons le trafic moyen journalier de la première année de comptage 2003 en 2014, année de mise en service de la route. Ainsi,

- $To=T_{PL}(1+i)^{n'}$ où :
- n' =intervalle de temps entre l'année de comptage et l'année de mise en service.
- To=Trafic à l'année de mise en service de la route des véhicules poids lourd
- N'=2014-2003=11ans
- $To=148(1+0,05)^{11} \approx 253$ PL/jr

6.2.2. Trafic équivalent « NE »

Pour le calcul des structures de chaussées, le trafic à prendre en compte doit être exprimé par le nombre cumulé d'essieux standards qui ont passé ou éventuellement qui passeront sur la future voie la plus sollicitée de la chaussée ; c'est le trafic cumulé Tn.

Ainsi, la formule à appliquer pour la détermination du trafic cumulé en essieux standard de 13 tonnes et ce, en croissance géométrique du trafic s'exprime comme suit :

- $T_n=365xTo\frac{(1+i)^n-1}{i}CAM$
- $T_{15}=365x253\frac{(1+0,05)^{15}-1}{0,05}1,04 = 2.072.380$
- $T_{15}=2.072.380=2,07210^6$

La classe Ti du trafic est déterminée à partir du trafic poids lourds et ce, en nombre cumulé de véhicules. Les classes sont définies par les limites données par le tableau ci-après :

Tableau N° 13: Classe de trafic (source : guide de CEBTP [1984])

Catégorie de trafic proposé	FORMULES D'EXPRESSION DU TRAFIC		
	1	2	3
	Nombre journalier de véhicules (véh. /jr)	Nombre cumulé de poids lourds (P.L)	Nombre cumulé d'essieux équivalents de 13T (EE 13T)
T1	$100 \leq T < 300$	$1x10^5 \leq T < 5x10^5$	$1x10^5 \leq T < 5x10^5$
T2	$300 \leq T < 1000$	$5x10^5 \leq T < 1{,}5x10^6$	$5x10^5 \leq T < 1{,}5x10^6$
T3	$1000 \leq T < 3000$	$1{,}5x10^6 \leq T < 4x10^6$	$1{,}5x10^6 \leq T < 4x10^6$
T4	$3000 \leq T < 6000$	$4x10^6 \leq T < 1x10^7$	$4x10^6 \leq T < 1x10^7$
T5	$6000 \leq T < 12000$	$1x10^7 \leq T < 2x10^7$	$1x10^7 \leq T < 2x10^7$

Ainsi, le trafic calculé ($T=2{,}072.10^6$) sont donc de classe T3.

6.3. Dimensionnement des corps de chaussée selon la méthode des abaques du CEBTP

6.3.1. Classe de portance des sols

Cinq (05) classes de sols ont été retenues, et qui correspondent à une répartition assez constante des divers types de sols rencontrés en pays tropicaux.

Ils sont fonction de leur indice CBR désigné par S1, S2, S3, S4 et S5 ci-dessous :

Tableau N°14: Module des sols de plate- forme en fonction du CBR (source CEBTP [1984])

Catégorie de sol de plate-forme	Intervalle des valeurs CBR	Module E (en MPa)
S1	CBR<5	25
S2	5<CBR<10	50
S3	10<CBR<15	75
S4	15<CBR30	150
S5	CBR>30	300

6.3.2. Pré-dimensionnement du corps de chaussée

Le Pré-dimensionnement des corps de chaussée est basé à priori sur la disponibilité des matériaux d'emprunt et plusieurs considérations entre en compte dans leurs choix.

Nous pré-dimensionnerons le corps de chaussée à l'aide du Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux. Cette étape s'en suivra par une vérification des déformations et contraintes des structures eues égard aux valeurs admissibles à partir du logiciel Alizé.

En somme :

- **PK 1+767 à PK 2+073 →T_3-S_2**
- **PK 2+073 à PK 2+766 →T_3-S_3**

Tableau N°15: Résultat des différentes variantes de structures obtenues

Profil	Variante	Différentes couches du corps de chaussée		
		Roulement	Base	Fondation
PK 1+767 à PK 2+073	1	5cm Béton bitumineux(BB)	20cm Sable argileux amélioré au ciment	25cm Graveleux Latéritique Naturel(GLN)
	2	5cm BB	20cm Graveleux Latéritique	25cm GLN
	3	4cm Béton bitumineux	15cm Grave bitume	25cm Graveleux amélioré au ciment
Choix	2	5cm BB 0/10	20cm GL 0/30	25cm GLN 0/30
PK 2+073 à PK 2+766	1	5cm BB	20cm GLN	20cm GLN
	2	5cm Béton bitumineux	20cm Sable argileux amélioré au ciment	20cm Grave amélioré au ciment
	3	4cm Béton bitumineux	15cm Grave bitume	25cm Graveleux amélioré au ciment
Choix	1	5cm BB 0/10	20cm GLN 0/30	20cm GLN 0/30

NB : La disponibilité et les coûts des matériaux ainsi que le mode de mise en œuvre ont été les facteurs prépondérants pour les choix opérés.

La chaussée est destinée à supporter les actions mécaniques des véhicules et a les reporter sur le sol, il s'avère donc indispensable de procéder à la vérification des contraintes et ce, afin de valider la structure de chaussée.

Les vérifications concernent les critères de ruptures que sont :

- la déformation verticale ε_Z à la surface du sol support et des couches non traitées ;
- la contrainte tangentielle σT à la face inférieure des couches traitées aux liants hydraulique ;
- l'allongement relatif εT à la face inférieure des couches bitumineuses.

6.3.3. Vérification de la structure à l'aide du logiciel Alizé LCPC

☞ *Hypothèse de base*

Les paramètres mécaniques à entrer dans le logiciel sont les suivants :

- l'épaisseur H ;
- le module équivalent Young R du matériau ;
- le coefficient de poisson ν du matériau ;
- 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.

☞ *Hypothèse de l'étude*

Les données du chargement standard considérées sont les suivantes :

- Trafic cumulé T3=2,07210^6 NE ;
- jumelage standard de 65 KN ;
- pression verticale : 0,6620 MPa ;
- rayon de contact : 0,1250 m ;
- entraxe jumelage : 0,3750 m.

Conformément aux hypothèses faites sur les matériaux, les modules retenus sont les suivants :

- Couche de revêtement en béton bitumineux, E=1150 MPa à 35° Celcius
- Couche de base en graveleux latéritique amélioré, E=600 MPa

- Couche de fondation en graveleux latéritique naturel, E=400 Mpa
- Plate-forme, E=50 et 75 MPa respectivement au PK 1+767- PK 2+073 au PK 2+073- PK 2+766.

NB : Le programme de calculs permet d'obtenir les contraintes et déformations dans la structure de chaussée. Les calculs sont réalisés en faisant varier les épaisseurs de couches. La structure de chaussée à retenir est celle dont les contraintes et déformations de calcul sont en dessous des valeurs admissibles et ce, en fonction du trafic et de la plate-forme.

Tableau N°16: Résultat des déformations calculées pour le tronçon PK 1+767 à PK2+073

épaiss. (m)	module (MPa)	coef. Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdéf)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdéf)	SigmaZ (MPa)
0,050	1150,0	0,350	0,000	-97,0	0,026	-14,0	0,657
	collé		0,050	-54,8	0,214	382,8	0,611
0,200	600,0	0,350	0,050	-54,8	0,130	686,2	0,611
	collé		0,250	-192,6	-0,078	321,7	0,149
0,250	400,0	0,350	0,250	-192,6	-0,028	399,2	0,149
	collé		0,500	-270,7	-0,139	306,2	0,032
infini	50,0	0,350	0,500	-270,7	-0,002	657,5	0,032

Tableau N°17 : Résultat des déformations calculées pour le tronçon PK 2+073+PK 2+766

épaiss. (m)	module (MPa)	coef. Poisson	Zcalcul (m)	EpsT (µdéf)	SigmaT (MPa)	EpsZ (µdéf)	SigmaZ (MPa)
0,050	1150,0	0,350	0,000	-110,5	0,000	-3,4	0,658
	collé		0,050	-64,2	0,199	392,4	0,611
0,200	600,0	0,350	0,050	-64,2	0,122	695,6	0,611
	collé		0,250	-200,0	-0,085	326,5	0,147
0,200	400,0	0,350	0,250	-200,0	-0,034	402,9	0,147
	collé		0,450	-268,6	-0,127	317,2	0,046
infini	75,0	0,350	0,450	-268,6	-0,004	629,5	0,046

La contrainte verticale admissible est donnée par la formule suivante :

$\sigma t\ adm = (\frac{NE}{10^6})^b xKrxKcxKdxKsx\sigma 6$ Avec :

$\sigma 6 = 0{,}40MPa; Kr = 0{,}746; Kd = 1; Kc = 1{,}5; Ks = 0{,}90; b = -0{,}09$ Où :

- $\sigma 6 = Niveau\ de\ déformation\ correspondant$ à 10^6cycles de chargement ;
- $NE = Nombre$ d'essieux équivalents calculés à partir du trafic cumulé et du coefficient d'agressivité (CAM) ;
- $b = Pente\ de\ la\ droite\ de\ fatigue$;
- $Kc = Coefficient\ de\ calage$;
- $Kr = Coefficient\ de\ risque$;
- $Kd = Coefficient\ de\ discontinuité$;
- $Ks = Coefficient\ de\ plate - forme$.

Tableau N°18: Résultat des valeurs admissibles des déformations

EpsiT. ($\mu déf$)	161,60
EpsiZ ($\mu déf$)	475,30
$\sigma t\ adm(MPa)$	0,38

<u>Conclusion</u> : Les résultats obtenus sont largement inférieurs aux valeurs admissibles, cela sous-entend que les couches constituant le corps de chaussée sont en mesure de supporter les sollicitations des véhicules qui lui sont soumises ; pour ce faire, les valeurs ci –dessus sont adoptées.

CHAPITRE VII. SIGNALISATION – ET SECURITE ROUTIERE

7.1. Signalisation routière

La construction routière nécessite un certain nombre de précautions à prendre pendant et après la réalisation du projet routier afin de garantir la sécurité des usagers (véhicules, piétons, 2 roues …).

Elle a pour objet :

- de renseigner à l'usager le mode d'usage de la route ;
- d'indiquer et de rappeler les diverses prescriptions particulière.

On distingue principalement deux (02) types de signalisation à savoir :

- La signalisation horizontale ;
- La signalisation verticale.

7.1.1. La signalisation horizontale

Elle caractérise l'ensemble des marquages conventionnels réalisés sur la chaussée. Elle renseigne sans ambiguïté les parties de la chaussée réservées aux différents sens de circulation, aux catégories d'usagers et de la conduite que doivent observer les usagers de la route.

Les marquages que nous prévoyons sont :

- longitudinal (ligne d'axe et de rive de chaussée) ;
- transversal (ligne complémentaire des panneaux « stop » et de « cédez le passage » ;
- les flèches de direction et de sélection ;
- les passages cloutés à l'approche des zones d'infrastructures publiques.

7.1.2. La signalisation verticale

Elle regroupe l'ensemble des panneaux et les balises.

Pour notre projet, cinq (05) types de panneaux seront utilisés pour cette signalisation. Ce sont :

- les panneaux de danger de type A : indiquent les traversées piétonnes ;
- les panneaux de type AB : pour la signalisation des intersections et de priorité ;

- les panneaux de type D : pour la signalisation de direction ;
- les panneaux de type C : pour les diverses indications ;

7.2. Sécurité routière

Les exigences assignées à ce volet ne s'expriment pas sous une forme simple mais doivent prendre en considérations tous les aspects de fonctionnement et disfonctionnement des systèmes élémentaires, homme, véhicule, environnement (shve). Pour cela, il faut tenir compte des exigences ci-dessous :

- de visibilité ;
- de lisibilité ;
- de l'adéquation aux contraintes dynamiques des véhicules ;
- de la limitation de gravité des chocs.

Aussi, l'aménagement de la voie pour jouer pleinement son rôle devrait générer le minimum d'accident possible. Ainsi, cela conduit à la formulation des exigences ci-dessous :

- la prévision de garde-corps pour l'ouvrage de drainage N°1 ;
- la prévision de guide- roue sur l'ouvrage de drainage N°2 ;
- des bordures de type T2 le long de la chaussée des trottoirs.

CHAPITRE VIII. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE

L'évaluation environnementale est un ensemble de processus qui visent la prise en compte de l'environnement dans la planification des opérations du projet. Elle a pour objectif principale la protection de l'environnement et la conservation des milieux de vie en assurant toute fois le développement.

Ainsi, la législation au BURKINA FASO se réfère aux lois et aux différents règlements suivants :

- loi N° :005/97/ADP du 30Janvier 1997 portant Code de l'Environnement au BURKINA FASO ;
- décret N°97-110/PRES du 17 Mars portant promulgation de la loi N°005/97ADP du 30janvier 1997 relative aux études et aux notices s d'impact sur l'environnement ;
- décret N° :2001-342/PRES/PM/MEE portant champ d'application, contenu et procédure de l'étude et de la notice d'impact sur l'environnement ;
- loi N°006/97/ADP du 31 janvier 1997 portant Code forestier au BURKINA FASO ;
- décret N°11/PRES du 17 Mars 1997 portant promulgation de ladite loi relative à la protection des forêts ;
- loi N°023/97/II/AN du 22 Octobre 1997 portant Code Minier du BURKINA FASO, relative à la préservation de l'environnement ;
- arrêté conjoint N°2003-008/MITH/MECV/MASSN portant création, d'une Cellule de Gestion Environnementale et Social (CGSES) qui en son chapitre 1, article 3 défini les missions de la cellule de Gestion Environnementale et Sociale.

En faisant allusion au décret N°2001-342/PRES/PM/MEE adopté le 17 juillet 2001, portant contenu, procédure et champ d'application de l'Etude d'Impact sur l'Environnement(E I E) et de la Notice d'Impact sur l'Environnement (N I E), le projet de construction de l'échangeur du Nord est assujetti à l'Etude d'Impact sur l'Environnement.

Il sera question dans ce chapitre d'identifier les effets négatifs et positifs que produiront le projet sur l'environnement mais aussi de proposer les mesures d'atténuations pour pallier aux impacts négatifs.

8.1. Impacts négatifs

Les actions suivantes traduisent les impacts négatifs du projet :

- la pollution de l'air par la poussière et la fumée d'engins de terrassement qui est à l'origine des maladies respiratoires ;
- la destruction des sols dans les zones d'emprunts et de carrière ;
- la pollution des sols et des eaux par les déchets solides et liquides de chantier ;
- la nuisance sonore chez les riverains ;
- la perturbation et les risques d'accidents pendant l'exécution des travaux ;
- Le dégagement de tous obstacles sur l'emprise du projet ;
- le risque de propagation des IST et les VIH/SIDA.

8.2. Impacts positifs

Les actions suivantes traduisent les impacts positifs du projet

- la fluidité et la décongestion de la circulation ;
- la création d'emplois ;
- la stimulation des activités génératrices de revenus (AGR) le long du tronçon ;
- l'amélioration des conditions de vie des populations riveraines par l'assainissement de la zone ;
- réduction des risques d'inondation.

8.3. Mesures d'atténuations des impacts négatifs du projet

- Pollution de l'air : arrosage régulier du site ;
- Destruction des sols : remise en état des zones d'emprunts et carrière ;
- Pollution des sols : dépollution des sols ;
- Nuisance sonore : éviter le déplacement des engins hors des emprises définies par le plan de circulation, éviter également la circulation des engins lourds en dehors des heures normales de travail ;
- Problème de sécurité : campagne d'information, de sensibilisation et de communication sur le déroulement des travaux. Assurer la signalisation provisoire, imposer une limite de circulation des engins de chantier ;
- Santé : mener des campagnes de sensibilisation pour le personnel de chantier et les riverains sur les IST et les VIH/SIDA.

CHAPITRE VIX. AVANT- METRE ET ESTIMATION DU COUT DE PROJET

La nécessité de l'estimation de la valeur du coût du projet est d'autant plus importante et ce, pour :

- Le maître d'ouvrage :
  - connaître le coût du projet qu'il a l'intention de réaliser à fin de juger de son opportunité en fonction de ses moyens financiers.
- L'entreprise :
  - l'évaluation du coût du projet est indispensable pour une soumission en toute connaissance de cause afin de faire une proposition convenable susceptible de la placer en bonne position.

Les travaux prévus pour être exécutés sont décomposés en plusieurs postes de travaux regroupés comme suit :

- l'installation générale de chantier ;
- les travaux préliminaires et terrassement généraux ;
- les travaux de chaussée ;
- l'assainissement et drainage ;
- la sécurité et la signalisation routière.

Les avant -métrés de ces différentes postes de travaux sont effectués en prenant en compte :

- les différents travaux d'installation de base de l'entreprise ainsi que des sujétions d'amenée et de repli de matériel de chantier ;
- les propositions d'aménagement issu de l'étude hydraulique et structurelle de la chaussée ;
- la disposition sécuritaire issue de l'étude signalisation et sécurité routière.

La présente estimation du coût du projet des travaux de construction et de bitumage de la voie de délestage dans le cadre de construction de l'échangeur du Nord à Ouagadougou prend en compte la fourniture et la pose des matériaux nécessaires à la réalisation du projet.

La synthèse de l'avant- métré et de l'estimation du coût de projet est présentée en annexe 6.

Le coût total du projet s'élève ainsi à **Cinq cent trente et un million quatre cent soixante-trois mille six cent quarante-quatre (531 463 644) Francs CFA toutes taxes comprises (TTC).**

CONCLUSION

Les différentes études effectuées dans le cadre de « l'Etude technique détaillées de la voie de délestage de l'échangeur du Nord à Ouagadougou : Tronçon 3 : PK 1+767 à PK 2+766», ont abouti à la proposition d'infrastructures répondant aux normes prescrites dans les termes de référence.

L'élaboration de ce projet nous a permis à travers les démarches d'une étude technique et détaillée de mettre en application les connaissances acquises tant en théorie qu'en pratique en vue de proposer un projet réaliste, facilement réalisable et à moindre coût d'exécution.

Le coût global du projet est estimé à cinq cent trente et un millions quatre cent soixante-trois mille six cent quarante-quatre (531 463 644) Francs CFA toutes taxes comprises (TTC).

Néanmoins, ce travail ne s'est pas fait sans difficultés. Les principales ont été les manques de données suffisantes pour mener à bien l'étude.

Enfin, ce projet était d'un grand intérêt car ça nous aura permis d'une part de tirer profit de l'expérience des personnes ressources du domaine et d'autre part de mieux asseoir les connaissances en matière d'étude d'aménagement routier et de se rendre compte des difficultés.

BIBLIOGRAPHIE

1. Manuel 1 FAO Numéro 54 ; Crues et apports : 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, 224p.
2. Aménagement des Routes Principales(ARP)
3. Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux CEBTP, édition 1980 du Ministère de la Coopération Française, 155p.
4. BAEL 91 modifiée 99 et DTU associés ;
5. Dr Harouna KARAMBIRI(2010).polycopié du cours d'hydrologie
6. « Formulaire des cadres simples pour le calcul des grandeurs statiques »KLEINLOGEL
7. Fascicule 61 du CPC (Conception Calcul et épreuves des ouvrages d'Arts)
8. ING. Bakary HEMA(2012), Note de cours de pont et ouvrages d'arts, Master 2,
9. Dr. Paulin KOUASSI(2010), Cours d'Aménagement Routier, 91p.
10. Nguyen VAN TUU, Bernard LEMOINE, Jacques POUPLARD. Hydraulique Routière ; Ministère de la coopération et du développement de la République Française : [BCEOM, 1981] ,347p.

ANNEXES

Annexe N°1 : Bassins Versants 44

Annexe N° 2 : Etudes Hydrologiques 46

Annexe N° 3 : Etudes Hydrauliques 59

Annexe N°4 : Note de calcul des dalots cadres 63

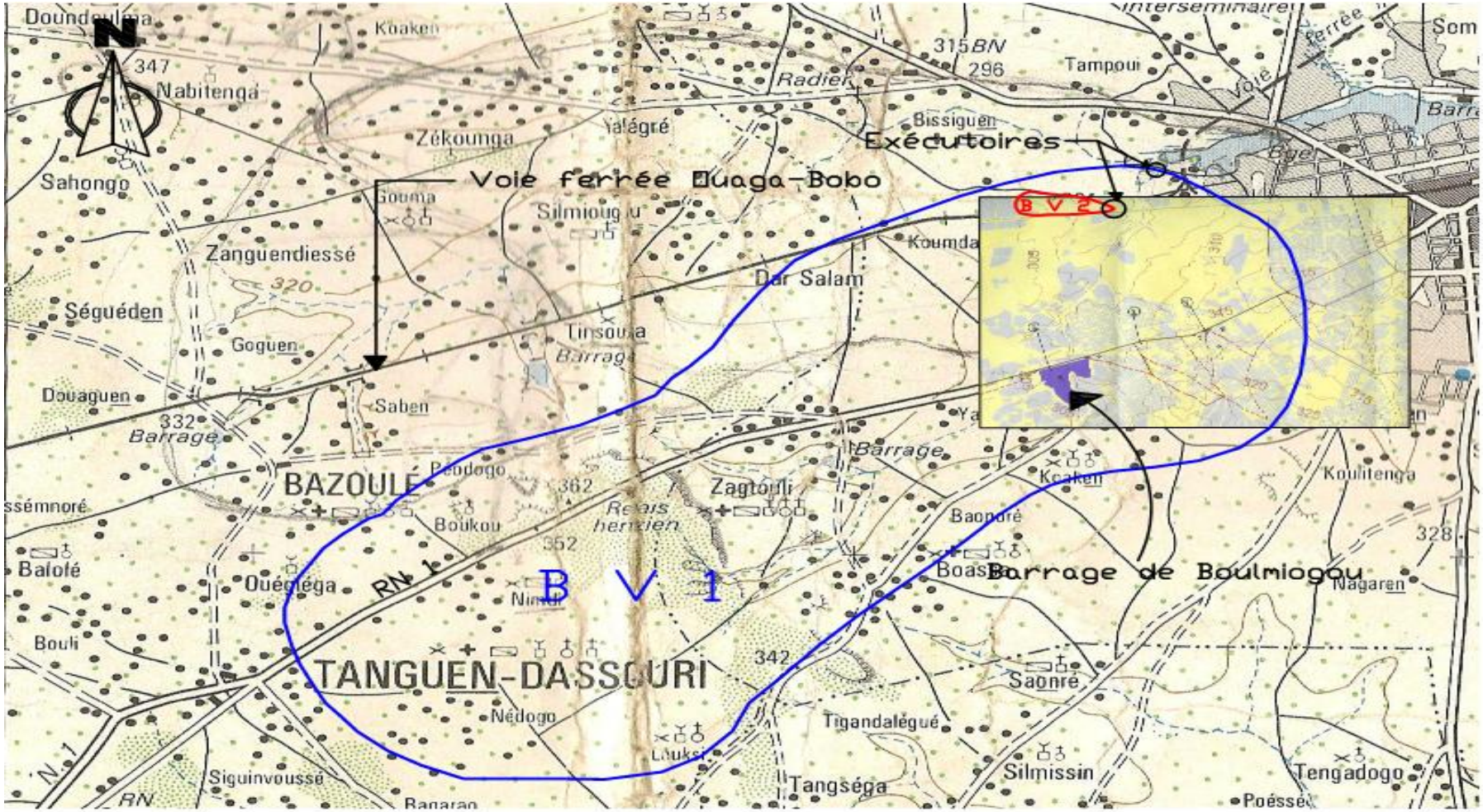
Annexe N° 5: Etudes structurelles de la chaussée 119

Annexe N° 6 : Avant Métré 121

Annexe N°7 : Plans d'exécutions 126

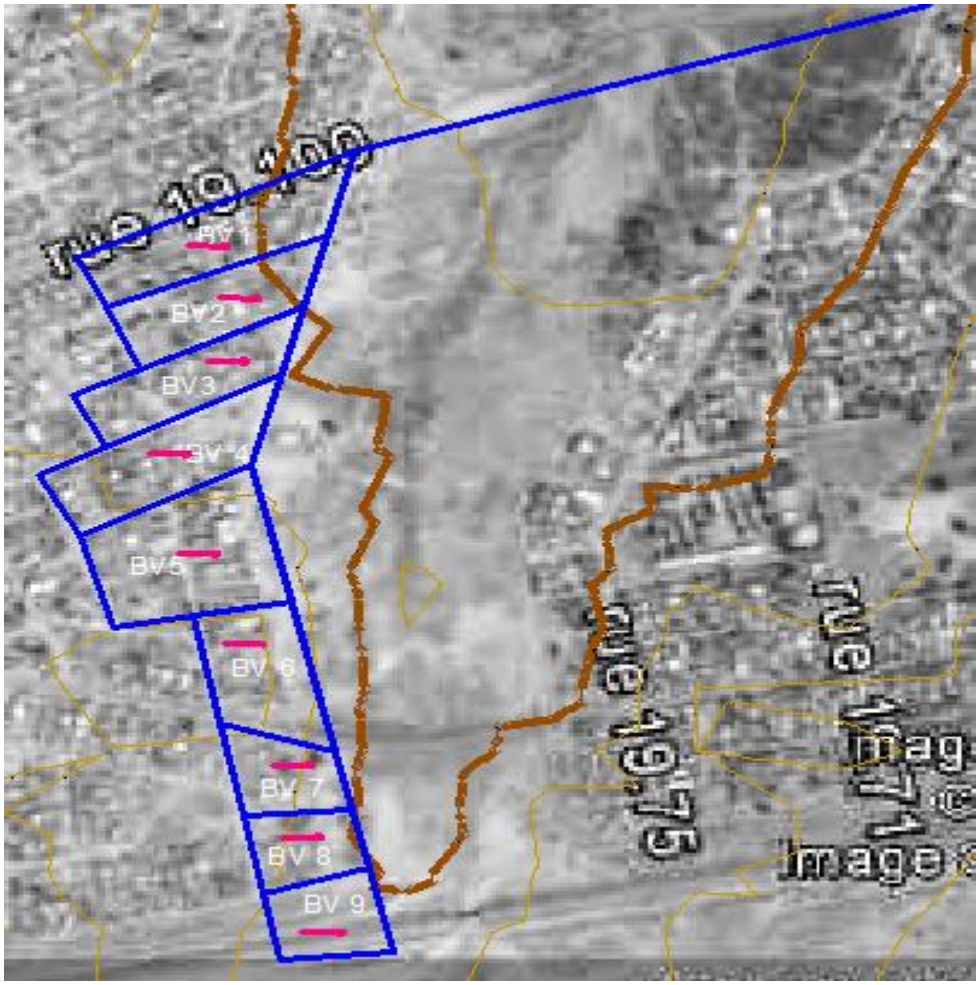
Annexe N°1 : Bassins Versants

☞ Bassins versants des ouvrages de drainages



Echelle : 1/200000è

- Bassins versants des ouvrages d'assainissement



Annexe N° 2 : Etudes Hydrologiques

Nous disposons des données pluviométriques journalières maximales de la ville de **Ouagadougou de 1953 à 2008 (n=56 ans);** confer tableau ci-dessous :

Tableau A1: Précipitations journalière maximale

Année	Pluie journalière maximale	Année	Pluie journalière maximale	Année	Pluie journalière maximale	Année	Pluie journalière maximale
1953	120,5	1967	56,1	1981	61,5	1995	73,1
1954	52,5	1968	40,2	1982	37,1	1996	70,3
1955	57,2	1969	102,7	1983	63,3	1997	45,2
1956	77,1	1970	89,6	1984	42,8	1998	72,4
1957	109,7	1971	89,8	1985	50,4	1999	66
1958	52,2	1972	59,9	1986	47,2	2000	58,6
1959	91,2	1973	59	1987	75,6	2001	49,8
1960	52,8	1974	60,5	1988	64,2	2002	58,1
1961	72,1	1975	65,6	1989	74,9	2003	62,1
1962	93,6	1976	82,7	1990	55	2004	55,1
1963	58,4	1977	58,6	1991	105,2	2005	75,7
1964	57,3	1978	68,5	1992	53,9	2006	51,5
1965	62,4	1979	46,5	1993	54	2007	116,7
1966	42,7	1980	45,7	1994	58,2	2008	58,4

Avant d'utiliser les données mises à notre disposition nous devons vérifier l'homogénéité de ces données. Nous utiliserons donc à cet effet la méthode de la moyenne mobile afin de détecter les périodes douteuses.

