



**ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET
DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU
DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN
(PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)**

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

Présenté et soutenu publiquement le 29 septembre 2020 par :

Genphie Souvenire Amoure MOUHINGOU TSILA (20170460)

Directeur de mémoire : Moussa LO, Enseignant GC BTP, 2iE

Encadrant 2iE : Marie Thérèse Marame MBENGUE, Enseignante GC BTP, 2iE

Structure d'accueil du stage : Direction de l'Entrepreneuriat et de Formation continue (DEFC) 2iE

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr. Adamah MESSAN

Membres et correcteurs : M. Issa MADOUGOU

M. Christian RAMADJI

Promotion : 2019 / 2020

DEDICACES

Nous tenons à dédier ce document :

- ❖ A ma mère **Awa Lucie N'GOMA** pour le sacrifice énorme consenti à ma formation et pour tous ses efforts fournis pour m'offrir le meilleur dans ma vie ;
- ❖ A mon père, mes frères et sœurs et à tous mes parents dont les noms n'ont pas pu être cités, je leur adresse toute ma reconnaissance pour leurs prières, soutien et encouragement ;
- ❖ A tous mes amis, camarades et proches pour leur encouragement perpétuel.

REMERCIEMENTS

Nous ne pourrions débiter ce travail sans rendre grâce et exprimer notre profonde gratitude à Dieu le tout puissant pour la santé et le souffle de vie qu'il me gratifie tous les jours.

Nous adressons nos remerciements, les plus sincères au projet de bourse de la Banque Africaine de développement : Nelson Mandela Institute (NMI), sans lequel je n'aurais pas pu intégrer le cycle de Licence et Master à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE).

Nous tenons à remercier toutes les personnes physiques ou morales qui ont contribué de près comme de loin à la réalisation de ce présent mémoire, particulièrement :

- L'ensemble du corps professoral de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour tous ce qu'ils ont entrepris et entreprennent pour nous étudiants de 2iE afin d'être utile à la société ;
- **Monsieur Djim DOUMBE DAMBA**, Directeur de la Formation Continue et de l'Entrepreneuriat à 2iE, pour nous avoir permis à travers son service de réaliser ledit stage ;
- **Monsieur Moussa LO**, enseignant GC BTP à 2iE, mon directeur de mémoire, pour sa grande générosité, ses précieux conseils et sa patiente à notre égard tout au long de notre travail ;
- **Madame Marie Thérèse Marame MBENGUE**, enseignante GC BTP à 2iE, mon maître de stage pour son entière disponibilité, ses conseils avisés pour guider et orienter notre travail afin d'aboutir à des résultats probants ;
- **Monsieur Issa MADOUGOU**, enseignant Topographe à 2iE, pour sa disponibilité, ses conseils et éclaircissements ;
- **Monsieur Célestin OVONO MEZUI**, enseignant GC BTP à 2iE, ses idées et ses conseils ont été essentiels et enrichissants à la réalisation de ce présent mémoire ;
- A tous mes camarades de classe, plus particulièrement de la promotion 2019-2020 en master 2 génie civil option routes et ouvrages d'art de 2iE.

Que toutes les personnes non citées, qui m'ont soutenu de près ou de loin, trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

RESUME

Le présent mémoire présente l'étude technique détaillée d'une digue routière ainsi que l'ouvrage de franchissement au droit du déversoir du barrage de Toemighin spécifiquement un pont à poutre en béton armé. Ce projet fait suite aux travaux inachevés du barrage de Toemighin débuté en 2004 et entre dans le cadre de l'aménagement de la voie de liaison entre le village de Toemighin et la RN5 ; ceci suivant le plan communal de développement (PCD) de la commune de Nobéré, initié par le gouvernement burkinabé à travers le code général des collectivités territoriales. Les éléments du barrage et du pont sont réalisés selon les normes de conception du SETRA ainsi que ceux du BAEL et la route a été dimensionnée suivant le Guide technique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux du CEBTP. Les ouvrages proposés sont les suivants : une digue en terre avec un remblai homogène de 488 m de long en prenant en compte la digue de protection avec une hauteur de 6 m et une largeur en crête de 5 m ; la digue est munie d'un déversoir trapézoïdal de 75 m de long avec une hauteur de 4 m et une largeur en crête de 1 m ; une route en terre à une seule voie de circulation de 512 m de long avec une largeur de 5 m, dont 3 m de chaussée et 1 m d'accotement, de part et d'autre de la voie ; et pour finir un pont à poutre en béton armé de portée 15 m avec cinq travées indépendantes et un tablier de largeur 5 m. Pour limiter les impacts du projet sur l'environnement, une notice environnementale a été réalisée. Et pour une bonne appréciation du coût global du projet, une évaluation des coûts comparative a été menée entre l'évaluation des coûts de projet sur la base du Mercuriale BTP 2018 et l'évaluation des coûts de projet sur la base des calculs des sous-détails des prix unitaires ; cette étude a abouti à la somme d'un milliard neuf cent huit millions quatre cent onze mille sept cent soixante-huit francs CFA soit (1 908 411 768 FCFA). Les calculs développés ainsi que les plans de ferrailage des éléments étudiés sont présentés dans les annexes du document.

Mots Clés :

-
- 1 - Chaussée**
 - 2 - Digue**
 - 3 - Pont**
 - 4 - Poutre**
 - 5 - Tablier**

ABSTRACT

This brief presents the detailed technical study of a road embankment as well as the crossing structure at the Toemighin dam spillway, specifically a reinforced concrete girder bridge. This project follows on from the unfinished work on the Toemighin dam started in 2004 and is part of the development of the link road between the village of Toemighin and the RN5; this is in accordance with the communal development plan (PCD) of the commune of Nobéré, initiated by the Burkinabe government through the general code of local authorities. The elements of the dam and the bridge are made according to the design standards of SETRA as well as those of BAEL and the road was dimensioned according to the CEBTP's Technical Guide for the dimensioning of pavements for tropical countries. The proposed works are the following: an earth embankment with a homogeneous embankment of 488 m long taking into account the protective embankment with a height of 6 m and a crest width of 5 m; the embankment is equipped with a trapezoidal spillway of 75 m long with a height of 4 m and a crest width of 1 m ; a 512 m long single-lane earth road with a width of 5 m, including 3 m of carriageway and 1 m of shoulder on either side of the road; and finally a 15 m long reinforced concrete girder bridge with five independent spans and a 5 m wide deck. To limit the project's impact on the environment, an environmental notice was produced. And for a good appreciation of the overall cost of the project, a comparative cost assessment was carried out between the evaluation of the project costs on the basis of the Mercuriale BTP 2018 and the evaluation of the project costs on the basis of the calculations of the sub-details of the unit prices; this study resulted in the sum of one billion nine hundred and eight million four hundred and eleven thousand seven hundred and sixty-eight CFA francs (FCFA 1,908,411,