Tableau A2 : Récapitulatif de la moyenne mobile (Pluie journalière maximale)

Année	Pluie journalière max	Moyenne	Moy.Mob.5ans	Moy.Mob.11ans	Moy.Mob.25ans
1953	120,5	65,74			
1954	52,5	65,74			
1955	57,2	65,74	83,40		
1956	77,1	65,74	69,74		
1957	109,7	65,74	77,48		
1958	52,2	65,74	76,60	76,12	
1959	91,2	65,74	75,60	70,37	
1960	52,8	65,74	72,38	71,27	
1961	72,1	65,74	73,62	69,95	
1962	93,6	65,74	66,84	68,05	
1963	58,4	65,74	68,76	61,73	
1964	57,3	65,74	62,88	66,32	
1965	62,4	65,74	55,38	66,17	70,58
1966	42,7	65,74	51,74	69,54	68,50
1967	56,1	65,74	60,82	68,43	68,26
1968	40,2	65,74	66,26	65,28	67,80
1969	102,7	65,74	75,68	65,47	67,17
1970	89,6	65,74	76,44	66,23	64,27
1971	89,8	65,74	80,20	68,07	64,71
1972	59,9	65,74	71,76	69,52	62,78
1973	59	65,74	66,96	70,65	62,68
1974	60,5	65,74	65,54	71,22	61,68
1975	65,6	65,74	65,28	66,04	60,96
1976	82,7	65,74	67,18	63,48	61,20
1977	58,6	65,74	64,38	58,69	61,90
1978	68,5	65,74	60,40	59,00	61,60
1979	46,5	65,74	56,16	57,53	64,10
1980	45,7	65,74	51,86	56,61	64,02

Année	Pluie journalière max	Moyenne	Moy.Mob.5ans	Moy.Mob.11ans	Moy.Mob.25ans
1981	61,5	65,74	50,82	54,94	64,57
1982	37,1	65,74	50,08	54,29	62,79
1983	63,3	65,74	51,02	54,80	62,13
1984	42,8	65,74	48,16	55,38	61,35
1985	50,4	65,74	55,86	56,15	60,76
1986	47,2	65,74	56,04	61,56	61,30
1987	75,6	65,74	62,46	60,87	61,52
1988	64,2	65,74	63,38	62,41	61,24
1989	74,9	65,74	74,98	61,95	59,92
1990	55	65,74	70,64	64,70	59,90
1991	105,2	65,74	68,60	66,51	59,64
1992	53,9	65,74	65,26	66,33	59,99
1993	54	65,74	68,88	66,04	61,19
1994	58,2	65,74	61,90	66,20	60,79
1995	73,1	65,74	60,16	64,72	63,97
1996	70,3	65,74	63,84	64,25	63,78
1997	45,2	65,74	65,40	59,96	
1998	72,4	65,74	62,50	60,71	
1999	66	65,74	58,40	60,81	
2000	58,6	65,74	60,98	62,40	
2001	49,8	65,74	58,92	60,44	
2002	58,1	65,74	56,74	64,65	
2003	62,1	65,74	60,16	65,85	
2004	55,1	65,74	60,50		
2005	75,7	65,74	72,22		
2006	51,5	65,74	71,48		
2007	116,7	65,74			
2008	58,4	65,74			

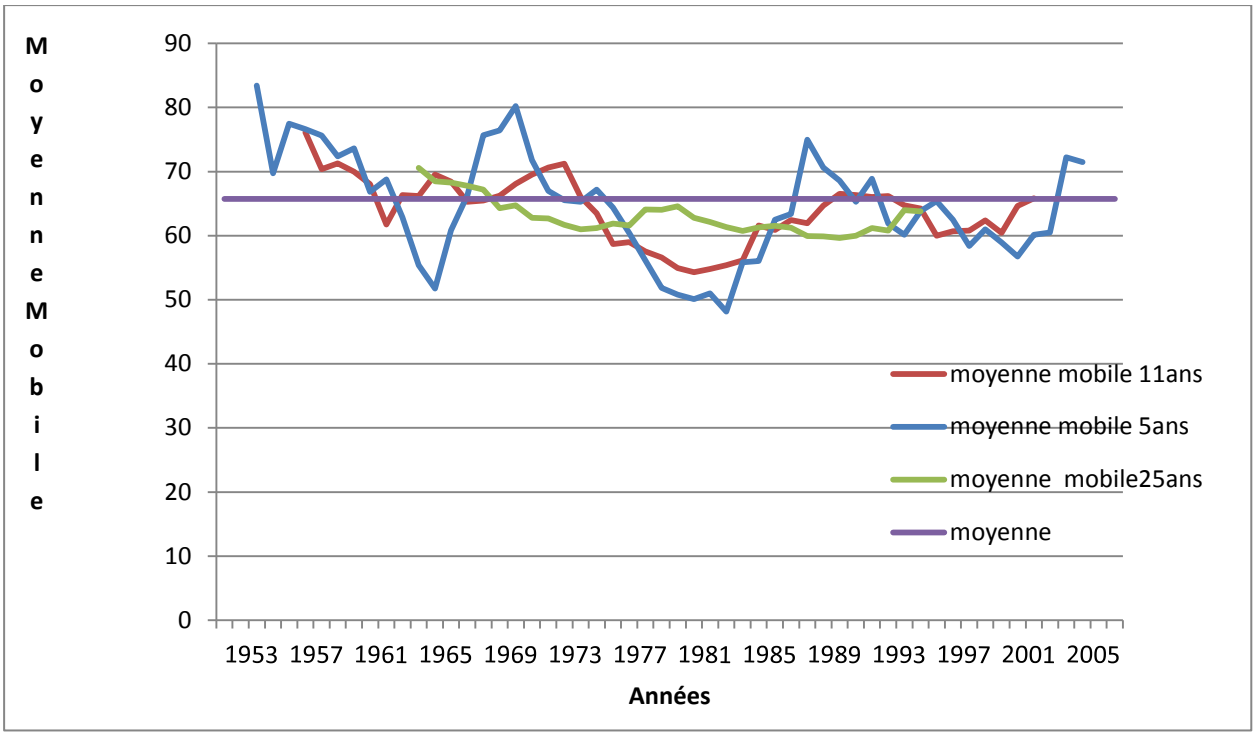


Figure A1 : Moyenne mobile de 5,11 et 25 ans

- *Analyse et interprétation du graphique*

La courbe de la moyenne mobile 25 ans est proche de la moyenne. Nous pouvons donc conclure que les données sont fiables d'autant que nous ne détectons pas de périodes douteuses.

- *Les paramètres descriptifs de l'échantillon*

- Moyenne= 65,74mm
- Ecart-type= 19,26 *mm*
- Coefficient de variation= 29,29%
- Pluie mini=37 ,1mm
- Pluie maximale=120,5 mm

- *Histogrammes des fréquences*

Pour le tracé de l'histogramme, nous avons considéré comme taille des classes environ 10% de l'écart maximal entre la pluie minimale et la pluie maximale. L'écart nous donne 8,32 mais nous adoptons 10.

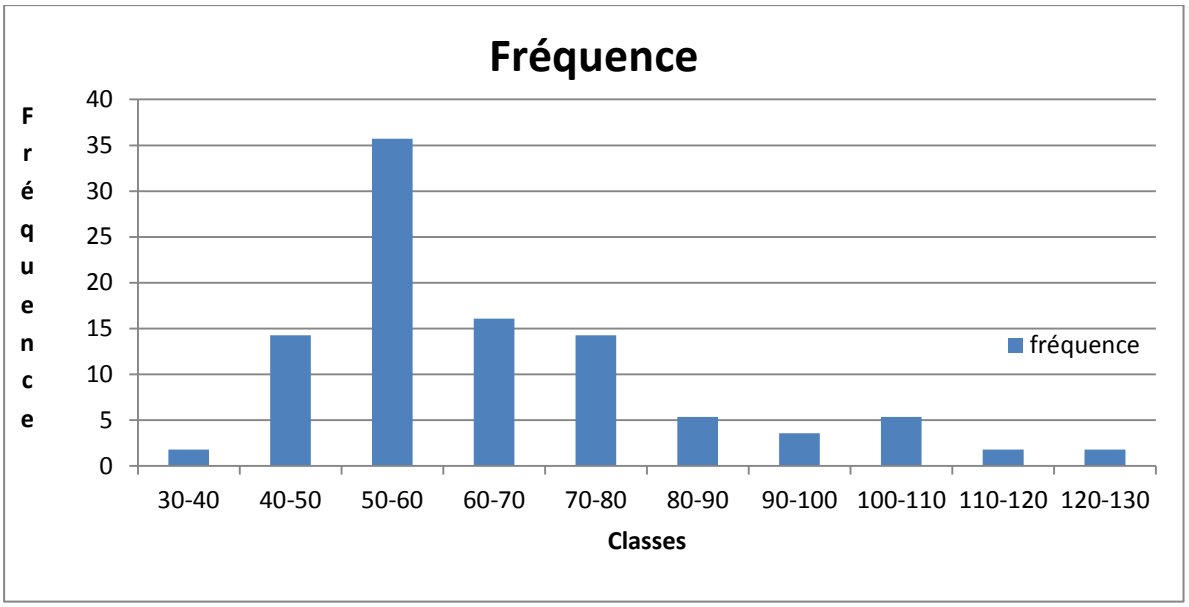


Figure A2 : Histogramme des fréquences (pluies journalières)

De l'analyse des données, nous avons une(01) classe modale [50-60] ; le mode est la valeur centrale de cette classe. Nous convenons donc de prendre Mo=55mm.

L'histogramme nous a permis de tracer la courbe des fréquences en prenant les centres de classe en abscisse et les fréquences relatives en ordonnée.

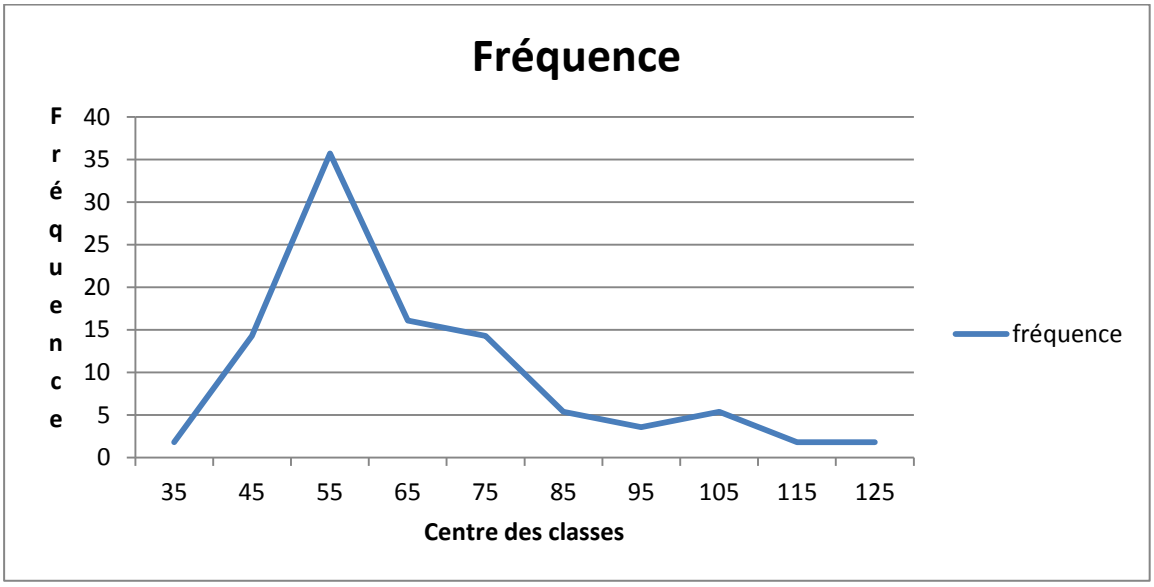


Figure A3 : Fréquence relative

NB : Elle présente plusieurs cloches et est assymétrique. De plus, la valeur du mode de distribution (55mm) est différente de la moyenne (65,74mm).

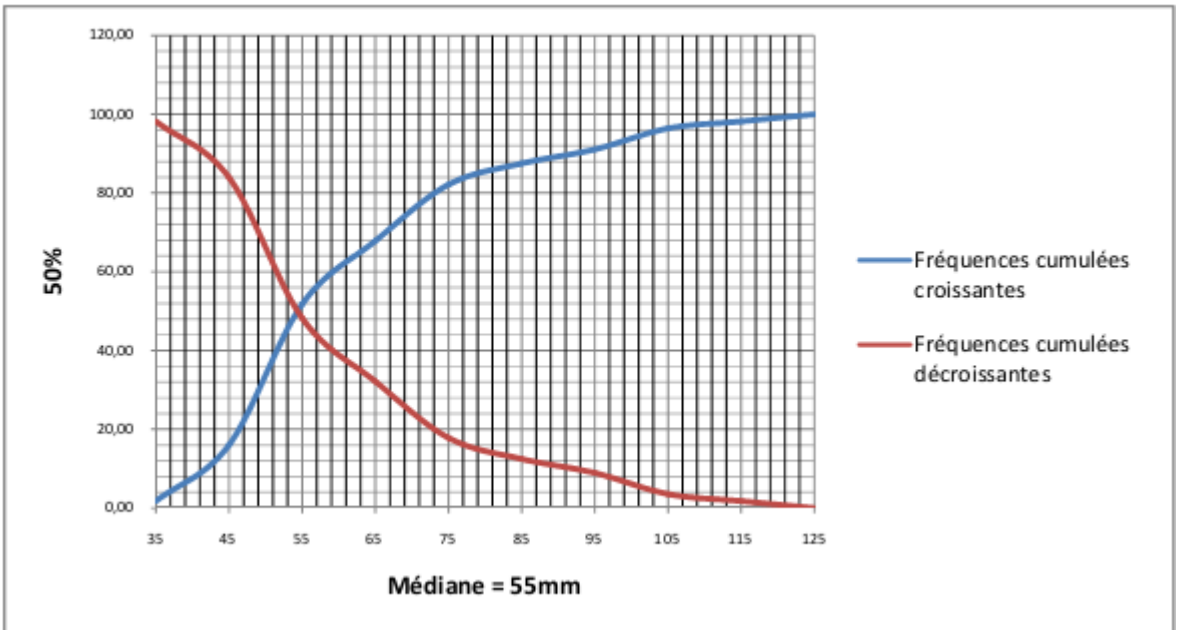


Figure A4 : Fréquences croissantes et fréquences cumulées décroissantes

La valeur de la médiane est de 55mm.

Remarque : La valeur de la médiane est comprise entre la moyenne et le mode. On peut donc procéder à l'ajustement par la loi de Gumbel .Nous utiliserons en plus de cette loi, la loi de probabilité de Weibull.

Ainsi, la fonction de répartition F*(x_i) est : $F^*(x_i) = \frac{i}{n+1}$ avec i : le rang de la pluie xi et n la taille de l'échantillon.

La variable réduite de Gumbel est $Ui = -Ln\ \ -Ln\ F^*\ xi$.

Tableau A3 : Résultat de synthèse

Rangs	Pluies	Fréquence de non dépassement	variable réduite de Gumbel Ui
1	37,1	0,02	-1,40
2	40,2	0,04	-1,21
3	42,7	0,05	-1,08
4	42,8	0,07	-0,98
5	45,2	0,09	-0,89
6	45,7	0,11	-0,81
7	46,5	0,12	-0,74
8	47,2	0,14	-0,67
9	49,8	0,16	-0,61
10	50,4	0,18	-0,55
11	51,5	0,19	-0,50
12	52,5	0,21	-0,44
13	52,5	0,23	-0,39
14	52,8	0,25	-0,34
15	53,9	0,26	-0,29
16	54	0,28	-0,24
17	55	0,30	-0,19
18	55,1	0,32	-0,14
19	56,1	0,33	-0,09
20	57,3	0,35	-0,05
21	57,5	0,37	0,00
22	58,1	0,39	0,05
23	58,2	0,40	0,10
24	58,4	0,42	0,15
25	58,4	0,44	0,19
26	58,6	0,46	0,24
27	58,6	0,47	0,29
28	59	0,49	0,34
29	59,9	0,51	0,39

Rangs	Pluies	Fréquence de non dépassement	variable réduite de Gumbel Ui
30	60,5	0,53	0,44
31	61,5	0,54	0,50
32	62,1	0,56	0,55
33	62,4	0,58	0,60
34	63,3	0,60	0,66
35	64,2	0,61	0,72
36	65,6	0,63	0,78
37	66	0,65	0,84
38	67,5	0,67	0,90
39	70,3	0,68	0,97
40	72,1	0,70	1,04
41	72,4	0,72	1,11
42	73,1	0,74	1,19
43	74,9	0,75	1,27
44	75,6	0,77	1,35
45	75,7	0,79	1,44
46	77,1	0,81	1,54
47	82,7	0,82	1,65
48	89,6	0,84	1,76
49	89,8	0,86	1,89
50	91,2	0,88	2,03
51	93,6	0,89	2,20
52	102,7	0,91	2,39
53	105,2	0,93	2,62
54	109,7	0,95	2,92
55	116,7	0,96	3,33
56	120,5	0,98	4,03

- *Ajustement de la loi de Gumbel de manière graphique*
- *Détermination des paramètres de la loi de Gumbel (mode(x0) et le paramètre d'échelle(s).*

La détermination des paramètres par le calcul utilise la méthode de Gumbel (méthode des moindres rectangles)

Méthode de Gumbel

$\begin{matrix} X_o = X - \alpha_n S \\ S = \beta_n S \end{matrix}$ dans notre cas, on a : $\begin{matrix} X_o = X - \alpha_{56} S \\ S = \beta_{56} S \end{matrix}$ donc $\begin{matrix} X_o = 56{,}6 \\ S = 16{,}49 \end{matrix}$

Construction de la bande de confiance

Les éléments de construction de la bande de confiance pour α =95% →k=1,96

Tableau A4 : Synthèse de la bande de confiance à 95%

Fi	B(Fi)	Ui	mi=x0+ui*s	σi	Δxi= σi*1,96	Borne inf mi-Δxi	Borne Sup mi+Δxi
0,05	1,46	-1,0971887	38,4988244	3,21872815	6,30870717	32,1901172	44,8075316
0,1	1,3	-0,834032445	42,8403179	2,86599082	5,617342	37,2229759	48,4576599
0,2	1,24	-0,475884995	48,748955	2,73371432	5,35808006	43,3908749	54,107035
0,5	1,44	0,366512921	62,6466488	3,17463598	6,22228652	56,4243623	68,8689353
0,7	1,84	1,030930433	73,6080614	4,05647931	7,95069944	65,657362	81,5587609
0,8	2,24	1,499939987	81,3456769	4,93832264	9,67911237	71,6665646	91,0247893
0,9	3,16	2,250367327	93,7260606	6,96656229	13,6544621	80,0715985	107,380523
0,95	4,46	2,970195249	105,601622	9,83255311	19,2718041	86,3298178	124,873426
0,98	7,08	3,901938658	120,973318	15,6086269	30,5929087	90,3804091	151,566227

Avec : $\begin{matrix} m_i = X_o + u_i . S \\ \sigma_i = \frac{S}{n} B(Fi) \end{matrix}$, $\Delta X_i = k_\alpha \sigma_i$ et $\begin{matrix} \text{Borne inf} = m_i - \Delta X_i \\ \text{Borne sup} = m_i + \Delta X_i \end{matrix}$

Le graphique rapporte que l'ajustement par la loi de Gumbel est approprié, car tous les points sont dans la bande de confiance.

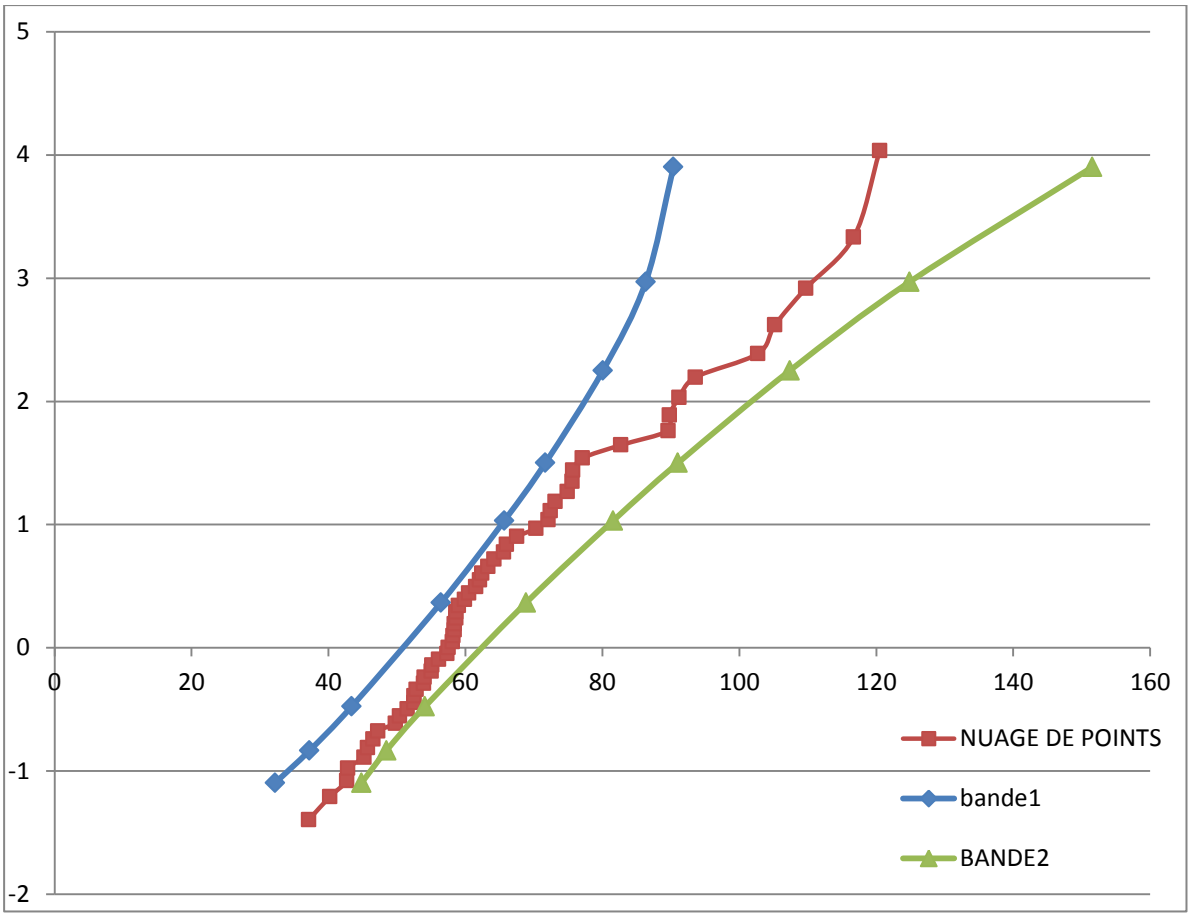


Figure A5 : Courbe de Gumbel

Calcul des quantiles

Année décennale humide (Période de retour 10 ans)

$$F(x)= 1-\frac{1}{T} \; et \; U_i = -Ln(-Ln \;\; F^* \;\; xi \quad)$$

$$X_{10} = X_0 + . U = 93{,}70 \; mm$$

Année centennale humide (Période de retour 100 ans)

$$F(x)= 1-\frac{1}{T} \; et \; U_i = -Ln(-Ln \;\; F^* \;\; xi \quad)$$

$$X_{10} = X_0 + S.U = 132{,}45 mm$$

Etudes des bassins-versants

Les bassins-versants sont des éléments importants pour le calcul des débits car représentent les surfaces topographiques drainées par le cours d'eau et ses affluents

L'évaluation du débit de la crue décennale est déterminée par la méthode établie à partir du manuel FAO élaboré par les équipes du CIEH et ORSTOM du BCEOM.

Tableau A5 : Caractéristique physiques des bassins versants

Bassins versants des ouvrages de drainage			
Caractéristiques	Formules	Bassin versant 1	Bassin versant 2
Superficie (km^2)		112,92	0,58
Périmètre (km)		45,94	3,61
Pan (mm)		766	766
P_{10} (mm)		93,70	93,70
P_{100} (mm)		132,45	132,45
Indice de forme K	Kg = 0,28*(P/√S)	1,22	1,34
Longueur du rectangle équivalent (km)	L = (P+√ (P2-16S))/4	15,84	1,39
Indice global de pente Ig	Ig=ΔHmax/L	3,85	2,03

Détermination de la crue de projet

- *Méthode ORSTOM*
  - $Q_{10} = Qr10+Qret_{10}$
  - $Q_{100} = C.Q_{10}$
  - $C= (1+\frac{P100-P10}{P10} * \frac{(\frac{Tb}{24})^{0,12}}{Kr})$
  - $Qret_{10}= \alpha Qr_{10}$ avec α=1,03→zone sahélienne
  - $Qr_{10}= (A*p_{10}*kr10*\alpha_{10}*S)/Tb_{10}$ avec $\alpha 10 = 2,6$

    Avec:
    - Q_{10} =Le débit maximal décennal, m^3/s
    - Qr_{10}=le débit ruisselé décennal, m^3/s
    - A=Coefficient d'abattement de Vuillaume
    - P_{10}=Pluie décennale

- S=Superficie du bassin versant, m2
- Kr_{10}=Coefficient de ruissellement décennal, en %
- Tb_{10}=Temps de base décennal, seconde
- α_{10}=Coefficient de pointe décennal

- Calcul des paramètres
- A=1-〔(161-0,042Pan)/1000 logS〕
- Ig1=1m/km→Tb=560xS0,36+400
- Le temps de base Ig2=3m/km→Tb=325xS0,36+315
  Igc=3,87m/km→Tb=?
- Kr_{70}ou Kr_{100}=[A/(S+b)]+c(valeurs de A,b et c obtenues par interpolation de Ig)

Tableau A6 : Paramètre de l'équation de détermination de Kr70et Kr100 pour la zone sahélienne en fonction de l'indice de pente et de la classe d'infiltrabilité.

Kr_{70} pour la zone sahélienne				
Caractéristiques		A	b	c
Infiltrabilité	Ig			
RI	3	164	17	10,5
	7	239	17,7	14,5
Kr_{100} pour la zone sahélienne				
Caractéristiques		A	b	c
Infiltrabilité	Ig			
RI	3	250	20	12
	7	300	20	15

- *Méthode CIEH*

Elle est donnée par les meilleures formulations d'équations suivantes :

- $Q_{10}=0,41xS^{0,425}xKr^{0,923}$
- $Q_{10}=0,254xS^{0,462}xIg^{0,101}xKr^{0,976}$

Tableau A7:Synthèse des caractéristiques hydrologique

Caractéristiques	Tb(H)	Kr_{10}(%)	α10	Qr10(m3/s)	C
BV1	25,22	14	2,6	31,20	3,94
BV2	11,95	22	-	0,34	-

Tableau A8 : Résultat des calculs des débits décennaux et des crues de projet

Bassin versant N°1				Bassin versant N°2	
Méthode	ORSTOM	CIEH	PROJET	RAT.	PROJET
Débit Q_{10} (m^3/s)	32,14	34,45	34,00	0,34	0,34
Débit Q_{50} (m^3/s)	74,20	-	78,41		3,12
Débit Q_{100} (m^3/s)	126,51	-	133,82		4,68

Annexe N° 3 : Etudes Hydrauliques

3.1. Calcul hydraulique des dalots

Tableau A9 : Dimensionnement hydraulique du dalot à sortie libre sous bassin versant N°1

Hypothèse de Calcul Le débit retenu est Q_{50}=78,41m3/s sur une superficie de 112,92km2	Résultats	Unité
V.adm avec protection de la sortie en gabion	3	m/s
K pour dalot en béton	67	-
g	9,81	m^2/s
2g	19,62	m^2/s
Limite de portée	4,2	m
ETAPE1 : Calcul de la profondeur d'eau en amont H		
Hauteur du dalot fixée	1,5	m
Largeur projeté (m):S=DxL→L=Q/(VadmxD)	17,42	m
Section: A=BxD	6,30	m^2
Choix: Dalot type nxBxD	8x4, 20x1, 5	-
Nombre d'ouvertures n	8	u
Débit passant par chaque cellule q=Q50/n	9,80	m^3/s
Calcul du débit réduit Q*=q/A $\sqrt{2gD}$	0,29	m^3/s
Par projection, la hauteur réduite H*=H/D	0,84	m
Profondeur d'eau H=H*D	1,26	m
H<D, donc pas de passage d'eau sur l'ouvrage	Ok	-
ETAPE2 : Calcul de la pente critique		
Calcul du débit réduit Q*=q/ $\sqrt{gB^5}$	0,09	m^3/s
Par projection I_{crit}* lue= ($I_{crit}xK^2xB^{1/3}$)/g	2,66	_
Calcul de la pente critique I_{crit}= [(g x I_{crit}*)/ ($K^2xB^{1/3}$)]	0,004	_
ETAPE 3 : Calcul de la vitesse V à la sortie		
Calcul du débit réduit Q*=q/ ($KxI_{crit}^{1/2}xB^{8/3}$)	0,05	m^3/s
Par projection V* lue=V/ ($KxI_{crit}^{1/2}xB^{8/3}$)	0,27	m/s

$V=V^*xKxI_{crit}^{1/2}xB^{8/3}$	2,82	m/s
V<Vadm	Ok	-

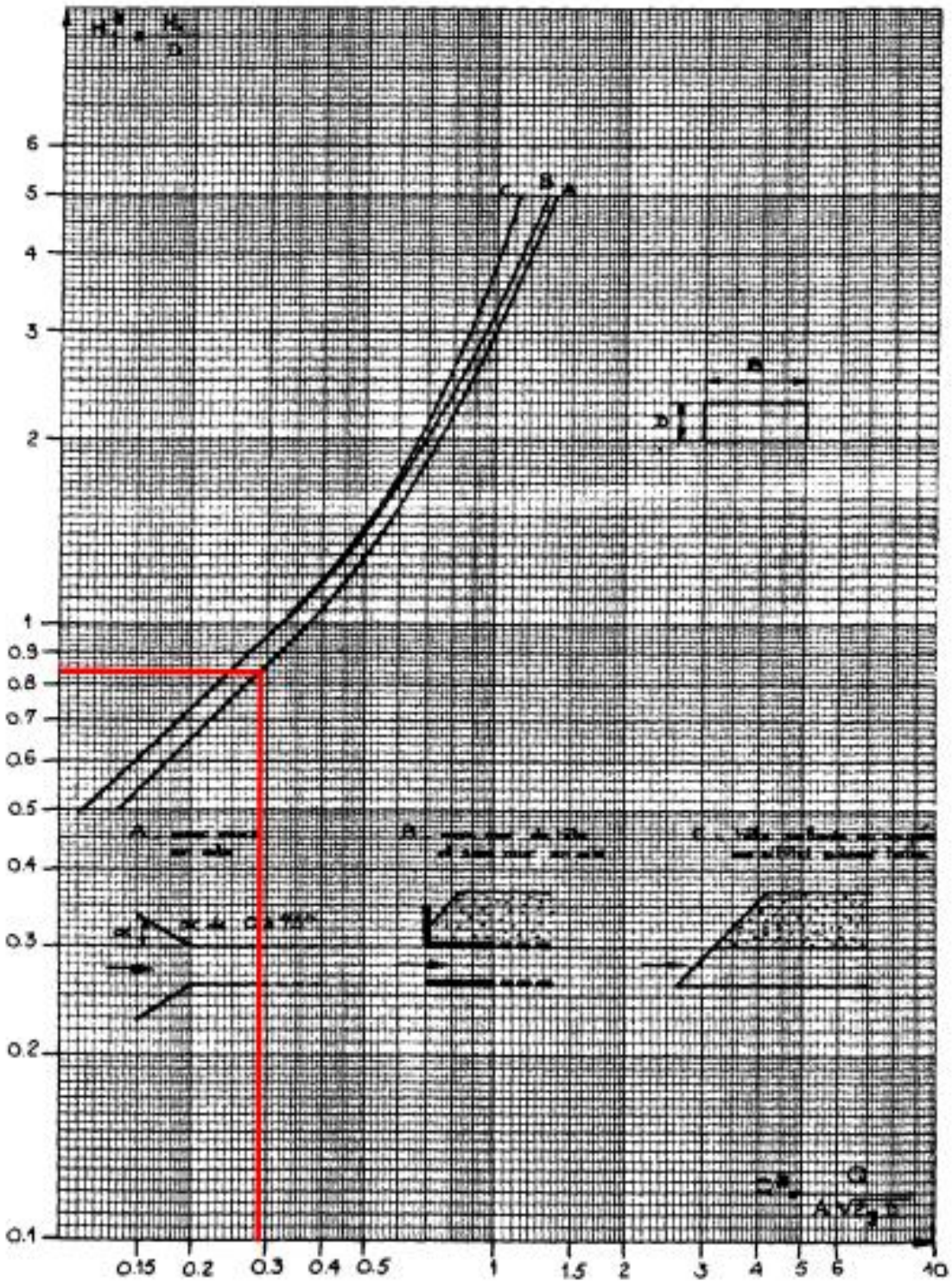


Figure A6 :Dalot fonctionnant à sortie libre :Calcul de la profondeur d'eau

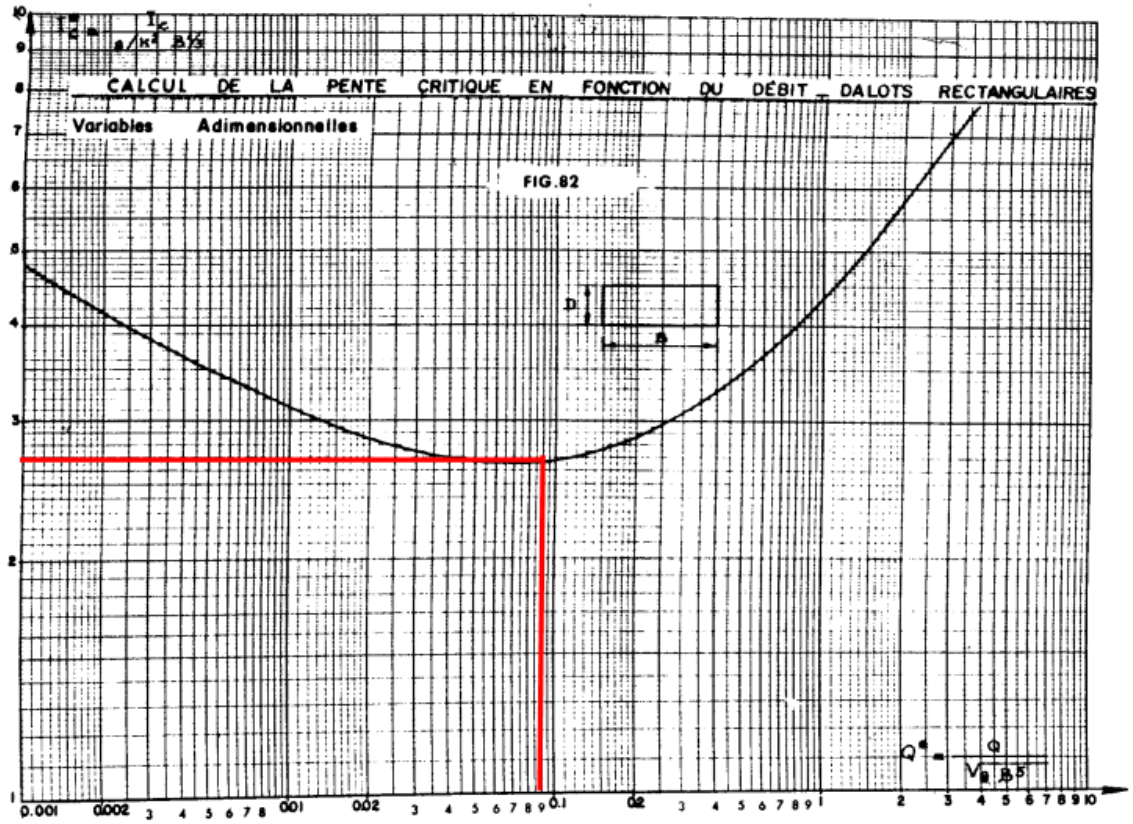


Figure A7 : Dalot fonctionnent à sortie libre : Calcul de la pente critique

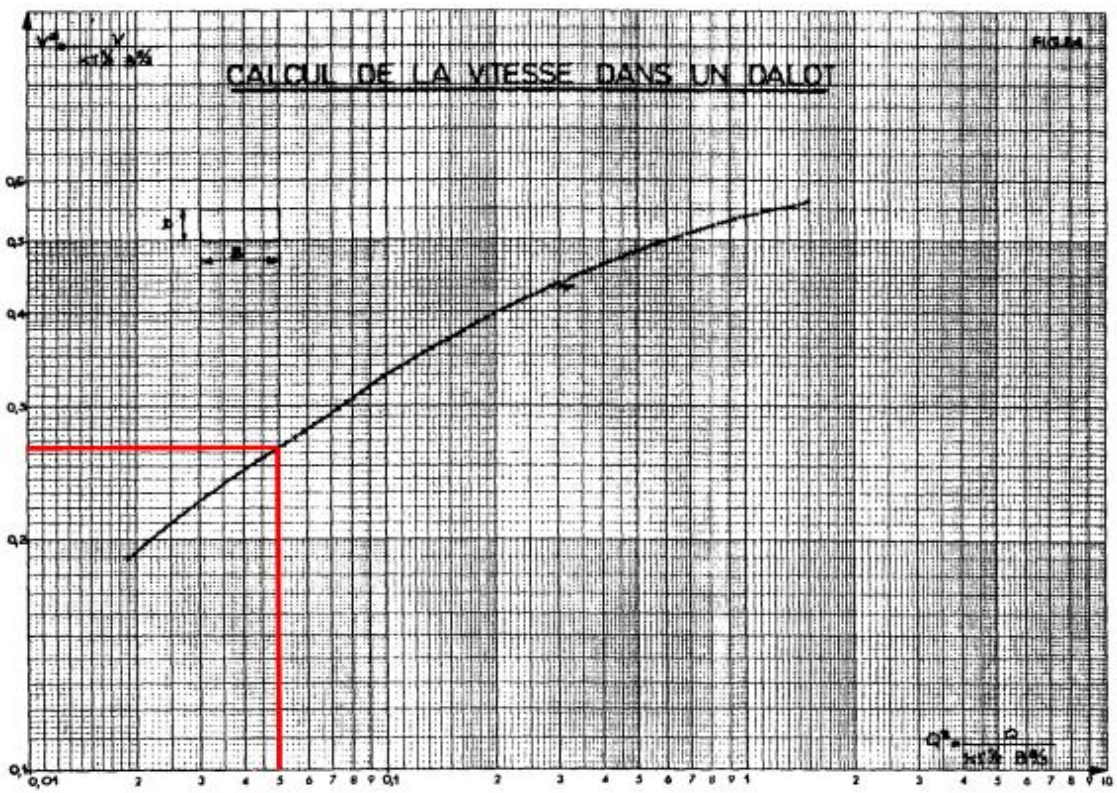


Figure A8 : Dalot fonctionnant à sortie libre : Calcul de vitesse à la sortie

Tableau A10 : Dimensionnement hydraulique du dalot à sortie libre sous bassin versant N°2

Hypothèse de Calcul Le débit retenu est Q_{50}=7,24m3/s sur une superficie de 112,92km2	Résultats	Unité
V.adm avec protection de la sortie en gabion	3	m/s
K pour dalot en béton	67	-
g	9,81	m^2/s
2g	19,62	m^2/s
Limite de portée	4	m
ETAPE1 : Calcul de la profondeur d'eau en amont H		
Hauteur du dalot fixée	1,1	m
Largeur projeté (m):S=DxL→L=Q/(VadmxD)	2,19	m
Section: A=BxD	4,40	m^2
Choix: Dalot type nxBxD	1x4x1,1	-
Nombre d'ouvertures n	1	u
Débit passant par chaque cellule q=Q50/n	3,12	m^3/s
Calcul du débit réduit Q*=q/A $\sqrt{2gD}$	0,15	m^3/s
Par projection, la hauteur réduite H*=H/D	0,54	m
Profondeur d'eau H=H*D	0,59	m
H<D, donc pas de passage d'eau sur l'ouvrage	Ok	-
ETAPE2 : Calcul de la pente critique		
Calcul du débit réduit Q*=q/ $\sqrt{gB^5}$	0,03	m^3/s
Par projection I_{crit}* lue= (I_{crit}xK^2x$B^{1/3}$)/g	2,75	_
Calcul de la pente critique I_{crit}= [(gxI_{crit}*)/ (K^2x$B^{1/3}$)]	0,004	_
ETAPE 3 : Calcul de la vitesse V à la sortie		
Calcul du débit réduit Q*=q/ (Kx$I_{crit}^{1/2}$x$B^{8/3}$)	0,02	m^3/s
Par projection V* lue=V/ (Kx$I_{crit}^{1/2}$x$B^{8/3}$)	0,19	m/s
V=V*xKx$I_{crit}^{1/2}$x$B^{8/3}$	2,07	m/s
V<Vadm	Ok	-

Annexe N°4 : Note de calcul des dalots cadres

4.1. Pré- dimensionnement et dimensionnement des dalots cadres

4.1.1. Pré-dimensionnement de l'ouvrage

- **Conception générale**

Nous adopterons la mise en œuvre d'un ouvrage avec un joint de dilatation et ce, compte tenu de la dilation du béton sur la portée de l'ouvrage.

Nous retiendrons donc à cet effet un dalot à (02) batteries de section : 4x4x1, 50.

- **Pré-dimensionnement**

a)Le tablier

L'épaisseur du tablier est donnée par la formule suivante :

$e_T = \frac{l}{32} + 0{,}125$ avec $e_T \geq 0{,}30\ m$

Pour l = 4,20m

$e_T = \frac{4{,}20}{32} + 0{,}125 = \ 0{,}26$ cm

$e_T = 30cm$

b) Piédroits et Radier

Les épaisseurs des piédroits et du radier sont dimensionnées à partir des abaques ci-dessous en fonction de l'ouverture et du module de pseudo-élasticité du sol «ESOL » donné par les tableaux suivants.

Nous nous mettons en situation de sol argileux sous consolidé altéré.

Tableau A11 : Valeur Esol=Esol

	Argile	Limon	Sable	Grave
Sur-consolidé ou très serré	80	70	180	300
Normalement consolidé /serré	55	50	150	170
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	30	15	30	-

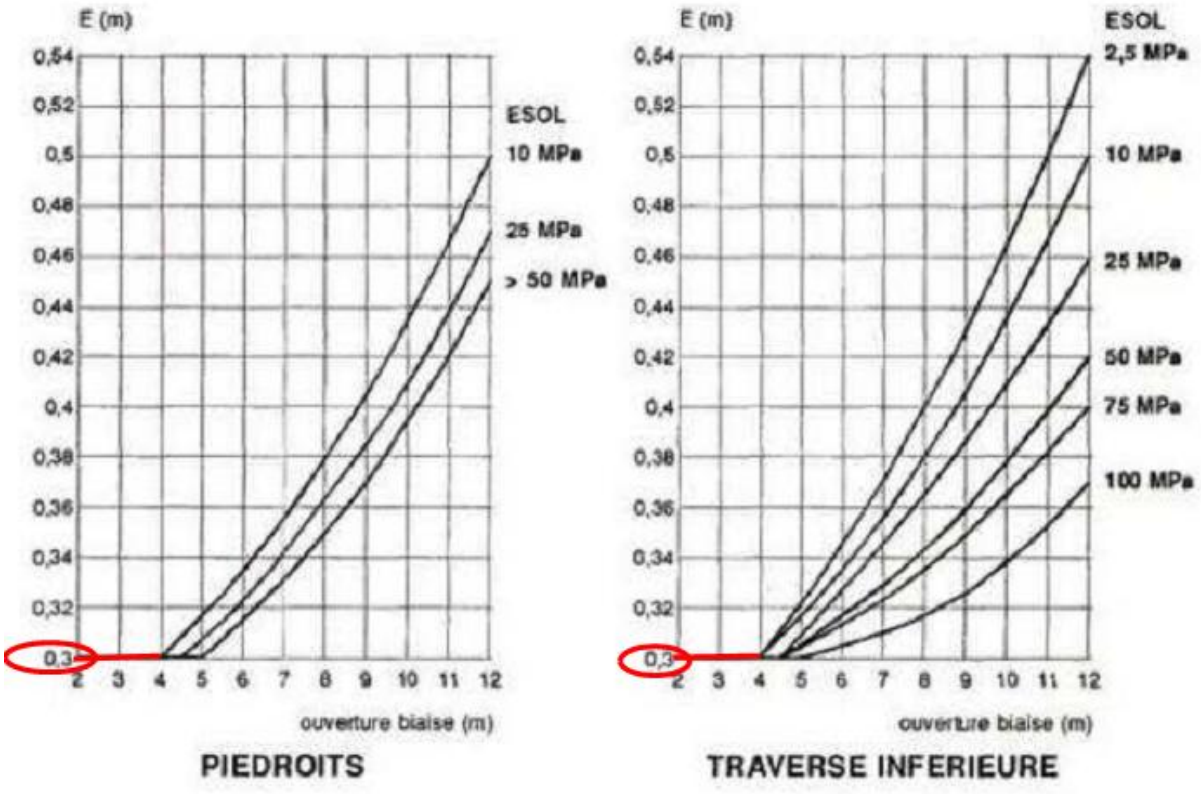


Figure A9 : Abaques de pré-dimensionnement

Pour un ouvrage sous remblai, on estime d'abord les valeurs qui seraient suffisantes si le remblai n'existait pas, soit eT0.

On majore ensuite chaque épaisseur selon la formule suivante :

$e_T = e_{T0}\sqrt{1+\frac{Hxd^2}{2000xe_{T0}^2}}$ avec H=hauteur de remblai (m)

$d = \text{ouverture de l'ouvrage(m)}$

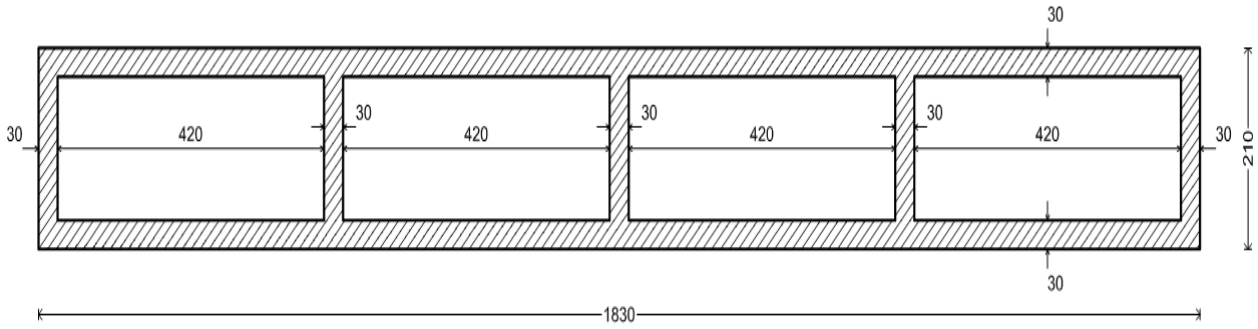
A partir des abaques on a : eP0 = 0,30 m

H = 0,30 m et d = 4,00m

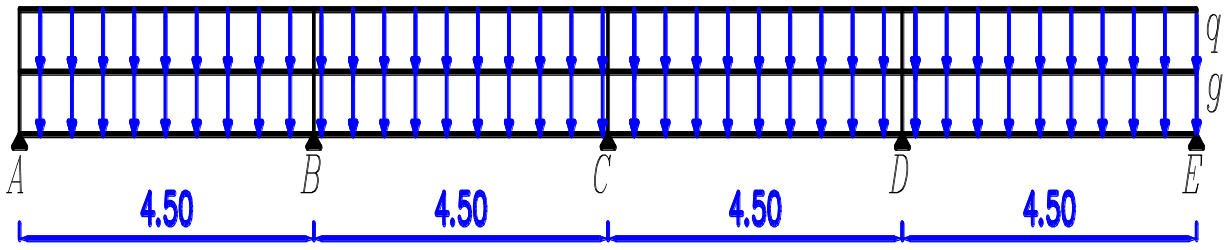
D'où $ePd = eR = 0{,}30\sqrt{1+\frac{0{,}2x4^2}{2000\times0{,}30}}$

$ePd = eR = 30cm$

4.2. Etude du dalot à quatre(04) ouvertures



↳ Schéma équivalent



↳ Inventaire de la descente des charges

- Classe du pont=Première

Le dimensionnement de l'ouvrage s'effectuera sur une batterie de 4 ouvertures de section 4,20mx1, 50m.

NB : Le ferraillage obtenu sera dupliqué sur la deuxième batterie identique à la première.

A) Charges permanentes

- Tablier :
  - Poids propre du tablier : 2,5x0, 30x1, 00ml=0,75t/ml
  - Poids propre revêtement Es : 2,2x0, 05x1, 00=0,11t/ml
  - Poids propre glissière de sécurité pour une file : 500x (1+b) avec b=largeur du trottoir.
  - Poids propre glissière de sécurité=500x (1+1)=0,1t/ml
  - **gt=0,96t/ml**

- Radier :
  - Charge permanente du tablier gt=0,96t/ml
  - Poids propre du radier : 2,5x0, 30x1, 00=0,75t/ml
  - Poids propre des piédroits : 5x2, 5x0, 30x1, 5/18,30=0,31t/ml
  - **gr=2,02t/ml**

B) Charges routières

Les considérations des charges d'exploitations prises en compte pour notre ouvrage est issue du fascicule 61 titre II.

La disposition des chargements se fera par travée.

Les systèmes sont les suivantes :

- Système de charge A

Il est donné par la formule suivante :A(l) $= 230 + \frac{36000}{l+12}$ avec l=longueur chargée.

A l $= 230 + \frac{36000}{4,5+12} /1000 = 2,41t/m2$

a2 $= Vo/V$ avec Vo= 3,50m et V=Lc/2=3,50m pour pont de première classe.

a2 $= \frac{3,5}{3,5} = 1$

En somme qA=$a1xa2xA\ l\ = 2,41t/ml$.

- Système de charge B (Bc ;Br et Bt)
  - Sous système Bc

Nous disposerons transversalement sur le tablier deux files de quatre essieux chacun de 12t cote à cote soit au total P= 48t.

Le coefficient de majoration de la charge Bc est pris égale à 1,1 car ouvrage de première classe à 1x2 voies de circulation.

- ✓ La charge repartie est donnée par la formule $q' = \frac{\text{Pxb}_c}{\text{lxencombrement}}$
- ✓ $q' = \frac{48x1,1}{4,50x5} = \frac{2,35t}{ml}$

- ✓ Le coefficient de majoration est donné par la formule par: $\delta = 1 + \frac{0,40}{1+0,20L} + \frac{0,60}{1+\frac{4G}{S}}$ avec :
- ✓ L=4,20m
- ✓ $G = gtxL = 0,96x4,20 = 4,03t$
- ✓ $= q'xL = 2,35x4,2 = 9,86t$
- ✓ $Ainsi\ \delta = 1 + \frac{0,40}{1+0,2x4} + \frac{0,60}{1+\frac{4x3,92}{9,84}} = 1,44$

D'où la surcharge uniformément repartie sous le passage du convoi bc est :

- ✓ $q = q'x\delta = 2,35x1,44$
- ✓ $\boldsymbol{q = 3,39t/ml}$
  - Sous système bt

Nous disposerons transversalement sur le tablier deux files de quatre essieux de 16t soit deux tandems de 32t chacun cote à cote soit au total P= 64t.

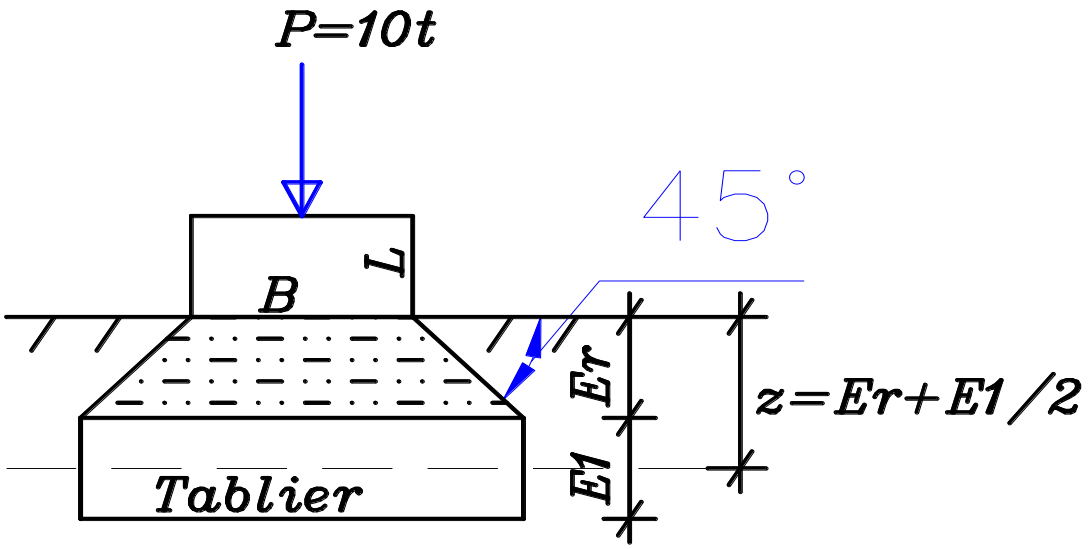
Le coefficient de majoration de la charge Bt est pris égal à 1,00

- ✓ $q' = \frac{64x1,00}{4,50x6} = 2,37t/ml$
- ✓ L=4,20m
- ✓ $G = gtxL = 0,96x4,20 = 4,03t$
- ✓ $S = q'xL = 2,37x4,20 = 9,96t$
- ✓ $\delta = 1 + \frac{0,40}{1+0,2x4} + \frac{0,60}{1+\frac{4x3,92}{9,92}} = 1,45$

D'où la surcharge uniformément repartie sous le passage du convoi bt est :

- ✓ $q = q'x\delta = 2,37x1,45$
- ✓ $\boldsymbol{q = 3,43t/ml}$
  - Sous système br

Nous vérifierons le poinçonnement sur une surface d'impact de 0,30mx0, 60m à la surface de la couche de roulement par la formule de Boussinesq.



- $BxL = [\ B + z \quad L + z\ ]$
- $BxL = [\ 0{,}6 + 0{,}15 \quad 0{,}30 + 0{,}15\ ]$
- $BxL = 0{,}34m^2$
- $q' = \frac{10}{0{,}34} = 29{,}41t/m^2$
- $G = 0{,}96x4{,}20 = 4{,}03t$
- $S = q'x4{,}2 = 123{,}53t$
- $\delta = 1{,}75$
- $qbt = 51{,}41t/m^2$

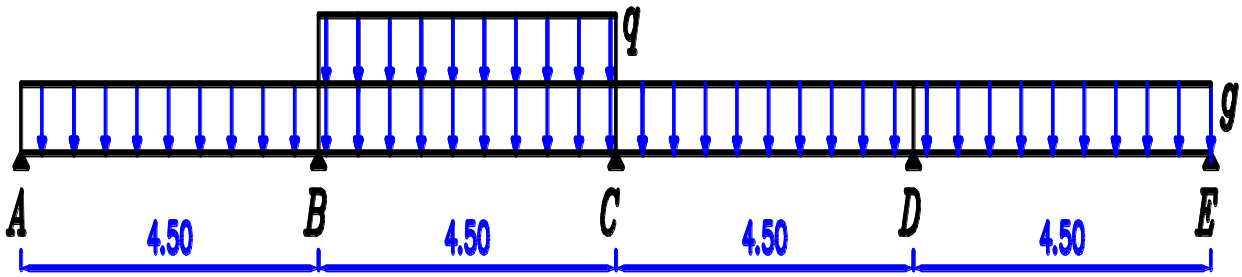
Posons :

- $Q_{u \leq 0{,}0045xUcxhx\frac{fc28}{\gamma b}}\ avec\ Q_{u=1{,}50xP=15t}$
- $U_{c=2\ B+z+L+z\ =2\ 0{,}60+0{,}15+0{,}30+0{,}15\ =2{,}4m}$
- $0{,}15 < 0{,}27\ alors\ le\ poincoinnement\ est\ verifié$

Nous comparerons les systèmes Bc et Bt pour adopter le système défavorable et ce, en vue du dimensionnement de la structure.

Bc=3,39t/ml et Bt = 3,43t/ml mais notre choix portera sur le système Bc compte tenue des forces de freinage qui s'applique sur ce système.

↳ Détermination des efforts et sollicitations



a)Au niveau du tablier

a1) Sous charge permanente

g=0,96t/ml

Moment à mi- travée A-B ; B-C ; C-D et D-E

- M (A-B)=M (D-E)=1,39t.m/ml
- M (B-C)=M (C-D)=0,69t.m/ml

Moment sur appuis B ; C et D

- M (B)=M(D)=-2,08t.m/ml
- M(C)=-1,39t.m/ml

Réactions d'appuis A, B, C, D et E

- R(A)=R(E)=1,70t
- R(B)=R(D)=4,94t
- R(C)= 4,01t

a2) Sous surcharges routières

q=3,39t/ml

Moment à mi- travée A-B ; B-C ; C-D et D-E

- M (A-B)=M (D-E)=4,90t.m/ml
- M (B-C)=M (C-D)=2,45t.m/ml

Moment sur appuis B ; C et D

- M (B)=M(D)=-7,35t.m/ml
- M(C)=-4,90t.m/ml

Réactions d'appuis A, B, C, D et E

- R(A)=R(E)=5,99t
- R(B)=R(D)=17,43t
- R(C)= 14,17t

b) Au niveau du radier

b1) Sous charge permanente

g=2,02t/ml

Moment à mi- travée A-B ; B-C ; C-D et D-E

- M (A-B)=M (D-E)=2,92t.m/ml
- M (B-C)=M (C-D)=1,46t.m/ml

Moment sur appuis B ; C et D

- M (B)=M(D)=-4,38t.m/ml
- M(C)=-2,92t.m/ml

Réactions d'appuis A, B, C, D et E

- R(A)=R(E)=3,57t
- R(B)=R(D)=10,39t
- R(C)= 8,44t

b2) Sous surcharges routières

q=0,70t/ml

Moment à mi- travée A-B ; B-C ; C-D et D-E

- M (A-B)=M (D-E)=1,01t.m/ml
- M (B-C)=M (C-D)=0,51t.m/ml

Moment sur appuis B ; C et D

- M (B)=M(D)=-1,52t.m/ml
- M(C)=-1,01t.m/ml

Réactions d'appuis A, B, C, D et E

- R(A)=R(E)=1,24t
- R(B)=R(D)=3,60t
- R(C)= 2,93t

c)Au niveau des Pieddroit

❖ ***Piédroit intermédiaire B et D***

c1) Sous charge permanente

✓ *Effort Normal*

- Réaction d'appui du radier N=R(B)=R(D)=10,39t

c2) Sous surcharge routière

- Réaction d'appui du Tablier N=R(B)=R(D) =17,43t

❖ **Piédroit central C**

c3) Sous charge permanente

- Réaction d'appui du radier N=R(C)=8,44t

c4) Sous surcharge routière

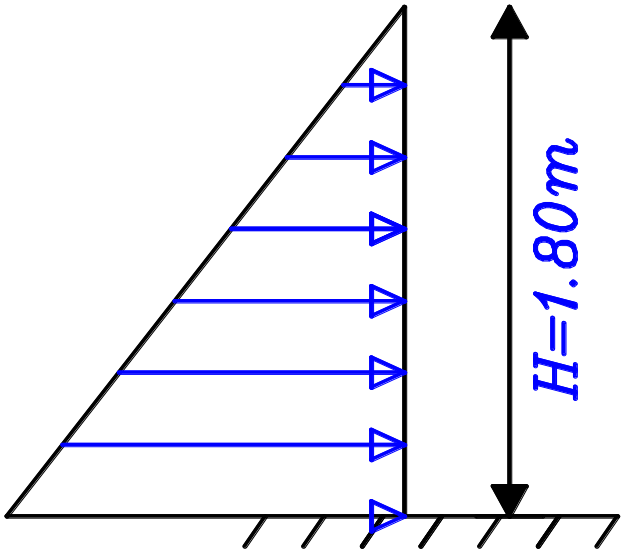
- Réaction d'appui du tablier N=R(C)=14,17t

❖ **Piédroit extérieur A et E**

c5) Sous charge permanente

- Réaction d'appui du radier N=R(A)=R(E)=3,57t

Moment dû à la poussée des terres



$M = \frac{\gamma h\text{^}3 x kp}{6}$

$M = \frac{2x1,8\text{^}3x0,333}{6}$

M=0,65t.m/ml

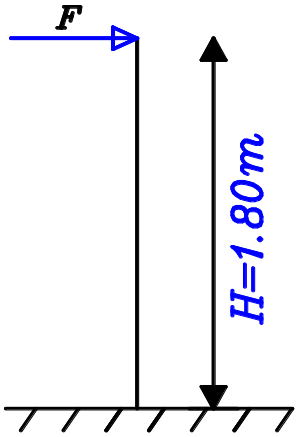
c.6) Sous surcharges routières

- ✓ Effort Normal
  - Réaction d'appui du tablier N= R(A)=R(E)=5,99t

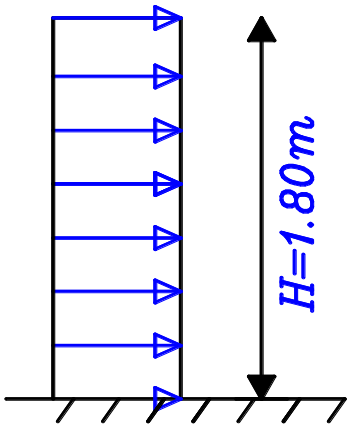
Moment dû à la force de freinage

En considérant un freinage de deux(02) essieux de 12t chacun placés cote à cote nous repartirons les efforts sur les deux (02) piédroits extérieurs.

- $F = \frac{24}{2,5} = 9,6t/ml$
- $M = Fxh = 9,6x1,8 = 17,28t.m/ml$



Moment dû à la surcharge routière (σ=1,00t/m2)



$$M = \frac{(kpxh\text{^}2x\sigma)}{2}$$

M=0,333x1,80^{2}x1/2=0,54t.m/ml

- Calcul des armatures

1) Calcul des armatures du tablier

Hypothèse de calcul

- ✓ H=30cm
- ✓ d=0,9H=27cm
- ✓ Fbu=141,7 bars
- ✓ σs=3480 bars
- ✓ b=100cm

a)A mi travée A-B et D-E (Nappe inferieure)

Calcul à l'Etat Limite Ultime(ELU)

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x1,39+1,61x4,90=9,77t.m/ml
- µu=Mu/(b*d^2*$f$bu)=9,77*10^5/(100*27^2*141,7)= 0,09
- µu< µl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}09)} = 0{,}12$
- $z = \mathrm{d}\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4\mathrm{x}0{,}12\ = 0{,}26\mathrm{m}$
- Au= (Mu/Zxσs)=9,77x10^5/ (26x3480)=10,94cm^2

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

NB : lorsque $\alpha u \leq \frac{\gamma-1}{2}+\frac{fcj}{100}\ avec\ \gamma=\frac{Mu}{Ms}$; il sera admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes ; valable pour l'acier feE400

- Ms=G+1,20Q=1,39+1,20x4, 90=7,27t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}12 < 0{,}42$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=10,94cm^2 avec choix des aciers **Au=10HA12=11,31cm^2** Esp=10cm.

b) A mi travée B-C et C-D (Nappe inferieure)

Calcul à l'Etat Limite Ultime(ELU)

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x0, 69+1,61x2, 45=4,88t.m/ml
- µu=Mu/ (b*d^2*$f$bu)=4,88*10^5/ (100*27^2*141,7)= 0,05
- µu< µl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}05)} = 0{,}06$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}06\ = 0{,}26m$
- Au= (Mu/Zxσs)=4,88x10^5/(26x3480)=5,32cm^2

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1, 20Q=0, 69+1,20x2, 45=3,63t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}06 < 0{,}42 \rightarrow$OK

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=5,32cm^2 avec choix des aciers **Au=6HA12=5,79cm**^{2} Esp=18cm

c)Sur appui B et D (Nappe Supérieure)

Calcul à l'Etat Limite Ultime(ELU)

- Mu=1,35*G+1,60Q=1,35x2, 08+1,61x7, 35=14,64t.m/ml
- µu=Mu/ (b*d^2*$f$bu)=14,64*10^5/ (100*27^2*141,7)= 0,14
- µu< µl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}14)} = 0{,}19$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}19\ = 0{,}25$m
- Au= (Mu/Zxσs)=14,64x10^5/ (25x3480)=16,88cm^2

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=2,08+1,20x7,35=10,90t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}19 < 0{,}42 \rightarrow$OK

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=16,88cm^2 avec choix des aciers **Au=11HA14=16,93cm**^{2} Esp=9cm

d) Sur appui C (Nappe Supérieure)

Calcul à l'Etat Limite Ultime(ELU)

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x1, 39+1,61x4, 90=9,77t.m/ml
- µu=Mu/ (b*d^2*$f$bu)=9,77*10^5/ (100*27^2*141,7)= 0,09
- µu< µl→d'ou armature simple

- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}09)} = 0{,}12$
- $z = d\ 1 - 0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1 - 0{,}4x0{,}12\ = 0{,}26m$
- Au= (Mu/Zxσs)=9,77x10^5/ (26x3480)=10,94cm^2

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=1,39+1,20x4, 90=7,27t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}12 < 0{,}42 \rightarrow$OK

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=10,94cm^2 avec choix des aciers **Au=10HA12=11,31cm**^{2} Esp=10cm

2) Calcul des armatures du radier

a)A mi travée A-B et D-E (Nappe Supérieure)

Calcul à l'Etat Limite Ultime(ELU)

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x2, 92+1,61x1, 01=5,57t.m/ml
- µu=Mu/ (b*d^2*$f$bu)=5,57*10^5/ (100*27^2*141,7)= 0,07
- µu< µl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}07)} = 0{,}07$
- z = d $1 - 0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1 - 0{,}4x0{,}07\ = 0{,}26$m
- Au= (Mu/Zxσs)=5,57x10^5/(26x3480)=6,09cm^2

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=2,92+1,20x1,01=4,13t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}07 < 0{,}42 \rightarrow$OK

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=6,09cm2 avec choix des aciers Au=6HA12=6,79cm2 Esp=18cm

b) A mi travée B-C et C-D (Nappe Supérieure)

Calcul à l'Etat Limite Ultime(ELU)

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x1, 46+1,61x0, 51=2,79t.m/ml
- μu=Mu/ (b*d^2*$f$bu)=2,79*10^5/ (100*27^2*141,7)= 0,03
- μu< μl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}03)} = 0{,}03$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}03\ = 0{,}27m$
- Au= (Mu/Zxσs)=2,79x10^5/ (27x3480)=3,01cm^2

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=1,46+1,20x0,51=2,07t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}03 < 0{,}42$→OK

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Amin=3,26cm^2 avec choix des aciers **Au=7HA8=3,52cm**^{2} Esp=15cm

c)Sur appui B et D (Nappe Inferieure)

Calcul à l'Etat Limite Ultime(ELU)

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x4, 38+1,61x1, 52=8,36t.m/ml
- μu=Mu/ (b*d^2*$f$bu)=8,36*10^5/ (100*27^2*141,7)= 0,08
- μu< μl→d'ou armature simple

$-\ \alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}08)} = 0{,}11$

- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}11\ = 0{,}26m$
- Au= (Mu/Zxσs)=8,36x10^5/ (26x3480)=9,29cm^2

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=4,38+1,20x1, 52=6,20t.m/ml

- $\alpha u = \alpha = 0{,}11 < 0{,}42 \rightarrow$OK

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=9,29cm^2 avec choix des aciers **Au=9HA12=10,18cm**^{2} Esp=12 cm

d) Sur appui C (Nappe Inferieure)

Calcul à l'Etat Limite Ultime(ELU)

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x2,92+1,61x1,01=5,57t.m/ml
- µu=Mu/(b*d^2*$f$bu)=5,57*10^5/(100*27^2*141,7)= 0,07
- µu< µl→d'ou armature simple

$-\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}07)} = 0{,}07$

- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}07\ = 0{,}26m$
- Au= (Mu/Zxσs)=5,57x10^5/ (26x3480)=6,09cm^2

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=2,92+1,20x1,01=4,13t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}07 < 0{,}42 \rightarrow$OK

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=6,09cm2 avec choix des aciers Au=6HA12=6,79cm2 Esp=18cm

3) Calcul des armatures des Piédroits

a. Calcul des armatures des Piédroits B, C et D

Les piédroits seront considérés au mètre linéaire comme des poteaux de 100x30

- ✓ Les efforts normaux sollicitant les poteaux
  - Piédroits B et D
    - Nu(B)=Nu(D)=1,35G+1,61Q

- Nu(B)=N(D)=1,35x10, 39+1,61x17,43=42,09t

▪ Piédroit C

- Nu(C)=1,35x8, 44+1,61x14, 17=34,21t

✓ Evaluation de l'effort de compression repris par le béton seul

- Nmax=$\alpha x Br x Fc28/(0{,}9\gamma b)$
- Lf=0,7H=0,7x150=105cm
- $\boldsymbol{\lambda}= 2\ \sqrt{3}\ \frac{lf}{b}$
- $\boldsymbol{\lambda}= 2\ \sqrt{3}\ \frac{105}{30} = 12{,}12$
- $\alpha = 0{,}85/(1 + 0{,}20x\ \left(\frac{\lambda}{35}\right)^{2})$
- Br= (a-2) (b-2)
- Br= (30-2) (100-2)=2744cm2

NB=la moitié des charges est appliquée avant 90jours ; conséquence α est divisée par 1,1.

- $\alpha = \frac{0{,}85}{1+0{,}20x\ \left(\frac{12{,}12}{35}\right)^{2}}\ /1{,}1 = 0{,}75$
- Nmax=0,75x2744x150/ (0,9x1,5)=228.666Kg=228,667t

De ce qui précède,

- Nmax>Nu (B)=Nu(D)
- Nmax>Nu(C)

Donc, on adoptera pour les armatures les valeurs minimales

- Amin=4u
- Amin=4x2(1,00+0,30)=10,40cm2
- Amin=5,20cm2 sur chaque face

On retiendra Au=5,20cm2 avec choix des aciers Au=7HA10=5,50cm2 Esp=15cm

b. Calcul des armatures des piédroits extérieurs A et E

Calcul à l'Etat Limite Ultime(ELU)

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x0, 65+1,61x (17,28+0,54)=29,57t.m/ml
- Nu=1,35G+1,60Q=1,35x3, 57+ (1,61x5, 99)=14,46t.m/ml

- e=Mu/Nu=29,57/14,46
- e=2,04m d'où la section est partiellement comprimée.

Moment par rapport aux aciers tendus

- M= [Mu+Nux (d-d')]/2 avec d=0,9H et d'=0,1H
- M=29,57+14,46x0, 12=31,30t.m
- µu=M/ (b*d^2*$f$bu)=31,30x10^5/ (100x27^2x141, 7)= 0,30
- µu< µl→d'ou armature simple

$$-\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}30)} = 0{,}47$$

- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}47\ = 0{,}22m$
- Au= (M/Zxσs)=31,30x10^5/ (22x3480)=40,88cm^2

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=0,65+1,20x (17,28+0,54)=22,03t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}42 \leq 0{,}42$→OK

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=40,88cm2 sur les deux faces avec choix des aciers ; soit 20,44 cm2 sur chaque face.

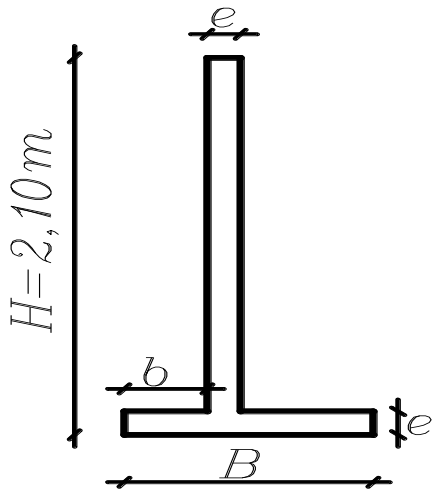
- Au=11HA16=22,12cm2 Esp=9cm

Tableau A12 : Récapitulatif des sections d'aciers d'armatures

Désignation	Position	Travées	Appuis	As(cm^2/ml)	Type	Esp. (cm)	Ar(cm^2/ml)
TABLIER	Nappe tendue	AB-DE	-	10,94	10HA12	10	6HA 10 esp=18cm
	Nappe tendue	BC-CD	-	5,32	10HA12	10	
	Nappe compr.	-	B et D	16,88	11HA14	9	
	Nappe compr.	-	A,C&E	10,94	10HA12	10	
RADIER	Nappe compr.	AB-DE	-	6,09	6HA12	18	5HA8 esp=20cm
	Nappe compr.	BC-CD	-	3,26	6HA12	18	
	Nappe tendue	-	B et D	9,29	9HA12	12	
	Nappe tendue	-	A,C&E	6,09	6HA12	18	
PIEDROIT	Face int&ext	-	B,CetD	5,20	7HA10	15	7HA10 esp=15 cm
	Face int&ext		A et E	20,44	11HA16	9	

4) Mur en ails

Pré-dimensionnement



- Valeur s minimales
  - *e=0,08333*H=0,17m*
  - *B=0,45*H=0,95m*
  - *b=0,20*H=0,42m*
- Valeurs adoptés
  - *e=0,25m*
  - *B=1,60m*
  - *b=0,50m*
- Evaluation des contraintes

Hypothèses de calcul

- Surcharge du remblai Q = 10KN/m^2
- Densité des terres γ=20 KN/m^3
- Coefficient de poussée ka =$\tan^2(45-\frac{\emptyset}{2}) = 0{,}333$
- L'angle de frottement interne $\emptyset$=30°

Les contraintes verticales

- *Au point a*
  - z=0
  - $\sigma v = \gamma z = 0$

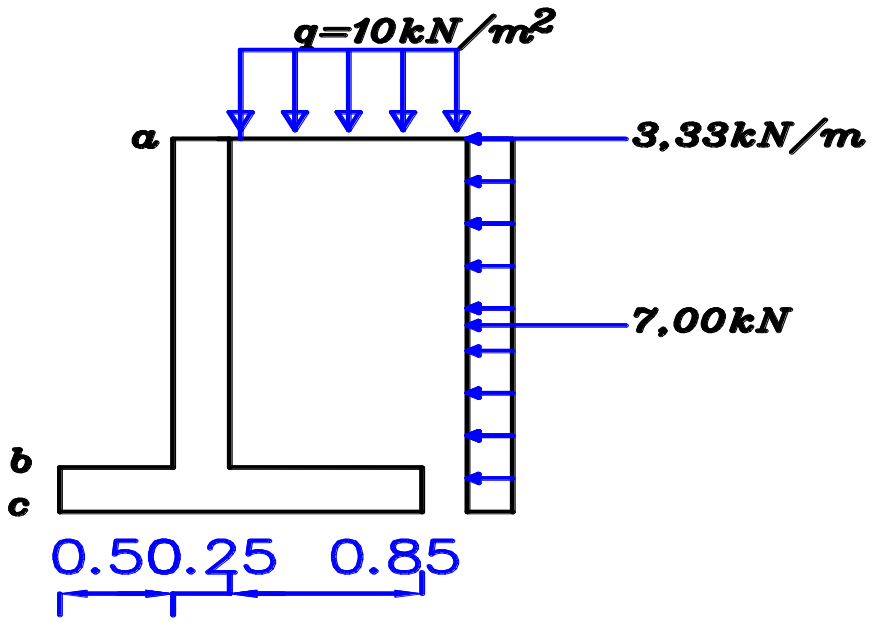
- *Au point b*
  - *z=1,85m*
  - *σ v=37kPa*
- *Au point c*
  - *z=2,10m*
  - *σ v=42kPa*

Les contraintes horizontales

- *Au point a*
  - *z=0*
  - *σh=σ v*ka=0*
- *Au point b*
  - *z=1,85m*
  - *σ h=12,32kPa*
- *Au point c*
  - *z=2,10m*
  - *σ h=14kPa*

Etude de stabilité

- Inventaire des actions



Charges verticales

- Poids propre du voile
  - Wv=1,85x0, 25x25=11,56 kN/m2
- Poids propre de la semelle
  - Wf=1,60x0, 25x25=10,00 kN/m^2
- Poids propre du massif
  - Ws=0,85x1, 85x20=31,45 kN/m^2
- Charge d'exploitation
  - Wq=0,85x10=8,50kN/m^2

☞ Total→Rv=61,51 kN/m^2

Charges horizontale

- Poussée du sol
  - Ps= (14x2, 10)/2=14,70 kN/m
- Charge d'exploitation
  - Pq=3,33x2, 10=7,00 kN/m

☞ Total→P_H=21,70 kN/m^2

Vérification des conditions

- Portance du sol d'assise
  - $\sigma \leq qd = 0{,}15\text{MPa}$
  - $\frac{Rv}{S} = \frac{61{,}51}{1{,}60x1{,}00ml} = 38{,}44\ \text{kPa} < 150\ \text{kPa} \rightarrow \mathbf{OK}$
- Résistance au renversement (moment)
  - ✓ Charge verticale
    - Voile=11,56x0, 625=7,23 kN.m
    - Semelle=10x0, 80=8,00 kN.m
    - Massif (sol)=31,45x1, 175=36,95 kN.m
    - Exploitation=8,50x1, 175=10,00 kN.m

☞ Total=62,18 kN.m

  - ✓ Charge horizontale
    - Poussée de sol=14,70x0, 70=10,29 kN.m
    - Exploitation=7,00x1, 05=7,35 kN.m

☞ Total=17,64 kN.m

NB : *Coefficient de sécurité=1,50*

- $\alpha = \frac{\text{M/0 Stabilisation}}{\text{M/0Renversement}} = \frac{62,18}{17,64} = 3,52 > 1,5 \rightarrow$ **OK Pas de renersement**
  - Résistance au glissement
    - RH=tanØRv=tan30x61, 51
    - RH=35,51kN
    - $\frac{R_H}{P_H} = \frac{35,51}{21,70} = 1,64 > 1,5 \rightarrow$ **OK Pas de glissement**

Calcul de l'excentricité

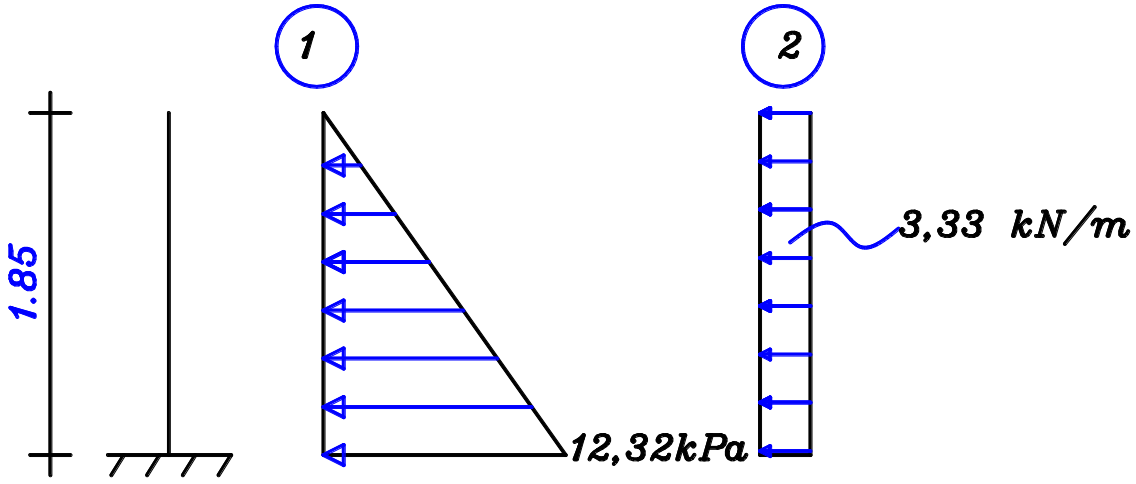
Mu=MRV-MRH=62,18-17,64

Mu=44,54kN

e/o=$\frac{44,54}{61,51} = 0,72$m →Rv dans le noyau central d'où la section est entièrement comprimée.

Calcul des armatures

1. **Armature dans le voile**



$1 \rightarrow \frac{12,32}{1,85} z = 6,66z$

$2 \rightarrow 3,33z$

V(z)=1,50x3, 33z+1,35 x $\frac{6,66z*z}{2}$

V(z)=5,00z+4,50z^2

M(z)=5,00zx$\frac{z}{2}+4{,}50z^2*\frac{z}{3}$

M (z) =2, 50z^2+1,50z^3

M (1, 85) =18,05kN.m

N (1, 85) =1,35x0, 25x1, 85x25=15, 61 kN

E0=$\frac{M}{N}=\frac{18,05}{15,61}=1,16$m>4h ; nous mémérons donc les calculs en flexion simple.

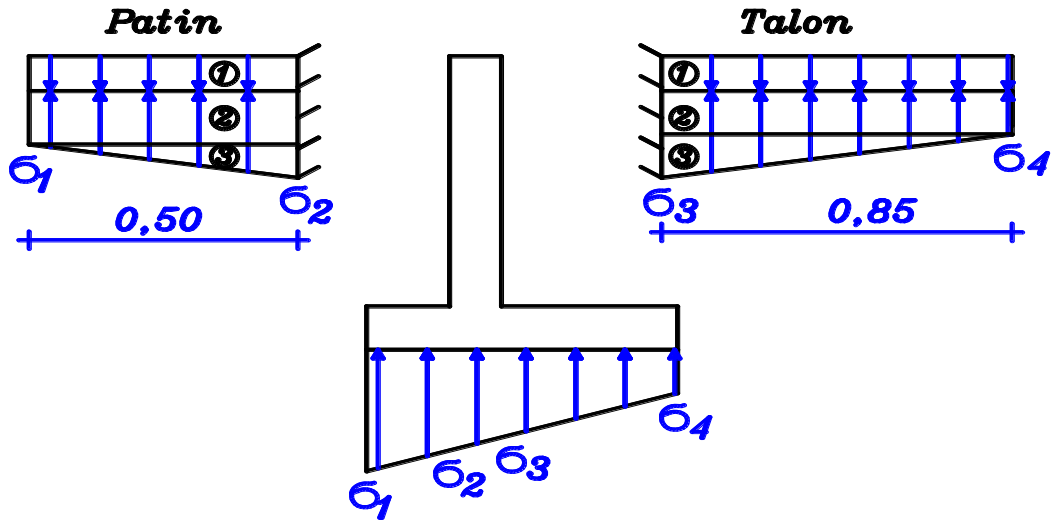
- Mu 1,81t.m/ml
- Nu=1,56 kN
- µu=M/ (b*d^2*$f$bu)=1,81*10^5/(100*22,5^2*141,7)= 0,03
- µu< µl→d'ou armature simple
- $\alpha=1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)}=1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}03)}=0{,}04$
- $z=d\ 1-0{,}4\alpha\ =0{,}23\ 1-0{,}4x0{,}04\ =0{,}23m$
- $Ast=\frac{M}{Zx\rho st}=\frac{1{,}81x10^5}{23x3480}=2{,}26cm^2/m$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x23x21/4000=2,78cm^2

On retiendra Au=Amin=2,72cm^2 avec choix des aciers **Au=6HA8=3,02cm**^{2} Esp=18cm

2. Armature dans la semelle



Calcul des contraintes

- $\sigma min=\frac{M}{bh}-\frac{6M}{bh^2}=\frac{61,51}{1x1,60}-\frac{6x61,51x0,08}{1x1,60^2}=26,90$ kPa
- σmin=26,90kPa
- $\sigma max=\frac{61,51}{1,60}+\frac{6x61,51x0,08}{1x1,60^2}=50$ kPa
- Sur 1,60m →Δv=50-26,91 =23,10 kPa
- Sur 0,50m →$\Delta v=\frac{0,50x23,10}{1,60}=7,22$ kPa
- Sur 0,75m→$\Delta v=\frac{0,75x23,10}{1,60}=10,83$ kPa
- σ2 =50-7,22=42,78 kPa
- σ3=50-10,83=39,17 kPa
- σ4=50-23,10=26,90 kPa

Dans le patin

Calcul du moment

- 1=-M1=S x $\gamma_b x\frac{l^2}{2}=0,25x1x25x\frac{0,50^2}{2}$
- 1=-0,78 kN.m
- 2=M2=σ2x$\frac{l^2}{2}=42,78x\frac{0,5^2}{2}=5,35$ kN. m
- 3=M3=$\frac{l}{2}\ \sigma max-\sigma 2\ x\frac{2}{3}l=\frac{0,5}{2}\ 50-42,78\ x\frac{2}{3}0,50$=0,60 kN.m

Mp=5,17 kN.m

Calcul des sections d'armatures

- Mu= 0,52t.m/ml
- μu=M/ (b*d^2*$f$bu)=0,52*10^5/ (100*$22,5^2$*141,7)= 0,007
- μu< μl→d'ou armature simple
- $\alpha=1,25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)}=1,25*(1-\sqrt{1-(2*0,007)}=0,008$
- $z=d\ 1-0,4\alpha\ =0,23\ 1-0,4x0,008\ =0,23m$
- $Ast=\frac{M}{Zx\rho st}=\frac{0,52x10^5}{23x3480}=0,28\ cm^2/m$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x23x21/4000=2,78cm^2

On retiendra Au=Amin=2,78cm^2 avec choix des aciers **Au=6HA8=3,02cm**^{2} Esp=18cm

Dans le talon

Calcul du moment

- 1=-M1=S x γ_bx$\frac{l^2}{2} = 0,25$x1x25x$\frac{0,85^2}{2}$
- 1=-2,26 kN.m
- 2=M2=σ3x$\frac{l^2}{2} = 39,17$x$\frac{0,85^2}{2} = 14,15$ kN. m
- 3=M3=$\frac{l}{2}$ $\sigma 3 - \sigma 4$ x$\frac{2}{3}$l $= \frac{0,85}{2}$ $39,17 - 26,90$ x$\frac{2}{3}$0,85=2,96kN.m

Mp=14,85 kN.m

Calcul des sections d'armatures

- Mu 1,49 t.m/ml
- µu=M/(b*d^2*$f$bu)=1,49*10^5/(100*22,5^2*141,7)= 0,02
- µu< µl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1,25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1,25*(1-\sqrt{1-(2*0,02)} = 0,03$
- $z = d\ 1 - 0,4\alpha\ = 0,23\ 1 - 0,4x0,03\ = 0,23m$
- $Ast = \frac{M}{Zx\rho st} = \frac{01,49x10^5}{23x3480} = 1,86\ cm^2/m$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x23x21/4000=2,78cm^2

On retiendra Au=2,78cm^2 avec choix des aciers **Au=6HA8=3,02cm**^{2} Esp=18cm

Tableau A13 : Récapitulatif des sections d'aciers d'armatures

Désignation	As (cm2/ml)	Type	Esp. (cm)
VOILE	2,78	6HA8	18
SEMELLE	2,78	6HA8	18

- **Etude du dalot à une ouverture**

a. Données diverses

- Largeur roulable des dalots =longueur du corps de dalot entre guide-roue est **Lr=** 7m
- Le nombre **n** de voies de circulation est n= Lr/3=7/3=2,33 d'où n=2
- Coefficient **bc** =1.10
- Classe de pont=Première
- Coefficient de majoration dynamique

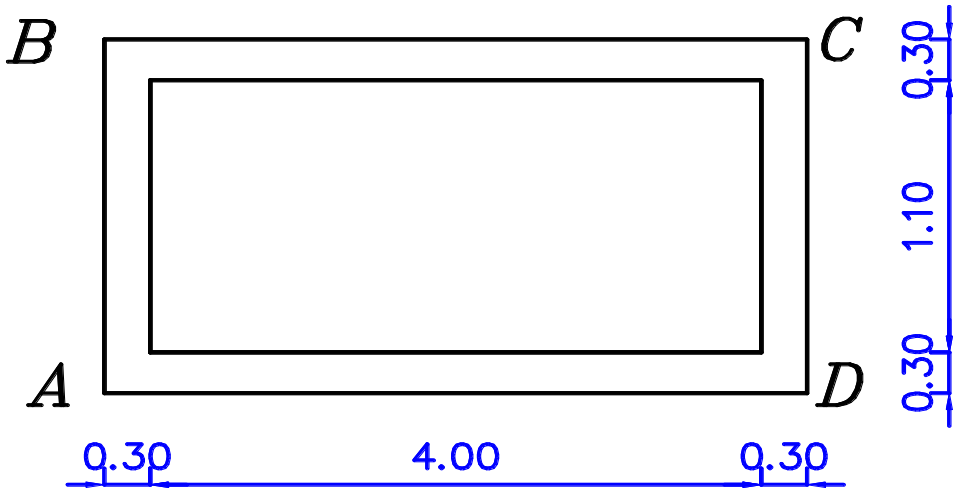
$$-\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 * G}{S}}$$

b. Conventions

Les moments fléchissant sont positifs lorsqu'ils provoquent de la traction dans la partie interne du cadre ;

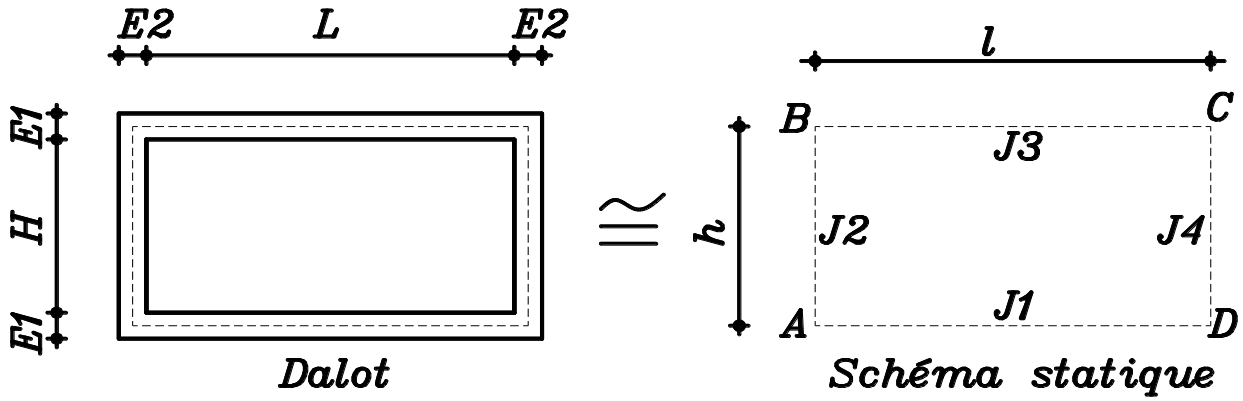
- **N1=**Effort normal dans le radier ;
- **N2 =**Effort normal dans le piédroit gauche ;
- **N4=**Effort normal dans le piédroit de droite ;
- **N3=**Effort normal dans le tablier
- **N>0,** traduit un effort normal de compression
- **N<0,** traduit un effort normal de traction

Dalot type :1x4,00x1,10



1. Schéma statique de calcul des cadres simple

Les distances utilisées pour le dimensionnement correspondent à celle de la fibre moyenne.



- l=L+E2=4,00+0,30=4,30m **l=4,30m**
- h=H+E1=1,10+0,30=1,30m **h=1,40m**

Calcul des moments d'inertie

Ji $= \frac{bixEi^3}{12}$ $avec$:

- bi =1,00m: L'inertie de l'élément i
- Ei : Epaisseur de l'élément i
- h : Hauteur entre fibre moyenne
- l: Longueur entre fibres moyennes

JAB = JBC = JCD = JDA $= \frac{1,00x0,30^3}{12} = 2,25x10^{-3}m^4$

Définition et calcul des constantes

- $k1 = \frac{J3}{J1} = 1,00$
- $k2 = \frac{J3}{J2} x \frac{h}{l} = [1x \frac{1,40}{4,30}] = 0,33$
- $K1 = 2k2 + 3 = \quad 2x0,33 \quad + 3 \quad = 3,66$
- $K2 = 3k1 + 2k2 = \quad 3x1,00 \quad + \quad 2x0,33 \quad = 3,66$
- $K3 = 3k2 + 1 - \frac{k1}{5} = \quad 3x0,33 + 1 \quad - \quad \frac{1}{5} \quad = 1,79$
- $K4 = \frac{6k1}{5} + 3k2 = \quad \frac{6x1}{5} \quad + \quad 3x0,33 \quad = 2,19$
- $F1 = K1xK2 - k2^2 = \quad 3,66x3,66 \quad - \quad 0,33^2 \quad = 13,29$
- $F2 = 1 + k1 + 6k2 = \quad 1 + 1 + \quad 6x0,33 \quad = 3,98$

Tableau A14: Synthèse des résultats

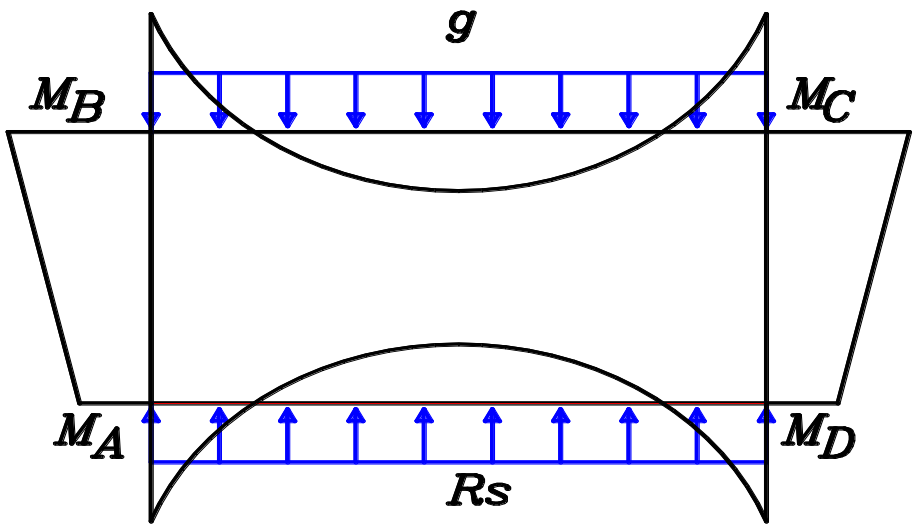
J1àJ4 (m^4)	k1	k2	K1	K2	K3	K4	F1	F2
0,00225	1	0,33	3,66	3,66	1,79	2,19	13,29	3,98

2. Calcul des sollicitations sous l'action des charges permanentes

2.1. Charge permanente sur le tablier

- Poids propre du tablier : 2,5x0, 30x1, 00ml=0,75t/ml
- Poids propre revêtement Es : 2,2x0, 05x1, 00=0,11t/ml
- Poids propre guide roue=2,5x0, 2x0, 2x4, 3x2/7=0,12t/ml
- **gt=0,98t/ml**

▪ **Détermination des moments sur appuis**



- $MA = MD = -\frac{gl^2}{4F1}\ k1xK1 - k2\ = -\frac{0,98x4,30^2}{4x13,29}\ 1x3,66 - 0,33\ = -1,14t.m/ml$
- $MB = MC = -\frac{gl^2}{4F1}\ K2 - k1xk2\ = -\frac{0,98x4,30^2}{4x13,29}(3,66 - 1x0,33 = -1,14t.m/ml$

▪ **Détermination des moments à mi travée**

- $M\ A,D\ = M\ B,C\ = \frac{gl^2}{8} + \frac{MA+MB}{2} = \frac{0,98x4,30^2}{8} + \frac{(-1,14-1,14)}{2} = 1,12t.m/ml$
- $M\ A,B\ = M\ C,D\ = \frac{MA+MB}{2} = -\frac{1,14+1,14}{2} = -1,14t.m/ml$

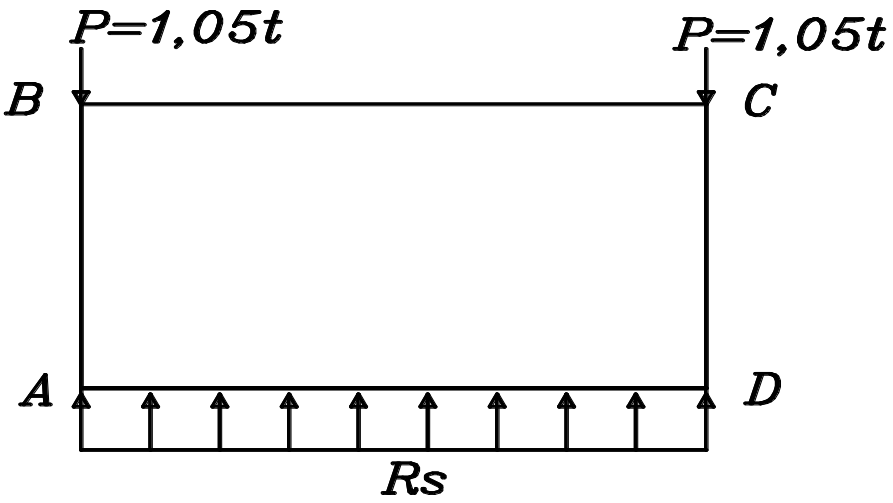
- **Détermination des efforts normaux**

- $N1 = N3 = \frac{MB-MA}{h} = \frac{-1,14+1,14}{1,40} = 0t$
- $N2 = -N4 = \frac{gxl}{2} = \frac{0,98x4,30}{2} = 2,11t$

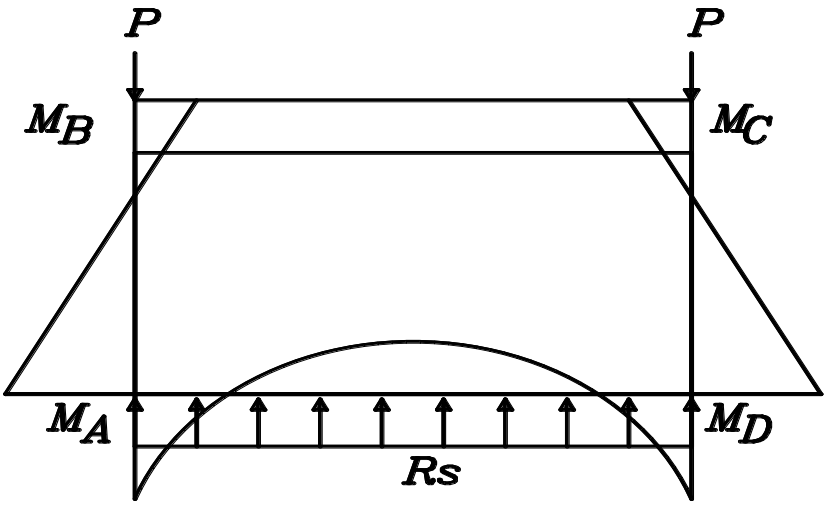
2.2.Charge permanente et sollicitations dues aux piédroits

a)Descente de charge

- $P = 2,5xhxE2 = 2,5x1,40x0,30 = 1,05t$
- $Rs = \frac{2xP}{l} = \frac{2x1,05}{4,30} = 0,49t/ml$



b) Détermination des moments sur appuis



- $MA = MD = -\frac{Pxlxk1xK1}{2F1} = -\frac{1,05x4,30x1x3,66}{2x13,29} = -0,62t.m/ml$
- $MB = MC = \frac{Pxlxk1xk2}{2F1} = \frac{1,05x4,30x1x0,33}{2x13,29} = 0,06t.m/ml$

c)Détermination des moments à mi- travée

- $M\ B,C\ = \frac{MB+Mc}{2} = \frac{0,06+0,06}{2} = 0,06t.m/ml$
- $M\ A,D\ = \frac{Rsxl^2}{8} + MA = \frac{0,49x4,30^2}{8} - 0,62 = 0,51t.m/ml$
- $M\ A,B\ = \frac{MA+MB}{2} = -\frac{0,62+0,06}{2} = -0,28t.m/ml$
- $M\ C,D\ = \frac{MC+MD}{2} = \frac{0,06-0,62}{2} = -0,28t.m/ml$

d) détermination des efforts normaux

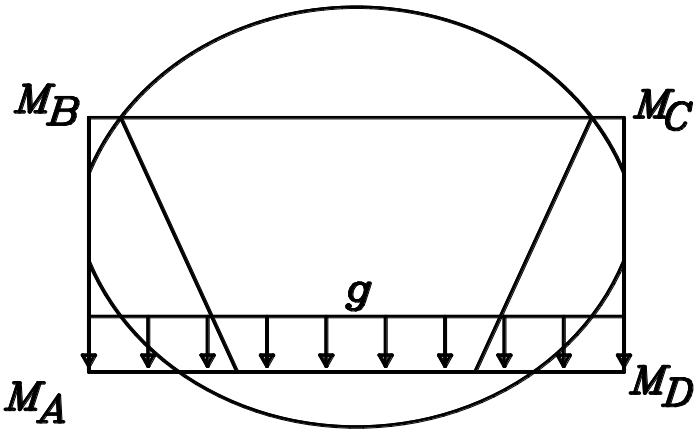
- $N1 = N3 = \frac{3Pxlxk1x(1+k2)}{2hxF1} = \frac{3x1,05x4,30x1x(1+0,33)}{2x1,40x13,29} = 0,48t$
- $N2 = -N4 = P = 1,05t$

2.3.Charge permanente du radier

a)Descente de charge

- Poids propre du Radier : 2,5x0, 30x1, 00ml=0,75t/ml
- g=0,75t/ml
- $G=g\frac{l}{2} = 0,75x2,15 = 1,61t$

b) Détermination des moments sur appuis



- $MA = MD = -\frac{Gl}{2F1}\ k1xK1\ = -\frac{1,61x4,30}{2x13,29}\ 1x3,66\ = -0,95t.m/ml$
- $MB = MC = \frac{Gl}{2F1}\ k1xk2\ = \frac{1,61x4,30}{2x13,29}(1x0,33) = 0,09t.m/ml$

c)Détermination des moments à mi travée

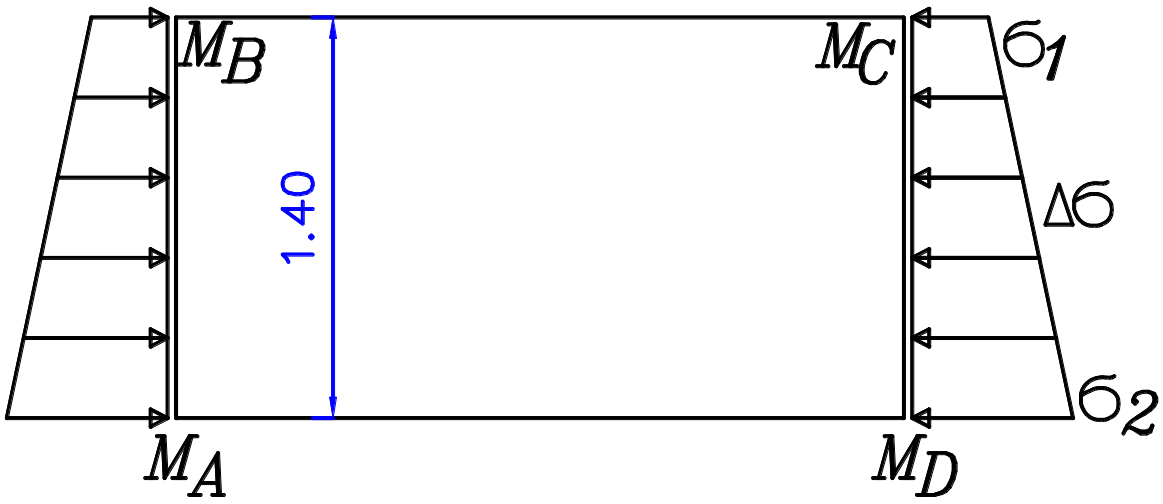
- $M\ A,D\ = \frac{Gl^2}{8} + MA = \frac{1,61x4,30^2}{8} - 0,95 = 2,77t.m/ml$
- $M\ B,C\ = \frac{MB+MC}{2} = 0,09t.m/ml$
- $M\ A,B\ = \frac{MA+MB}{2} = \frac{-0,95+0,09}{2} = -0,43t.m/ml$
- $M\ C,D\ = \frac{MC+MD}{2} = \frac{0,09-0,95}{2} = -0,43t.m/ml$

d) Détermination des efforts normaux

- $N1 = -N3 = \frac{3Glk1\ 1+k2}{2hF1} = \frac{3x1,61x4,30x1\ 1+0,33}{2x1,40x13,29} = 0,74t$
- $N2 = N4 = \frac{gxl}{2} = \frac{0,75x4,30}{2} = 1,61t$

2.4. Calcul des sollicitations sous l'action des terres

a)Calcul des contraintes σ1, σ2 et Δσ



- $\sigma 1 = k.\gamma d\ \ Er + \frac{E1}{2}\ = [\ 0,333x2\ \ \ 0 + \frac{0,30}{2}\ ] = 0,09t/m^2$

- $\sigma 2 = k\gamma d \;\; h + Er + \frac{E2}{2} \;\; = \;\; 0{,}333x2 \;\; 1{,}40 + 0 + \frac{0{,}30}{2} \;\; = 1{,}03t/m^2$
- $\Delta\sigma = \sigma 2 - \sigma 1 = 1{,}23 - 0{,}30 = 0{,}94t/m^2$

b) Détermination des moments sur appuis

- $MA = MD = - \frac{k2\ k2+3}{4F1}\sigma 1xh^2 + \frac{k2\ 3k2+8}{20F1}\Delta\sigma h^2$
- $MA = MD = -(\frac{0{,}33\ 0{,}33+3}{4x13{,}29}x0{,}09x1{,}40^2 + \frac{0{,}33\ 3x0{,}33+8}{20x13{,}29}x0{,}94x1{,}40^2)$
- $MA = MD = -0{,}02t.m/ml$
- $MB = MC = -(\frac{k2\ 3k1+k2}{4F1}\sigma 1xh^2 + \frac{k2\ 7k1+2k2}{20F1}\Delta\sigma xh^2)$
- $MB = Mc = -(\frac{0{,}33\ 3x1+0{,}33}{4x13{,}29}x0{,}09x1{,}40^2 + \frac{0{,}33\ 7x1+2x0{,}33}{20x13{,}29}x0{,}94x1{,}40^2$
- $MB = MC = -0{,}02t.m/ml$

c)Determination des moments à mi- travée

- $M\ A,B\ = M\ C,D\ = \frac{\sigma 1xh^2}{8} + \frac{\Delta\sigma xh^2}{12} + \frac{MA+MB}{2}$
- $M\ A,B\ = M\ C,D\ = \frac{0{,}09x1{,}40^2}{8} + \frac{0{,}94x1{,}4^2}{12} - \frac{0{,}02+0{,}02}{2}$
- $M\ A,B\ = M\ C,D\ = 0{,}16t.m/ml$
- $M\ A,D\ = \frac{MA+MD}{2} = -\frac{0{,}02+0{,}02}{2} = -0{,}02t.m/ml$
- $M(A,D = -0{,}02t.m/ml$
- $M\ B,C\ = \frac{MB+MC}{2} = -\frac{0{,}02+0{,}02}{2} = 0{,}02t.m/ml$
- $M\ B,C\ = -0{,}02t.m/ml$

d)Determination des efforts normaux

- $N1 = \frac{\sigma 1+2\sigma 2\ h}{6} + \frac{MB-MA}{h} + \frac{MD-MA}{l}$
- $N1 = \frac{0{,}09+2x1{,}03\ x1{,}40}{6} + \frac{-0{,}02+0{,}02}{1{,}40} + \frac{-0{,}02+0{,}02}{4{,}30} = 0{,}50t$
- $N1 = 0{,}50t$
- $N3 = \frac{2\sigma 1+\sigma 2\ h}{6} + \frac{MA-MB}{h} + \frac{MC-MB}{l}$
- $N3 = \frac{2x0{,}09+1{,}03\ x1{,}40}{6} + \frac{-0{,}02+0{,}02}{1{,}40} + \frac{-0{,}02+0{,}02}{2} = 0{,}43t$
- $N3 = 0{,}28t$
- $N2 = N4 = 0$

3. Calcul des sollicitations sous l'action des charges d'exploitations

3.1. Calcul des charges sous l'action du convoi de camion type Bc de 30t

Valeur de la surcharge

- $q' = \frac{48x1,1}{4,30x5} = 2,46t/ml$
- $L=4,00m$
- $G = gtxL = 0,98x4 = 3,92t$
- $S = q'xL = 2,46x4 = 9,82t$
- $Ainsi\ \delta = 1 + \frac{0,40}{1+0,2x4} + \frac{0,60}{1+\frac{4x3,92}{9,84}} = 1,45$

D'où la surcharge uniformément repartie sous le passage du convoi bc est :

- $q = q'x\delta = 2,46x1,45$
- $\boldsymbol{q = 3,57t/ml}$

3.2. Calcul des charges sous l'action du convoi de camion type Bt de 32t

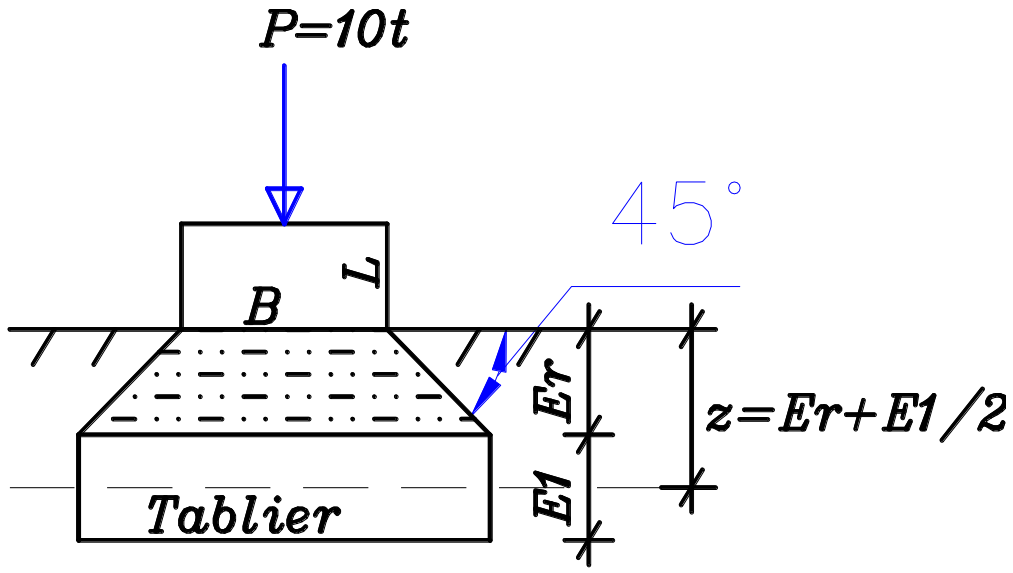
Valeur de la surcharge

- $q' = \frac{64x1,00}{4,30x6} = 2,48t/ml$
- $L=4,00m$
- $G = gtxL = 0,98x4 = 3,92t$
- $S = q'xL = 2,48x4 = 9,92t$
- $\delta = 1 + \frac{0,40}{1+0,2x4} + \frac{0,60}{1+\frac{4x3,92}{9,92}} = 1,45$

D'où la surcharge uniformément repartie sous le passage du convoi bt est :

- $q = q'x\delta = 2,48x1,45$
- $q = 3,61t/ml$

3.3. Calcul des charges sous l'action de la roue isolée Br de 10t



- $BxL = [\ B + z \quad L + z\ ]$
- $BxL = [\ 0{,}6 + 0{,}15 \quad 0{,}30 + 0{,}15\ ]$
- $BxL = 0{,}34m^2$
- $q' = \frac{10}{0{,}34} = 29{,}41t/m^2$
- $G = 0{,}98x4 = 3{,}92t$
- $S = q'x4 = 117{,}64t$
- $\delta = 1{,}75$
- $qbt = 51{,}52t/m^2$

Posons :

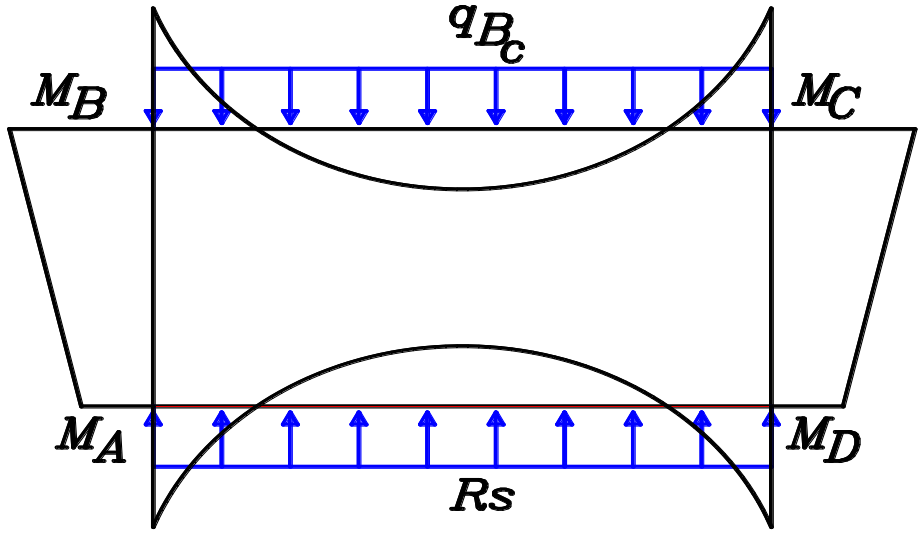
- $Q_{u \leq 0{,}0045xUcxhx\frac{fc28}{\gamma b}}\ avec\ Q_{u=1{,}50xP=15t}$
- $U_{c=2\ B+z+L+z\ =2\ 0{,}60+0{,}15+0{,}30+0{,}15\ =2{,}4m}$
- $0{,}15 < 0{,}27\ alors\ le\ poincoinnement\ est\ verifié$

Bc=3,57t/ml et Bt = 3,61t/ml mais notre chois porterons sur le système Bc compte tenue des forces de freinage qui s'applique sur ce système.

4. Charge d'exploitation

4.1. Surcharge $qb_{c=3,57t/ml}$

a)Détermination des moments sur appuis



- $MA = MD = -\frac{ql^2}{4F1}\ k1K1 - k2\ = -\frac{3,57x4,30^2}{4x13,29}\ 1x3,66 - 0,33$
- $MA = MD = -4,13t.m/ml$
- $MB = MC = -\frac{ql^2}{4xF1}\ K2 - k1k2\ = -\frac{3,57x4,30^2}{4x13,29}\ 3,66 - 1x0,33$
- $MB = MC = -4,13t.\frac{m}{ml}$

b) Détermination des moments à mi- travée

- $M\ B,C\ = \frac{qxl^2}{8} + \frac{MB+MC}{2} = \frac{3,57x4,30^2}{8} - \frac{4,13+4,13}{2}$
- $M\ B,C\ = M\ A,D\ = 4,12t.m/ml$
- $M\ A,B\ = \frac{MA+MB}{2}$
- $M\ A,B\ = M\ C,D\ = -4,13t.\frac{m}{ml}$

c) Détermination des efforts normaux

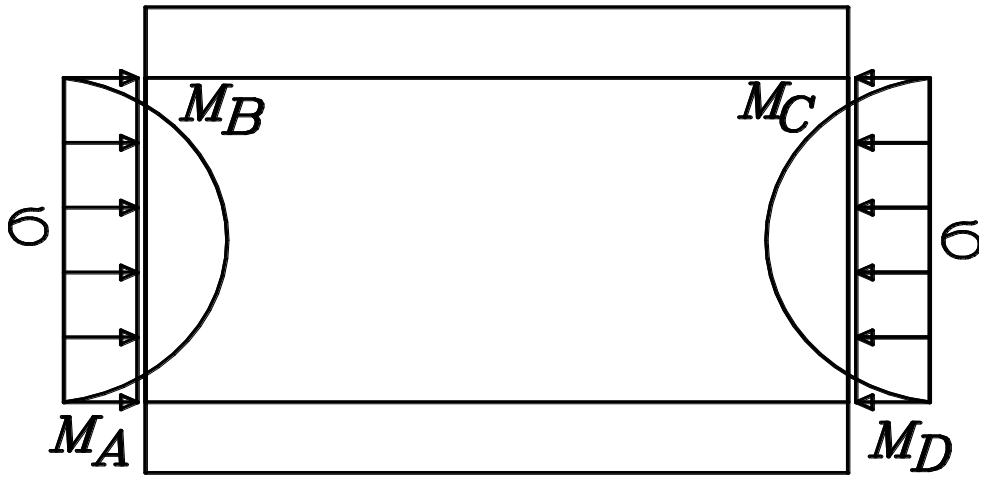
- $N1 = -N3 = \frac{MB-MA}{h}$
- $N1 = N3 = 0$
- $N2 = N4 = \frac{ql}{2} = \frac{3,57x4,30}{2}$
- $N2 = N4 = 7,68t$

4.2. Calcul des charges sous l'action des surcharges routières de remblai d'accès

- ✓ Valeur de la surcharge pris : 1t/m^2

a)Descente de charge

- Contrainte horizontale
- $\sigma = \text{kxq} = 0{,}333\text{x}1 = 0{,}333\text{t/m}^2$
- La résultante
- $\text{R} = \sigma\text{h} = 0{,}333\text{x}1{,}40 = 0{,}47\text{t/ml}$



b) Détermination des moments sur appuis

- $\text{MA} = -\frac{\text{k2 k2+3 }\sigma\text{h}^2}{4\text{F1}} = -\frac{0{,}33\ 0{,}33+3\ \text{x}0{,}333\text{x}1{,}40^2}{4\text{x}13{,}29} = -0{,}01\text{t.m/ml}$
- $\text{MA} = \text{MB} = \text{MC} = \text{MD} = -0{,}01\text{t.}\frac{\text{m}}{\text{ml}}$

c)Détermination des moments à mi- travée

- $\text{M A,B} = \frac{\sigma\text{xh}^2}{8} + \frac{\text{MA+MB}}{2} = \frac{0{,}333\text{x}1{,}40^2}{8} - \frac{0{,}01+0{,}01}{2}$
- $\text{M A,B} = \text{M C,D} = 0{,}07\text{t.m/ml}$
- $\text{M B,C} = \frac{\text{MB+MC}}{2}$
- $\text{M B,C} = \text{M A,D} = -0{,}01\text{t.m/ml}$

d) Détermination des efforts normaux

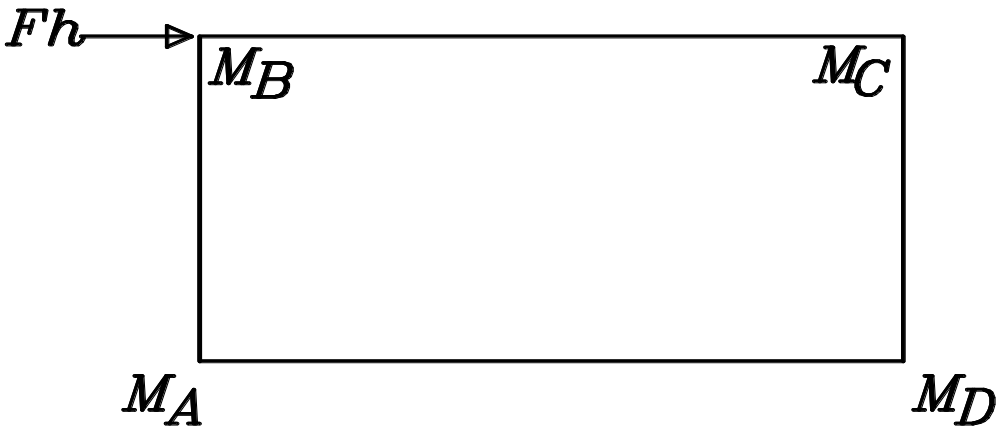
- $N1 = -N3 = \frac{\sigma h}{2} = \frac{0,333x1,40}{2}$
- $N1 = -N3 = 0,23t$
- $N2 = N4 = 0$

4.3. Sollicitation sous l'action des forces de freinage

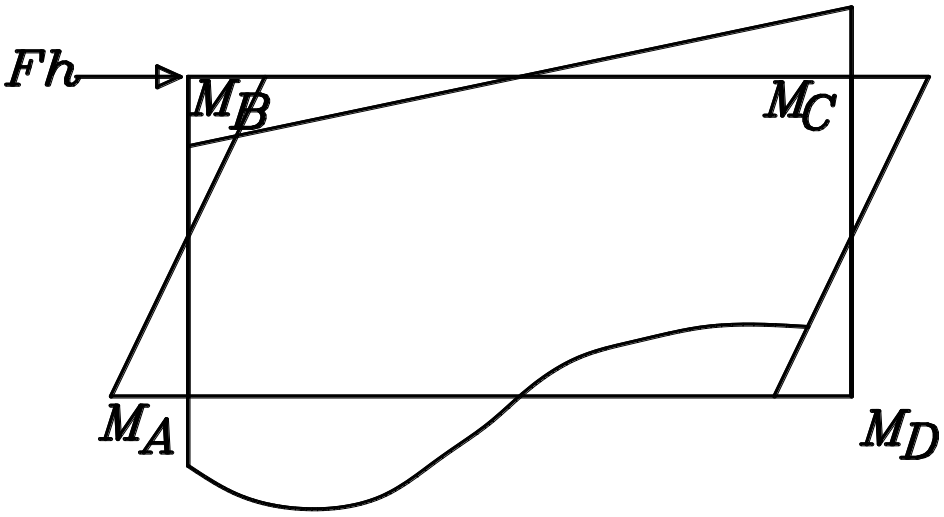
a)Calcul de la force de freinage

NB : Pour le système Bc il n'est admis au maximum qu'un camion pour le freinage sur l'ouvrage.

$Fh = \frac{24}{2,5} = 9,6t/ml$



b) Détermination des moments sur appuis



- $MA = -\frac{FhxhxK3}{2F2} = \frac{9,6x1,40x1,79}{2x3,98} = -3,02t.m/ml$
- $MA = -MD = -3,02t.m/ml$
- $MB = \frac{FhxhxK4}{2F2} = \frac{9,6x1,40x2,19}{2x3,98} = 3,70t.m/ml$
- $MB = -MC = 3,70t.m/ml$

c)Détermination des moments à mi- travée

- $M\ A,B\ = \frac{MA+MB}{2} = \frac{-3,02+3,70}{2} = 0,34t.m/ml$
- $M\ A,B\ = -M\ C,D\ = 0,34t.m/ml$
- $M(B,C)=M(A,D)=0$

d) Détermination des efforts

- $N1 = -N3 = \frac{F_h}{2} = \frac{9,6}{2} = 4,8t$
- $N2 = N4 = \frac{F_h xhxK4}{lxF2} = \frac{9,6x1,40x2,19}{4,3x3,98} = 1,72t$

Tableau A15 : Récapitulatif des efforts et sollicitations du système Bc

Désignation	Cas	MA	Piédroit	MB	Tablier	MC	Piédroit	MD	Radier	Radier	Piédroit		Tablier
			M (A,B)		M(B,C)		M(C,D)		M(A,D)	N1	N2	N4	N3
Tablier	1	-1,14	-1,14	-1,14	1,12	-1,14	-1,14	-1,14	1,12	0,00	2,11	2,11	0,00
Piédroit	2	-0,62	-0,28	0,06	0,06	0,06	-0,28	-0,62	0,51	0,43	1,05	1,05	-0,43
Radier	3	-0,95	-0,43	0,09	0,09	0,09	-0,43	-0,95	2,77	0,74	1,61	1,61	-0,74
Poussée des terres	4	-0,02	0,16	-0,02	-0,02	-0,02	0,16	-0,02	-0,02	0,50	0,00	0,00	0,28
Charge Bc	5	-4,13	-4,13	-4,13	4,12	-4,13	-4,13	-4,13	4,12	0,00	7,68	7,68	0,00
Remblai	6	-0,01	-0,07	-0,01	-0,01	-0,01	-0,07	-0,01	-0,01	-0,23	0,00	0,00	0,23
Freinage	7	-3,02	0,34	3,70	0,00	-3,70	-0,34	-3,02	0,00	4,80	1,72	-1,72	-4,80
G	1+2+3+4	-2,73	-1,69	-1,01	1,25	-1,01	-1,69	-2,73	4,38	1,67	4,77	4,77	-0,89
Q1	5+6	-4,14	-4,20	-4,14	4,11	-4,14	-4,20	-4,14	4,11	-0,23	7,68	7,68	0,23
Q2	5+7	-7,15	-3,79	-0,43	4,12	-7,83	-4,47	-7,15	4,12	4,80	9,40	5,96	-4,80
Q3	6+7	-3,03	0,27	3,69	-0,01	-3,71	-0,41	-3,03	-0,01	4,57	1,72	-1,72	-4,57
Q4	5+6+7	-7,16	-3,86	-0,44	4,11	-7,84	-4,54	-7,16	4,11	4,57	9,40	5,96	-4,57
Qmax		-7,16	-4,20	-4,14	4,12	-7,84	-4,54	-7,16	4,12	4,80	9,40	7,68	-4,80

- **Calcul des armatures**

B=100cm; H=30cm; d=27cm; Fbu=141.7;ρs = 3480 bars

Calcul des armatures du tablier

- **Aux appuis B (Lit supérieur)**
  - Calcul à l'Etat Limite Ultime
    - Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x1, 01+1,61x4, 14=8,03t.m/ml
    - Nu=1,35*G+1,61Q=1,35x0, 89+1,61x4, 80=8,93t
    - e=Mu/Nu=8,03/8,93=0,90m d'où la section est partiellement comprimée
    - M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=8,03+(8,93x0,12)=9,10t.m/ml
    - µu=M/ (b*d2*$f$bu)=9,10*105/ (100*272*141,7)= 0,09
    - µu< µl→d'ou armature simple
    - $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}09)} = 0{,}12$
    - $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}12\ = 0{,}26m$
    - $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{9{,}1010^5}{26}-8{,}9310^3}{3480} = 7{,}59\ cm^2$

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

NB : lorsque $\alpha u \leq \frac{\gamma-1}{2}+\frac{fcj}{100}\ avec\ \gamma = \frac{Mu}{Ms}$; il sera admis de ne pas procéder à la vérification des contraintes ; valable pour l'acier feE400

- Ms=G+1,20Q=1,01+1,20x4,80=5,98t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}12 < 0{,}42$→OK

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=7,59cm^2 avec choix des aciers **Au=7HA12=7,92cm**^{2} Esp=15cm.

- ***A l'appui C (Lit supérieur)***
  - *Calcul à l'Etat Limite Ultime*
    - Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x1, 71+1,61x7, 67=13,99t.m/ml
    - Nu=1,35*G+1,61Q=1,35x0, 89+1,61x4, 80=8,93t
    - e=Mu/Nu=13,99/8,93=1,57m d'où la section est partiellement comprimée

- M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=13,99+(8,93x0,12)=15,06t.m/ml
- µu=M/ (b*d2*$f$bu)=15,06*105/ (100*272*141,7)= 0,15
- µu< µl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}15)} = 0{,}20$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}20\ = 0{,}25m$
- $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{15{,}0610^5}{25}-8{,}7310^3}{3480} = 14{,}84\ cm^2$

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=1,01+1,20x7,84=10,42t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}20 < 0{,}42$→OK

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=14,84cm^2 avec choix des aciers **Au=10HA14=15,39cm**^{2} Esp=10cm.

- ***A mi- travée B-C (Nappe inférieure)***
  - *Calcul à l'Etat Limite Ultime*
    - Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x1, 25+1,61x4, 12=8,32t.m/ml
    - Nu=1,35*G+1,61Q=1,35x0, 89+1,61x4, 80=8,93t
    - e=Mu/Nu=8,32/8,93=0,93m d'où la section est partiellement comprimée
    - M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=8,32+(8,93x0,12)=9,39t.m/ml
    - µu=M/ (b*d2*$f$bu)=9,39*105/ (100*272*141,7)= 0,09
    - µu< µl→d'ou armature simple
    - $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}09)} = 0{,}12$
    - $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}12\ = 0{,}26m$
    - $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{9{,}3910^5}{26}-8{,}9310^3}{3480} = 7{,}92\ cm^2$

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=1,25+1,20x4, 12=6,19t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}12 < 0{,}42$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=7,92cm^2 avec choix des aciers **Au=7HA12=7,92cm**^{2} Esp=15cm.

Calcul des armatures du radier

- **Aux appuis A et D (Nappe inférieure)**
  - *Calcul à l'Etat Limite Ultime*
    - Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x2, 73+1,61x7, 16=15,21t.m/ml
    - Nu=1,35*G+1,61Q=1,35x1, 67+1,61x4, 80=9,98t
    - e=Mu/Nu=15,21/9,98=1,52m d'où la section est partiellement comprimée
    - M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=15,21+(9,98x0,12)=16,41t.m/ml
    - µu=M/ (b*d2*$f$bu)=16,41*105/ (100*272*141,7)= 0,16
    - µu< µl→d'ou armature simple
    - $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}16)} = 0{,}22$
    - $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}22\ = 0{,}25m$
    - $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{16{,}4110^5}{25}-9{,}9810^3}{3480} = 16{,}26\ cm^2$

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=2,73+1,20x7, 16=11,32t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}22 < 0{,}42$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=16,26cm^2 avec choix des aciers **Au=11HA14=16,93cm**^{2} Esp=9cm.

- **A mi- travée A-D (Nappe supérieure)**
  - *Calcul à l'Etat Limite Ultime*
    - Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x4, 38+1,61x4, 12=12,55t.m/ml
    - Nu=1,35*G+1,61Q=1,35x1, 67+1,61x4, 80=9,98t
    - e=Mu/Nu=12,55/9,98=1,26m d'où la section est partiellement comprimée
    - M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=12,55+(9,98x0,12)=13,74t.m/ml

- μu=M/ (b*d2*$f$bu)=13,74*105/ (100*272*141,7)= 0,13
- μu< μl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}13)} = 0{,}18$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}18\ = 0{,}25m$
- $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{13{,}7410^5}{25}-9{,}9810^3}{3480} = 12{,}89\ cm^2$

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=4,38+1,20x4, 12=9,32t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}18 < 0{,}42$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=12,89cm^2 avec choix des aciers **Au=9HA14=13,85cm**^{2} Esp=12cm.

Calcul des armatures des piédroits

Données de calcul : b=100cm ; ép.=30cm ; d=27cm ; Fbu=141,7bars ;$\sigma s = 3480$ bars

a)En pied (Nœud A)

Calcul à l'Etat Limite Ultime

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x2, 73+1,61x7, 16=15,21t.m/ml
- Nu=1,35*G+1,61Q=1,35x4, 77+1,61x9, 40=21,57t
- e=Mu/Nu=15,21/21,57=0,71m d'où la section est partiellement comprimée
- M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=15,21+(21,57x0,12)=17,80t.m/ml
- μu=M/ (b*d2*$f$bu)=17,80*105/ (100*272*141,7)= 0,17
- μu< μl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}17)} = 0{,}24$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}24\ = 0{,}24m$
- $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{17{,}8010^5}{24}-21{,}5710^3}{3480} = 14{,}74cm^2$

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=2,73+1,20x7, 16=11,32t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}24 < 0{,}42$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=14,74cm^2 avec choix des aciers **Au=10HA14=15,39cm**^{2} Esp=10cm.

b) En pied (Nœud D)

Calcul à l'Etat Limite Ultime

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x2, 73+1,61x7, 16=15,21t.m/ml
- Nu=1,35*G+1,61Q=1,35x4, 77+1,61x7, 68=18,80t
- e=Mu/Nu=15,21/18,80=0,81m d'où la section est partiellement comprimée
- M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=15,21+(18,80x0,12)=17,47t.m/ml
- µu=M/ (b*d2*$f$bu)=17,47*105/ (100*272*141,7)= 0,17
- µu< µl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}17)} = 0{,}23$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}23\ = 0{,}24m$
- $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{17{,}4710^5}{24}-18{,}8010^3}{3480} = 15{,}10\ cm^2$

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=2,73+1,20x7, 16=11,31t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}23 < 0{,}42$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=15,10cm^2 avec choix des aciers **Au=10HA14=15,39cm**^{2} Esp=10cm.

c)En tête (Nœud B)

Calcul à l'Etat Limite Ultime

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x1,01+1,61x4,14=8,03t.m/ml

- Nu=1,35*G+1,61Q=1,35x4, 77+1,61x9, 40=21,57t
- e=Mu/Nu=8,07/21,57=0,37m d'où la section est partiellement comprimée
- M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=8,03+(21,57x0,12)=10,62t.m/ml
- μu=M/ (b*d2*$f$bu)=10,62*105/ (100*272*141,7)= 0,10
- μu< μl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}10)} = 0{,}14$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}14\ = 0{,}26m$
- $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{10{,}6210^5}{26}-21{,}5710^3}{3480} = 5{,}75cm^2$

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=1,01+1,20x4, 14=5,98t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}14 < 0{,}42$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=5,75cm^2 avec choix des aciers **Au=8HA10=6,28cm**^{2} Esp=13cm.

d) En tête (Nœud C)

Calcul à l'Etat Limite Ultime

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x1, 01+1,61x7, 84=13,99t.m/ml
- Nu=1,35*G+1,61Q=1,35x4, 77+1,61x7, 68=18,80t
- e=Mu/Nu=13,99/18,80=0,74m d'où la section est partiellement comprimée
- M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=13,99+(18,80x0,12)=16,24t.m/ml
- μu=M/ (b*d2*$f$bu)=16,24*105/ (100*272*141,7)= 0,16
- μu< μl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}16)} = 0{,}22$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}22\ = 0{,}25m$
- $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{16{,}2410^5}{25}-18{,}8010^3}{3480} = 13{,}51\ cm^2$

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=1,01+1,20x7, 84=10,42t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}22 < 0{,}42$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=13,51cm^2 avec choix des aciers **Au=9HA14=13,85cm**^{2} Esp=11cm

e)A mi- travée A-B

Calcul à l'Etat Limite Ultime

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x1, 69+1,61x4, 20=9,04t.m/ml
- Nu=1,35*G+1,61Q=1,35x4, 77+1,61x9, 40=21,57t
- e=Mu/Nu=9,04/21,57=0,42m d'où la section est partiellement comprimée
- M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=9,04+(21,57x0,12)=11,63t.m/ml
- µu=M/ (b*d2*$f$bu)=11,63*105/ (100*272*141,7)= 0,11
- µu< µl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}11)} = 0{,}15$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}15\ = 0{,}25m$
- $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{11{,}6310^5}{25}-21{,}5710^3}{3480} = 6{,}97\ cm^2$

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=1,69+1,20x4, 20=6,73t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}15 < 0{,}42$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

On retiendra Au=6,97cm^2 avec choix des aciers **Au=9HA10=7,07cm**^{2} Esp=11cm.

f) mi- travée C-D

Calcul à l'Etat Limite Ultime

- Mu=1,35*G+1,61Q=1,35x1, 69+1,61x4, 54=9,59t.m/ml
- Nu=1,35*G+1,61Q=1,35x4, 77+1,61x7, 68=18,80t
- e=Mu/Nu=9,59/18,80=0,51m d'où la section est partiellement comprimée
- M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=9,59+(18,80x0,12)=11,85t.m/ml
- µu=M/ (b*d2*$f$bu)=11,85*105/ (100*272*141,7)= 0,11
- µu< µl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}11)} = 0{,}15$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}27\ 1-0{,}4x0{,}15\ = 0{,}25m$
- $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{11{,}8510^5}{25}-18{,}8010^3}{3480} = 8{,}03\ cm^2$

Vérification à l'Etat Limite de Service(ELS)

- Ms=G+1,20Q=1,69+1,20x4, 59=7,14t.m/ml
- $\alpha u = \alpha = 0{,}15 < 0{,}42$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x27x21/4000=3,26cm^2

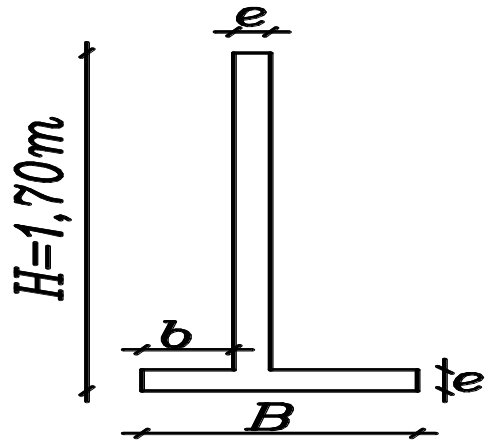
On retiendra Au=8,03cm^2 avec choix des aciers **Au=8HA12=9,05cm**^{2} Esp=12cm.

Tableau A16 : Récapitulatif des sections d'armatures

Désignation	Position	Travées	Appuis	As(cm2/ml)	Type	Esp. (cm)	Ar(cm2/ml)
TABLIER	Nappe tendue	BC	-	7,92	7HA12	15	5HA10 Esp=22
	Nappe compr.	-	B	7,59	7HA12	15	
	Nappe compr.	-	C	14,84	10HA14	10	
RADIER	Nappe compr.	AD	-	12,89	9HA14	12	6HA10 Esp=18
	Nappe tendue	-	A et D	16,26	11HA14	9	
PIEDROIT	En Pied	-	A	14,74	10HA14	10	5HA10 Esp=22
	En Pied		D	15,10	10HA14	10	
	En tête		B	5,75	8HA10	13	
	En tête		C	13,51	9HA14	11	
	-	AB	-	6,97	9HA10	11	
	-	CD	-	8,03	8HA12	12	

- **Etude du mur en ails**

Pré-dimensionnement



- Valeur s minimales
  - e=0,08333*H=0,14m
  - B=0,45*H=0,77m
  - b=0,20*H=0,34m
- Valeurs adoptés
  - e=0,25m
  - B=1,50m
  - b=0,40m
- Evaluation des contraintes

Les contraintes verticales

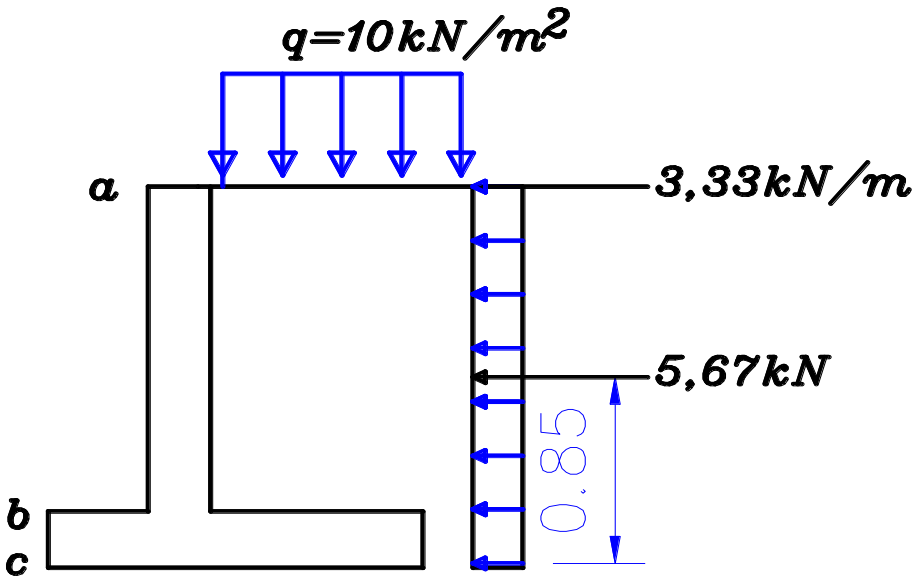
- Au point a
  - z=0
  - σv=σz=0
- Au point b
  - z=1,5m
  - ϭ v=30kPa
- Au point c
  - z=1,70m
  - ϭ v=34kPa

Les contraintes horizontales

- Au point a
  - z=0
  - σh=σv*ka=0
- Au point b
  - z=1,5m
  - σh=10kPa
- Au point c
  - z=1,70m
  - σh=11,32kPa

Etude de stabilité

- Inventaire des actions



Charges verticales

- Poids propre du voile
  - Wv=1,45x0, 25x25=9,06 kN/m2
  - Poids propre de la semelle
  - Wf=1,50x0, 25x25=9,38 kN/m2
- Poids propre du massif
  - Ws=0,85x1, 45x20=24,65 kN/m2
- Charge d'exploitation
  - Wq=0,85x10=8,50kN/m2

☞ **Total→Rv=51,60 kN/m²**

Charges horizontale

- Poussée du sol
  - Ps= (11,32x1, 70)/2=9,62 kN/m
- Charge d'exploitation
  - Pq=3,33x1, 70=5,67 kN/m

☞ **Total→P_H=15,38 kN/m²**

Vérification des conditions

- Portance du sol d'assise
  - $\sigma \leq qd = 0{,}15MPa$
  - $\frac{Rv}{S} = \frac{51{,}60}{1{,}50x1{,}00ml} = 34{,}40\ kPa < 200\ kPa \rightarrow$ **OK**
- Résistance au renversement (moment)
  - ✓ Charge verticale
    - Voile=9,06x0, 525=4,77 kN.m
    - Semelle=9,38x0, 75=7,04 kN.m
    - Massif (sol)=24,65x1, 075=26,50kN.m
    - Exploitation=8,50x1, 075=9,14 kN.m

☞ Total=47,50 kN.m

  - ✓ Charge horizontale
    - Poussée de sol=9,62 x0, 57=9,48 kN.m
    - Exploitation=5,67x0,85=4,82 kN.m

☞ Total=14,30 kN.m

NB : Coefficient de sécurité=1,50

- $\alpha = \frac{M/0\ Stabilisation}{M/0Renversement} = \frac{47{,}50}{14{,}30} = 3{,}32 > 1{,}5 \rightarrow$ **OK Pas de renversement**
  - Résistance au glissement
    - RH=tanϕRv=tan30x51, 60
    - RH=29,80 kN
    - $\frac{R_H}{P_H} = \frac{29{,}80}{15{,}38} = 1{,}93 > 1{,}5 \rightarrow$ **OK Pas de glissement**

Calcul de l'excentricité

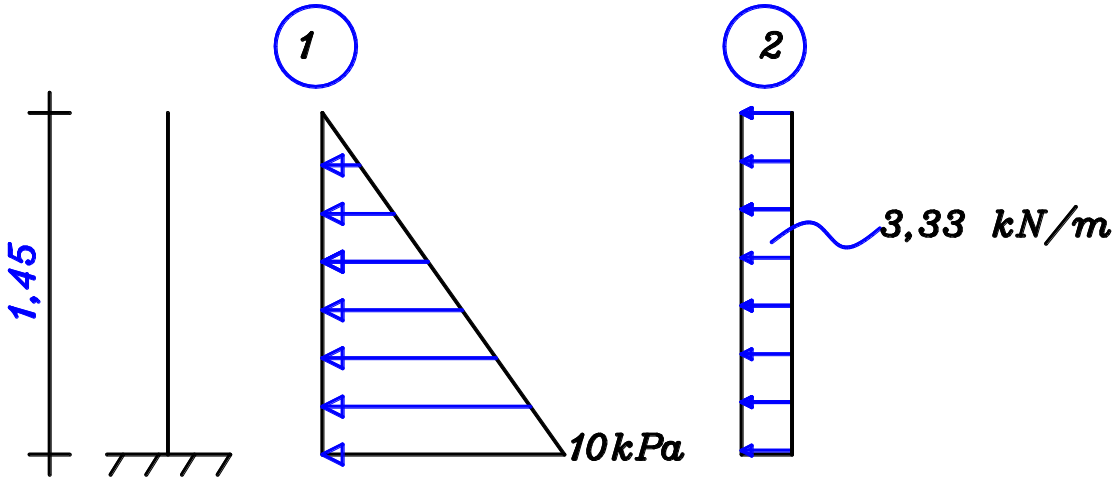
Mu=MRV-MRH=47, 50-14, 30

Mu=33, 20 kN

e/o=$\frac{33{,}20}{51{,}60} = 0{,}64m \rightarrow$Rv dans le noyau central SEC

❖ ***Calcul des armatures***

1°) Armature dans le voile



$1 \rightarrow \frac{10}{1,45} z = 6,90z$

$2 \rightarrow 3,33z$

$V(z)=1,50x3,33z+1,35\ x\frac{6,90z*z}{2}$

$V(z)=5,00z+4,66z^2$

$M(z)=5,00x\frac{z}{2} + 4,66z^2 * \frac{z}{3}$

$M(z) =2,50z^2+1,55z^3$

M (1, 45) =10 kN.m

N (1, 45) =1, 35x0, 25*1, 45*25=12,23kN

$E0=\frac{M}{N} = \frac{10}{12,23} = 0,81m<4h$; nous mémerons donc en flexion composée.

Avec :

- M_A=N1x ea où ea=eo+ $[(\frac{e}{2}) - 0,05]$
- M_A=12,23x0, 89=10,88 kN.m
    - Mu=1,09t.m/ml
    - Nu=1,22t

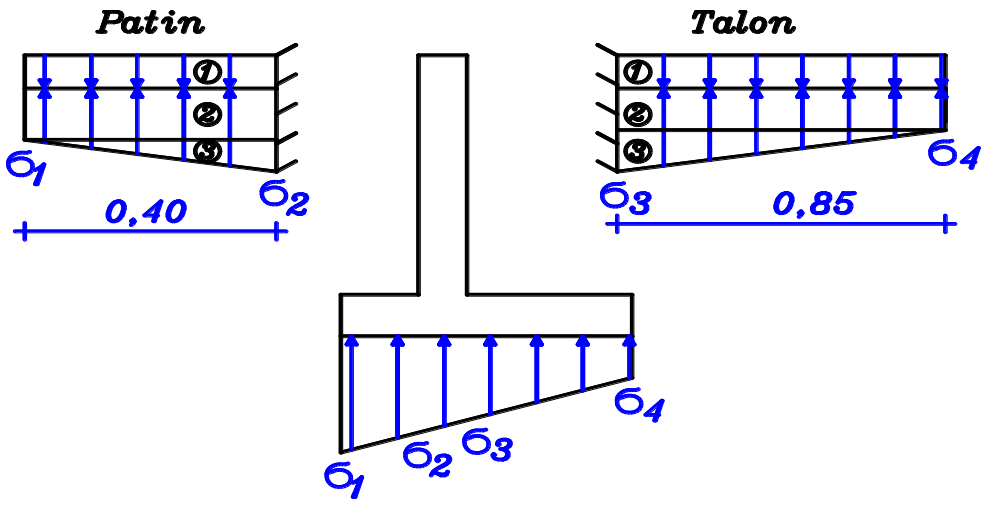
- e=Mu/Nu=1,09/1,22=0,89m d'où la section est partiellement comprimée
- M=Mu+(Nu*(d-d')/2)=1,09+(1,22x0,10)=1,21t.m/ml
- μu=M/ (b*d^2*$f$bu)=1,21*10^5/ (100*23^2*141,7)= 0,02
- μu< μl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}02)} = 0{,}03$
- $z = d\ 1-0{,}4\alpha\ = 0{,}23\ 1-0{,}4x0{,}03\ = 0{,}23m$
- $Au = \frac{\frac{M}{Z}-Nu}{\sigma s} = \frac{\frac{1{,}0910^5}{23}-1{,}22x10^3}{3480} = 1{,}01\ cm^2$

Condition de non fragilité de la section:

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x23x21/4000=2,78cm^2

On retiendra Au=2,78cm^2 avec choix des aciers **Au=6HA8=3,02cm^2** Esp=18cm

2) Armature dans la semelle



Calcul des contraintes

- σmin=$\frac{N}{bh}-\frac{6M}{bh^2}=\frac{51{,}60}{1x1{,}50}-\frac{6x51{,}60x0{,}11}{1x1{,}50^2}=19{,}26$ kPa
- σmin=19,26kPa
- σmax=$\frac{51{,}60}{1{,}50}+\frac{6x51{,}60x0{,}11}{1x1{,}50^2}=49{,}54$ kPa
- Sur 1,50m →Δv=49,54-19,26 =30,28 kPa

- Sur 0,40m →$\Delta v=\frac{0,40x30,28}{1,50}=8,07$ kPa
- Sur 0,65m→$\Delta v=\frac{0,65x30,28}{1,50}=13,12$ kPa
- σ2 =49,54-8,07=41,47 kPa
- σ3=49,54-13,12=36,42 kPa
- σ4=49,54-19,26=30,28 kPa

Dans le patin

Calcul du moment

- 1=-M1=S x $\gamma_b x\frac{l^2}{2}=0,25x1x25x\frac{0,40^2}{2}$
- 1=-0,50 kN.m
- 2=M2=σ2x$\frac{l^2}{2}=41,47x\frac{0,4^2}{2}=3,32$ kN. m
- 3=M3=$\frac{l}{2}$ $\sigma max-\sigma 2$ x$\frac{2}{3}l=\frac{0,4}{2}$ $49,54-41,47$ x$\frac{2}{3}$0,40=0,43 kN.m

Mp=3,25 kN.m

Calcul des sections d'armatures

- Mu= 0,33t.m/ml
- μu=M/ (b*d^2*$f$bu)=0,33*10^5/ (100*$22,5^2$*141,7)= 0,005
- μu< μl→d'ou armature simple
- $\alpha=1,25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)}=1,25*(1-\sqrt{1-(2*0,005)}=0,006$
- $z=d\ 1-0,4\alpha\ =0,23\ 1-0,4x0,006\ =0,23m$
- $Ast=\frac{M}{Zx\rho st}=\frac{0,32x10^5}{23x3480}=0,40\ cm^2/m$

<u>*Condition de non fragilité de la section:*</u>

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x23x21/4000=2,78cm^2

On retiendra Au=2,78cm^2 avec choix des aciers **Au=6HA8=3,02cm**^{2} Esp=18cm

Dans le talon

Calcul du moment

- 1=-M1=S x $\gamma_b x \frac{l^2}{2} = 0{,}25x1x25x\frac{0{,}85^2}{2}$
- 1=-2,26 kN.m
- 2=M2=σ3x$\frac{l^2}{2} = 36{,}42x\frac{0{,}85^2}{2} = 13{,}16$ kN. m
- 3=M3=$\frac{l}{2}$ $\sigma 3 - \sigma 4$ x$\frac{2}{3}$l = $\frac{0{,}85}{2}$ $36{,}42 - 30{,}28$ x$\frac{2}{3}$0,85=1,48 kN.m

Mt=12,38 kN.m

Calcul des sections d'armatures

- Mu= 1,24t.m/ml
- μu=M/ (b*d^2*$f$bu)=1,24*10^5/ (100*22,5^2*141,7)= 0,02
- μu< μl→d'ou armature simple
- $\alpha = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*\mu u)} = 1{,}25*(1-\sqrt{1-(2*0{,}02} = 0{,}03$
- $z = d\ 1 - 0{,}4\alpha\ = 0{,}23\ 1 - 0{,}4x0{,}03\ = 0{,}23m$
- $Ast = \frac{M}{Zx\rho st} = \frac{1{,}24x10^5}{23x3480} = 1{,}55\ cm^2/m$

<u>*Condition de non fragilité de la section:*</u>

- Amin=0,23xbxdx$f$t28/Fe=0,23x100x23x21/4000=2,78cm^2

On retiendra Au=2,78cm^2 avec choix des aciers **Au=6HA8=3,02cm**^{2} Esp=18cm

Tableau A17 : Récapitulatif des sections d'aciers d'armatures

Désignation	As (cm2/ml)	Type	Esp. (cm)
VOILE	2,78	6HA8	18
SEMELLE	2,78	6HA8	18

Annexe N° 5: Etudes structurelles de la chaussée

Tableau A18 : Synthèse des données

Année de comptage du trafic	N0	2003
Trafic moyen journalier (nombre de poids lourds)	T_{Pl}	148
Année de mise en service	N1	2014
Coefficient d'Agressivité moyen	CAM	1,04
Durée de vie de la route	N	15
Trafic a l'année de mise en service	T0	253
Nombre d'essieu standard	Tn	$2{,}072x10^{6}$

Vérification des contraintes de rupture de la structure de chaussée

Alizé-Lcpc - Dimensionnement des structures de chaussées

Selon la méthode rationnelle Lcpc-Sétra

Signalement du calcul :

- Données Structure : saisie écran, sans nom
- Titre de l'étude : Mémoire Master 2 G-C/2iE
- Données Chargement :
  - Jumelage standard de 65 kN
  - Pression verticale : 0,6620 MPa
  - Rayon de contact : 0,1250 m
  - Entraxe jumelage : 0,3750 m

Unités : m, MN et MPa ; déformations en µdéf ; déflexions en mm/100

Notations :

X=axe transversal Y=axe longitudinal Z=axe vertical

R=axe vertical roue J=axe vertical entre-jumelage

Tableau 1+2 (synthèse) :

Tractions principales majeures dans le plan horizontal XoY et

compressions principales majeures selon la verticale ZZ ; déflexion maximale

	niveau calcul	EpsilonT horizontale	SigmaT horizontale	EpsilonZ verticale	SigmaZ verticale
---------- surface (z=0.000) ----------					
h= 0,050 m	0,000m	-110,5 X-J	0,000 X-J	-3,4 Z-R	0,658 Z-R
E= 1150,0 MPa					
nu= 0,350	0,050m	-64,2 X-R	0,199 Y-J	392,4 Z-R	0,611 Z-R
---------- collé (z=0,050m) ----------					
h= 0,200 m	0,050m	-64,2 X-R	0,122 Y-J	695,6 Z-R	0,611 Z-R
E= 600,0 MPa					
nu= 0,350	0,250m	-200,0 Y-J	-0,085 Y-R	326,5 Z-R	0,147 Z-R
---------- collé (z=0,250m) ----------					
h= 0,200 m	0,250m	-200,0 Y-J	-0,034 Y-J	402,9 Z-R	0,147 Z-R
E= 400,0 MPa					
nu= 0,350	0,450m	-268,6 Y-J	-0,127 Y-J	317,2 Z-J	0,046 Z-J
---------- collé (z=0,450m) ----------					
h infini	0,450m	-268,6 Y-J	-0,004 Y-J	629,5 Z-J	0,046 Z-J
E= 75,0 MPa					
nu= 0,350					

Déflexion maximale = 60,2 mm/100 (entre-jumelage)

Rayon de courbure = 145,5 m (entre-jumelage)

Annexe N° 6 : Avant Métré

AMENAGEMENT VOIRIE URBAINE					
TRONCON 3:999,308 ml					
DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF					
N°	**DESIGNATION**	**U**	**QTES**	**P.U(FCFA)**	**P.T(FCFA)**
000	**INSTALLATION GENERALE DE CHANTIER**				
001	Installation et repli de chantier	FF	1,00	18 000 000	18 900 000
002	Amené et repli du matériel	FF	1,00	11 000 000	11 300 00
	SOUS TOTAL SERIE 000				**30 200 000**
100	**TRAVAUX PRELIMINAIRES - TERRASSEMENTS GENERAUX**				
101	Décapage de terre végétale sur 20 cm	m²	22 000	250	5 500 000
102	Démolition des ouvrages sur l'emprise	u	2,00	250 000	500 000
103	Remblai en provenance de carrière, y compris plus-value de transport	m^3	336,75	7 500	2 525 625
104	Purge des terres de mauvaise tenue	m^3	-	15 000	-
105	Déblai mis en dépôt hors site d'emprunt	m^3	1 335,75	4 000	5 343 000
106	Remblai en provenance de déblai en terrain meuble (25%)	m^3	445,25	3 000	1 335 750
	SOUS TOTAL SERIE 100				**15 204 375**
200	**TRAVAUX DE VOIRIE**				
301	Réglage et compactage de l'arase des terrassements	m²	22 000,00	250	5 500 000
302	Fourniture et mise en œuvre de graveleux latéritiques sur 20 cm pour couche de fondation compactée à 95% de l'OPM	m^3	1 860,00	5 000	9 300 000
303	Fourniture et mise en œuvre de graveleux latéritiques sur 25 cm pour couche de base	m^3	2 325,00	6 000	13 950 000
304	Fourniture et mise en œuvre de cut-back 0/1 à 1,200 kg/m^2 pour couche d'imprégnation	m^2	9 300,00	1 500	13 950 000
305	Fourniture et mise en œuvre de l'émulsion de bitume à 300 g/m^2 pour couche d'accrochage	m^2	9 300,00	1 300	12 090 000
306	Revêtement en BB, Epaisseur 5 cm	m^2	9 300,00	20 000	186 000 000
	SOUS TOTAL SERIE 200				**240 790 000**

300	**ASSAINISSEMENT ET DRAINAGE**				
301	Bordure discontinue T2	ml	2 310	16 000	36 960 000
302	Caniveaux en BA 80x80	ml	693,20	60 000	41 592 000
303	Dalot en BA N°1	m^3	203,82	150 000	30 573 000
304	Dalot en BA N°2	m^3	35,32	150 000	5 298 000
	SOUS TOTAL SERIE 300				**114 423 000**
400	**SIGNALISATION-SECURITE-DIVERS**				
401	Marquage en peinture blanche retro réfléchissante				
401. a	- Marquage axial continu de largeur 12 cm	ml	999,31	1000	999 310
401. b	- Marquage axial discontinu de largeur 12 cm	ml	666,21	750	499 658
401. c	- Marquage de rive de largeur 18 cm	ml	1998,62	750	1 498 965
401. d	- Marquage spécial	ff	Ens	500 000	500 000
402	Panneaux de signalisations de type A, C, D, AB ou EB	u	30	150 000	4 500 000
403	Garde-corps métallique	ml	69,40	12 000	832 800
	SOUS TOTAL SERIE 400				**8 830 733**
MONTANT TOTAL HORS TVA EN FCFA					**409 448 108**
IMPREVUS PHYSIQUES 10%					**40 944 811**
MONTANT TOTAL					**450 392 919**
TVA AU TAUX DE 18%					**81 070 725**
MONTANT TOTAL TOUTES TAXES COMPRISES					**531 463 644**

Tableau A19 : Cubatures des matériaux

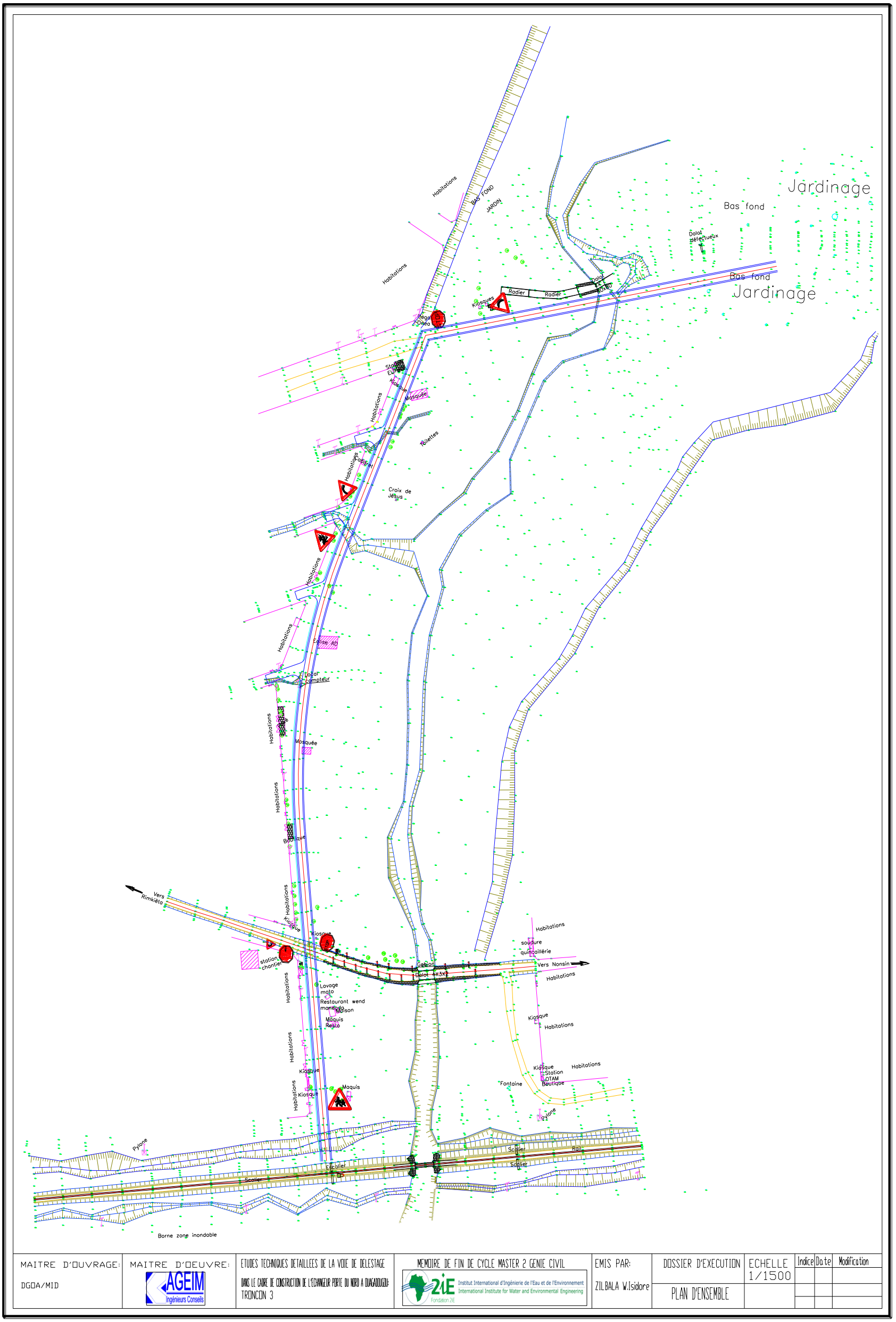
VOLUMES TERRASSEMENT					
N°	ABSCISSE	REMBLAI	DEBLAI	DECAPAGE	PURGE
PROF	CURVILIGNE	VOLUME	VOLUME	VOLUME	VOLUME
1	0.000	0.1	0.5	0.0	0.0
2	2.228	3.1	4.7	0.0	0.0
3	26.520	0.0	53.8	0.0	0.0
4	50.670	0.0	14.9	0.0	0.0
5	59.122	0.8	2.1	0.0	0.0
6	60.826	0.4	3.7	0.0	0.0
7	69.782	21.5	0.0	0.0	0.0
8	87.673	59.9	0.0	0.0	0.0
9	103.331	42.5	0.0	0.0	0.0
10	114.118	16.0	0.0	0.0	0.0
11	121.465	23.3	0.0	0.0	0.0
12	135.748	59.0	0.0	0.0	0.0
13	148.138	102.6	0.0	0.0	0.0
14	152.058	51.6	0.0	0.0	0.0
15	155.438	121.9	0.0	0.0	0.0
16	171.349	24.3	0.0	0.0	0.0
17	183.396	31.3	0.0	0.0	0.0
18	206.547	44.0	0.0	0.0	0.0
19	230.171	16.4	1.9	0.0	0.0
20	254.540	0.1	17.0	0.0	0.0
21	279.036	0.0	41.8	0.0	0.0
22	297.660	0.0	42.5	0.0	0.0
23	306.122	0.0	31.4	0.0	0.0
24	314.038	0.0	24.7	0.0	0.0
25	318.840	0.0	52.0	0.0	0.0
26	341.830	0.0	85.7	0.0	0.0
27	364.513	0.0	86.0	0.0	0.0
28	389.935	0.0	75.4	0.0	0.0

N°	ABSCISSE	REMBLAI	DEBLAI	DECAPAGE	PURGE
PROF	CURVILIGNE	VOLUME	VOLUME	VOLUME	VOLUME
29	412.778	0.0	126.7	0.0	0.0
30	436.457	0.0	95.4	0.0	0.0
31	457.690	0.0	117.9	0.0	0.0
32	476.800	0.0	68.0	0.0	0.0
33	492.097	0.0	44.8	0.0	0.0
34	500.327	0.0	52.8	0.0	0.0
35	526.403	0.0	89.9	0.0	0.0
36	537.013	0.0	58.1	0.0	0.0
37	560.374	0.0	61.4	0.0	0.0
38	583.409	0.0	44.6	0.0	0.0
39	603.305	0.0	21.1	0.0	0.0
40	605.509	0.0	2.3	0.0	0.0
41	605.570	0.0	20.2	0.0	0.0
42	625.094	0.0	41.6	0.0	0.0
43	647.869	0.0	46.8	0.0	0.0
44	671.144	0.0	46.6	0.0	0.0
45	694.892	0.0	40.3	0.0	0.0
46	719.100	0.0	24.6	0.0	0.0
47	730.112	0.0	33.8	0.0	0.0
48	746.853	0.0	31.5	0.0	0.0
49	771.427	0.0	28.4	0.0	0.0
50	795.471	0.0	38.9	0.0	0.0
51	819.595	0.0	23.7	0.0	0.0
52	823.588	0.0	6.5	0.0	0.0
53	823.598	0.0	4.5	0.0	0.0
54	826.390	0.0	11.0	0.0	0.0
55	829.477	0.0	10.9	0.0	0.0
56	832.703	0.0	5.9	0.0	0.0
57	841.093	2.4	8.8	0.0	0.0
58	864.935	10.7	2.4	0.0	0.0

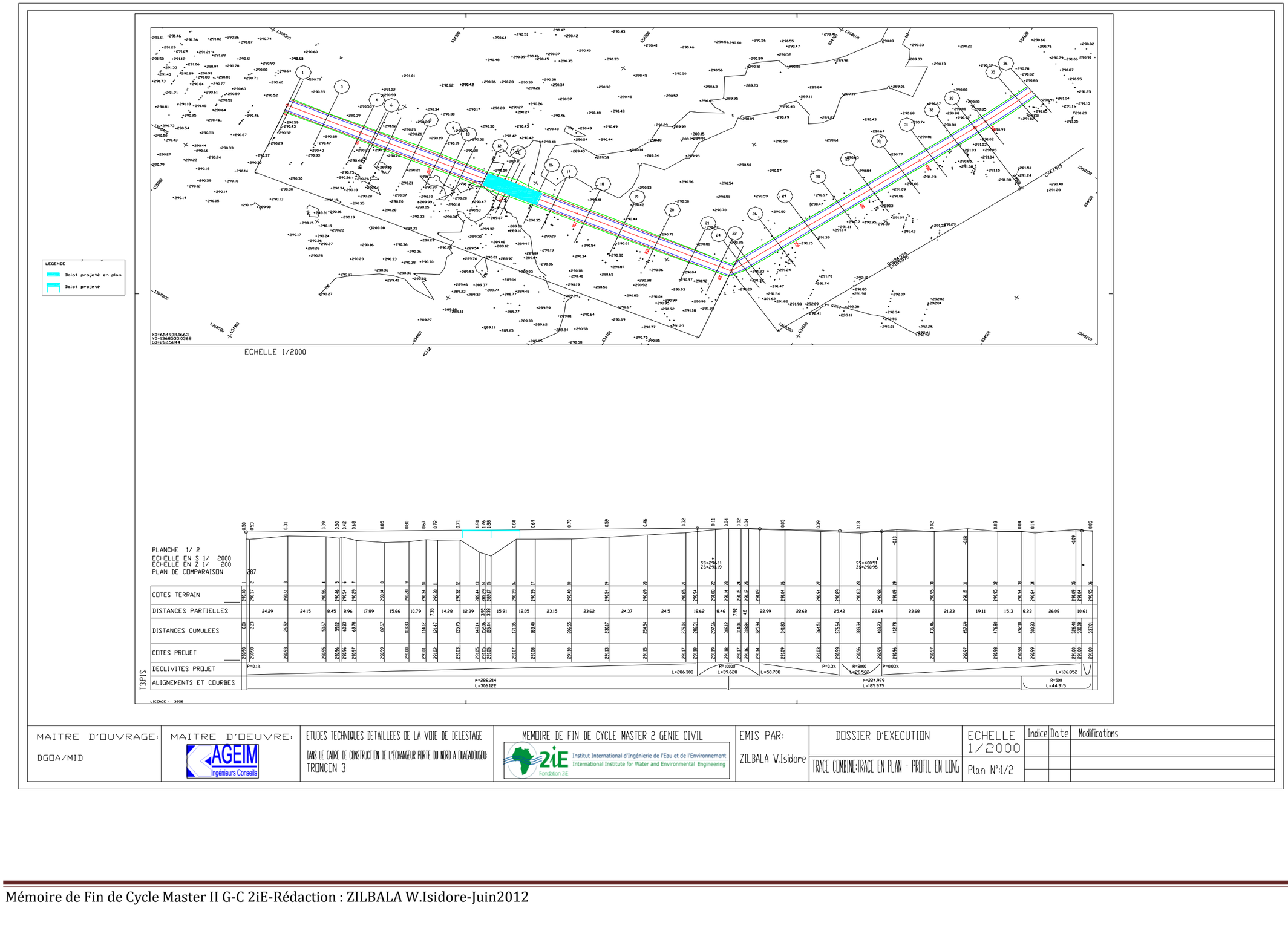
N°	ABSCISSE	REMBLAI	DEBLAI	DECAPAGE	PURGE
PROF	CURVILIGNE	VOLUME	VOLUME	VOLUME	VOLUME
59	891.197	19.1	0.2	0.0	0.0
60	915.553	9.7	2.8	0.0	0.0
61	940.214	6.1	8.0	0.0	0.0
62	969.539	38.9	0.0	0.0	0.0
63	976.386	4.9	0.5	0.0	0.0
64	982.210	63.0	0.0	0.0	0.0
65	989.148	8.9	1.9	0.0	0.0
66	999.308	0.0	20.4	0.0	0.0
		782	1781	0	0

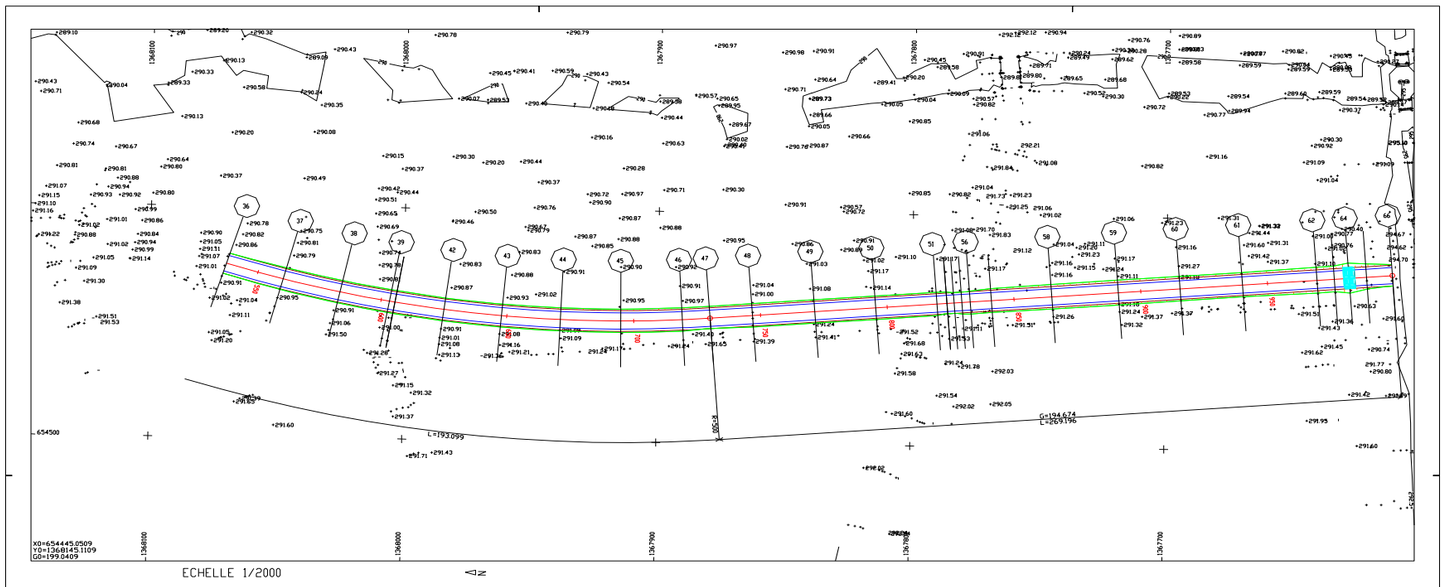
Annexe N°7 : Plans d'exécutions

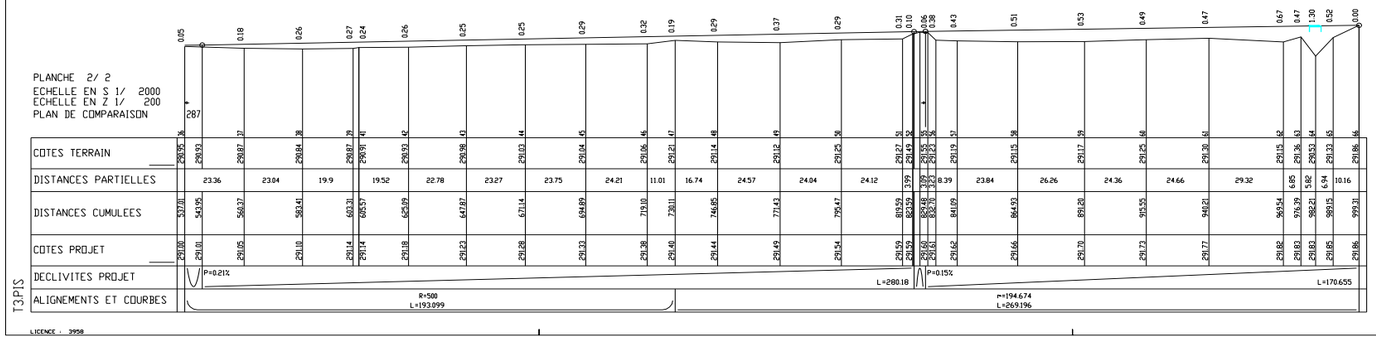
Plan N°1 **:** *Plan d'ensemble*



Plan N° 2 **:** *Tracé combiné : Profil en Long-Tracé en plan*

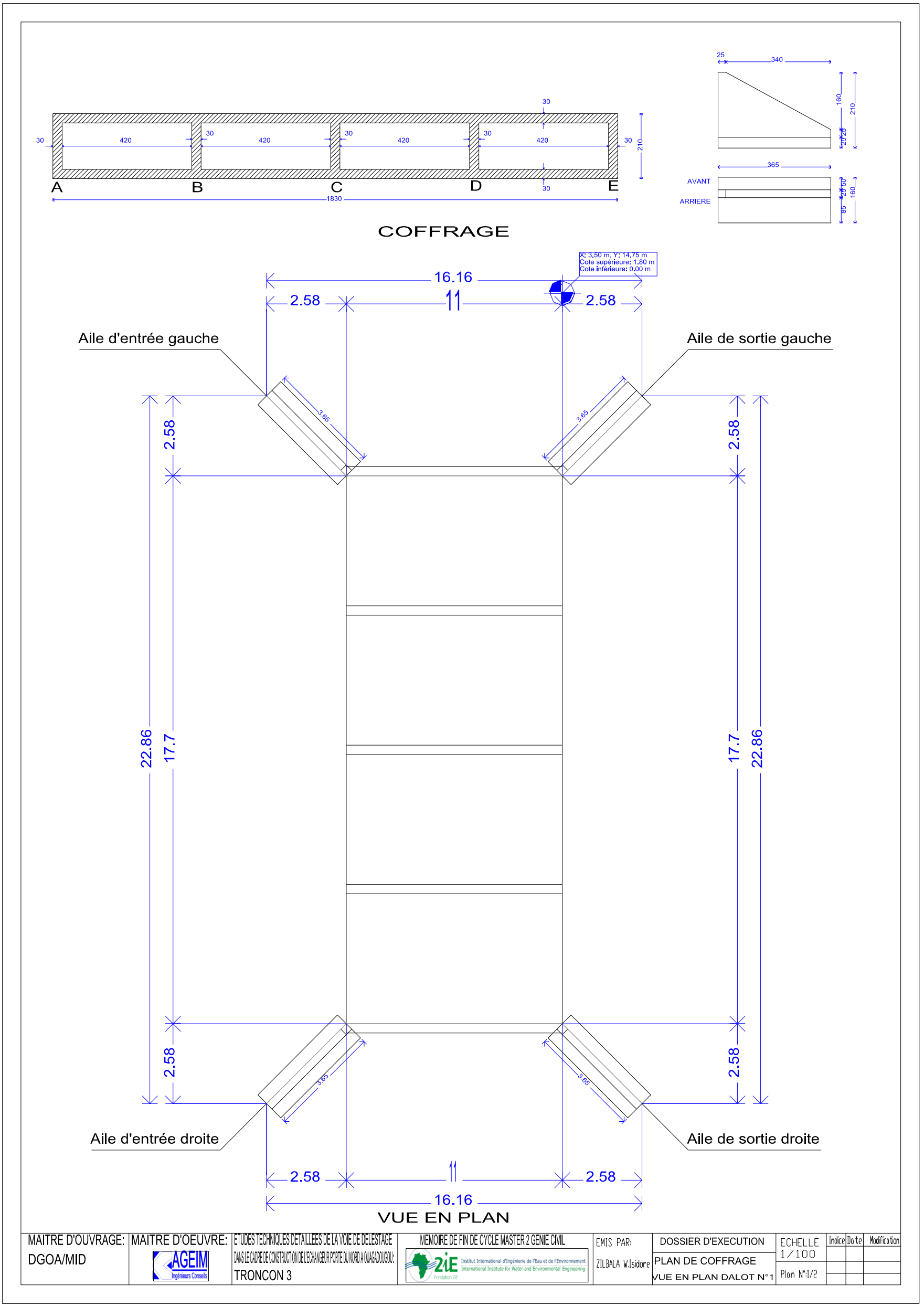


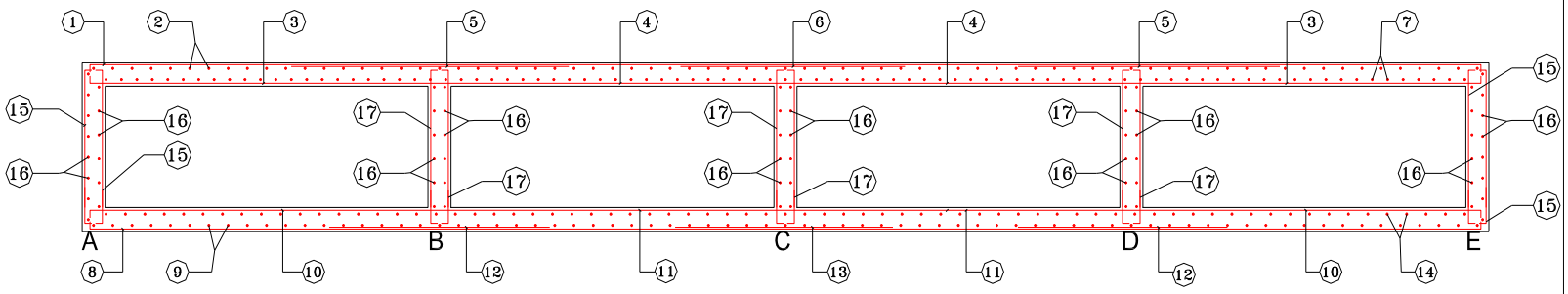


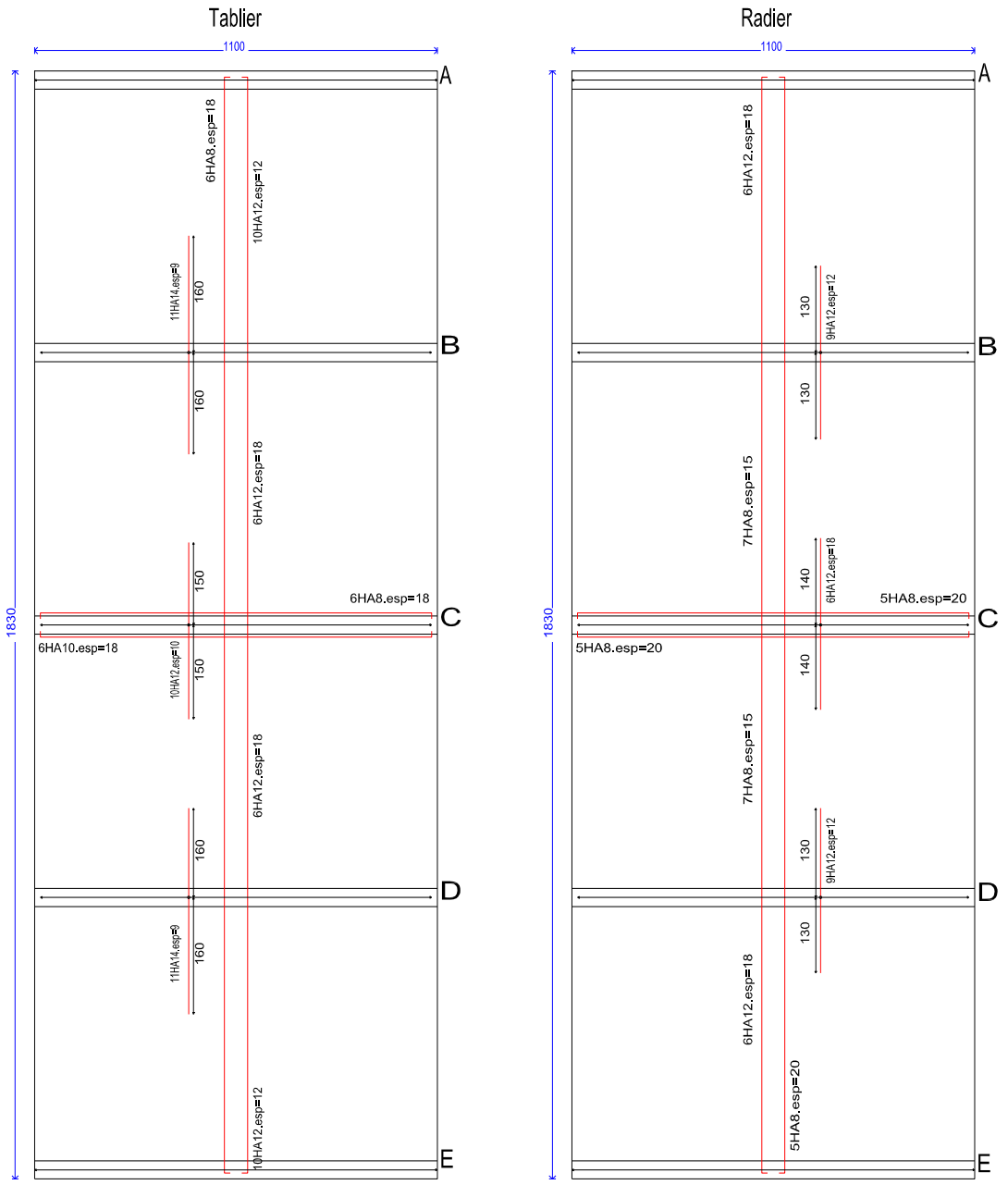


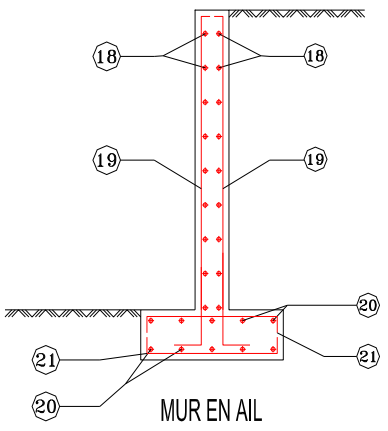
MAITRE D'OUVRAGE: DGDA/MID	MAITRE D'OEUVRE: AGEIM Ingénieurs Conseils	ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES DE LA VOIE DE DELESTAGE DANS LE CADRE DE CONSTRUCTION DE L'ECHANGEUR PORTE DU NORD A OUAGADOUGOU: TRONCON 3	MEMOIRE DE FIN DE CYCLE MASTER 2 GENIE CIVIL — 2iE Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement / International Institute for Water and Environmental Engineering, Fondation 2iE	EMIS PAR: ZILBALA W.Isidore	DOSSIER D'EXECUTION / TRACE COMBINE:TRACE EN PLAN - PROFIL EN LONG	ECHELLE 1/2000 / Plan N°:2/2	Indice / Date / Modifications

Plan N°3 : Coffrage et Ferraillage du dalot N°1









Nomenclature des aciers

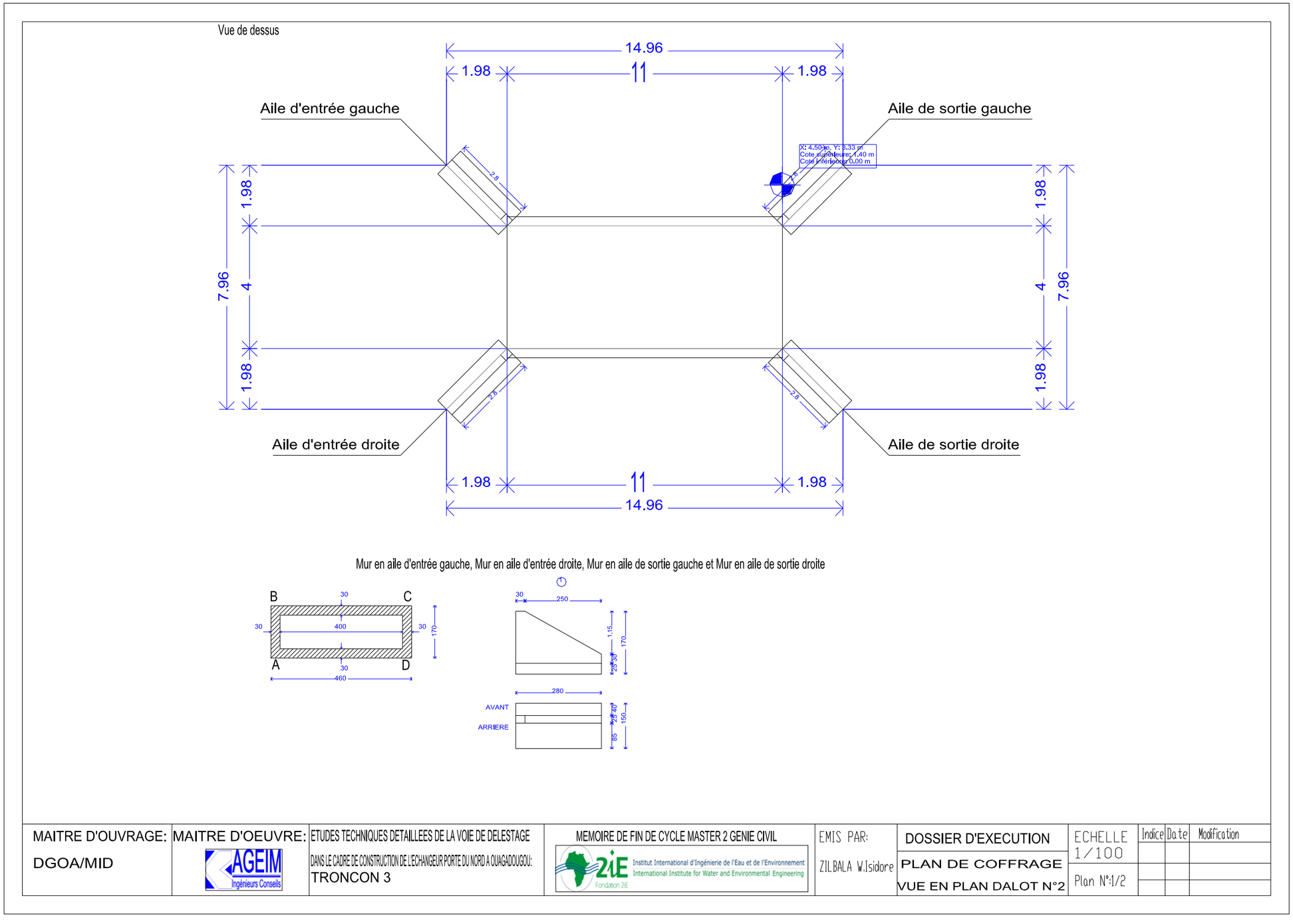
REPERES	Nombre	Diamètre HA	Diamètre DX	Long. 1barre (cm)	Espacemt (cm)	Schémas	Nombre d'élement identique	Longueur Total(cm)
18	–	8		Var	18	17 Var 17	2	–
19	20	8		230	18	20 200 10	2	460
20	8	8		355	18	355	2	710
21	20	8		180	18	15 150 15	2	360

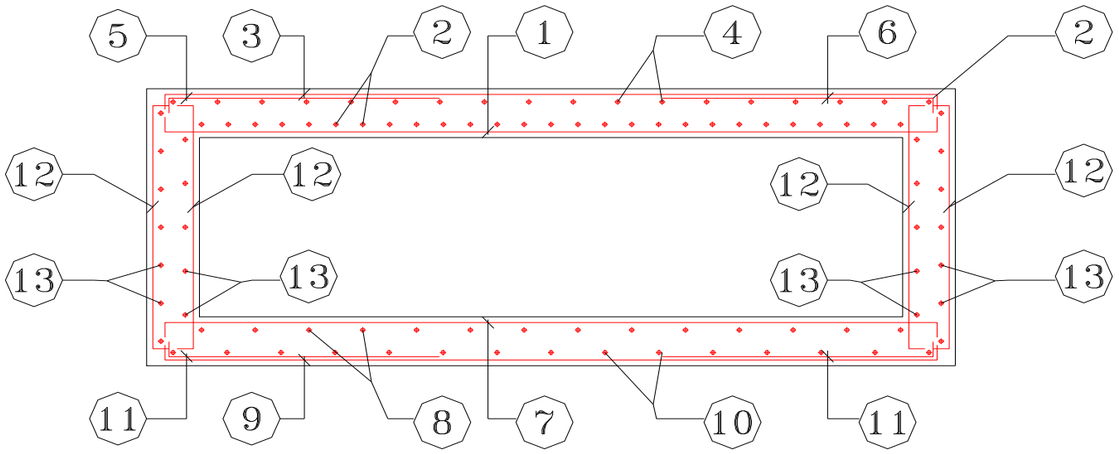
Nomenclature des aciers

REPERES	Nombre	Diamètre HA	Diamètre DX	Long. 1barre (cm)	Espacemt (cm)	Schémas	Nombre d'élement identique	Longueur Total(cm)
1	50	8		1856	18	18 1820 18	1	1356
2	102	8		960	18	17 16 890 18 17	1	960
3	89	12		468	10	18 450	2	936
4	74	12		450	12	450	2	900
5	99	14		320	9	320	2	640
6	89	12		300	10	300	1	300
7	102	10		1160	18	17 16 1000 18 17	1	1160
8	45	8		1856	20	18 1820 16	1	1356
9	91	8		960	20	17 16 1000 18 17	1	960
10	50	12		468	18	18 450	2	936
11	59	8		450	15	450	2	900
12	74	12		260	12	260	2	520
13	50	12		280	18	280	1	280
14	91	8		1160	20	17 16 1000 18 17	1	1160
15	99	16		236	9	18 200 18	4	944
16	13	10		270	15	17 16 200 18 17	10	2700
17	59	10		236	15	18 200 18	6	1416

MAITRE D'OUVRAGE: DGOA/MID	MAITRE D'OEUVRE: AGEIM Ingénieurs Conseils	ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES DE LA VOIE DE DELESTAGE DANS LE CADRE DE CONSTRUCTION DE L'ECHANGEUR PORTE DU NORD A OUAGADOUGOU: TRONCON 3	MEMOIRE DE FIN DE CYCLE MASTER 2 GENIE CIVIL — 2iE Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement / International Institute for Water and Environmental Engineering — Fondation 2iE	EMIS PAR: ZILBALA W.Isidore	DOSSIER D'EXECUTION / PLAN DE FERRAILLAGE DALOT N°:1	ECHELLE 1/– / Plan N°:2/2 — Indice / Date / Modification

Plan N°4 : Coffrage et Ferraillage du dalot N°2

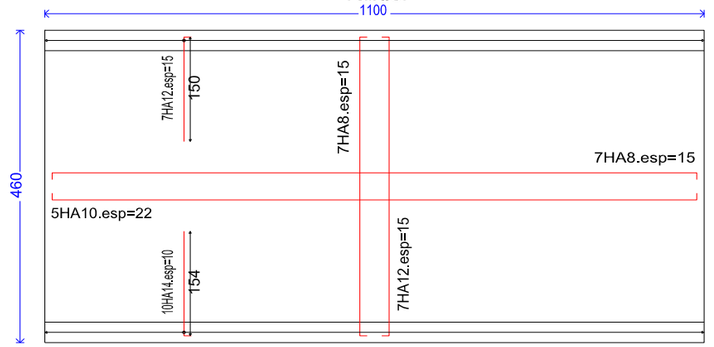




AVANT ARRIERE

MUR EN AIL

Tablier



Radier

Nomenclature des aciers

REPERES	Nombre	Diamètre HA	Diamètre DX	Long. 1barre (cm)	Espacement (cm)	Schémas	Nombre d'élement identi	Longueur Total(cm)
14	–	8		Var	18	17 Var 17	2	-
15	20	8		190	18	20 160 10	2	380
16	8	8		270	18	270	2	540
17	20	8		170	18	15 140 15	2	340

Nomenclature des aciers

REPERES	Nombre	Diamètre HA	Diamètre DX	Long. 1barre (cm)	Espacement (cm)	Schémas	Nombre d'élement identi	Longueur Total(cm)
1	65	12		476	15	18 440 18	1	476
2	18	10		1160	22	17 18 1090 18 17	1	1160
3	65	8		476	15	18 440 18	1	476
4	27	8		1160	15	17 18 1090 18 17	1	1160
5	59	12		167	15	17 150 17	1	167
6	89	14		167	10	17 150 17	1	167
7	74	14		476	12	18 440 18	1	476
8	22	10		1160	18	17 18 1090 18 17	1	1160
9	74	8		476	12	18 440 18	1	476
10	33	8		1160	12	17 18 1090 18 17	1	1160
11	99	14		167	9	17 150 17	2	334
12	89	14		184	10	17 150 17	4	736
13	7	10		1160	22	17 18 1090 18 17	4	4640

MAITRE D'OUVRAGE: DGOA/MID	MAITRE D'OEUVRE: AGEIM Ingénieurs Conseils	ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES DE LA VOIE DE DELESTAGE DANS LE CADRE DE CONSTRUCTION DE L'ECHANGEUR PORTE DU NORD A OUAGADOUGOU: TRONCON 3	MEMOIRE DE FIN DE CYCLE MASTER 2 GENIE CIVIL — 2iE Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement / International Institute for Water and Environmental Engineering, Fondation 2iE	EMIS PAR: ZILBALA W.Isidore	DOSSIER D'EXECUTION — PLAN DE FERRAILLAGE DU DALOT N°:2	ECHELLE 1/– Plan N°:2/2	Indice / Date / Modification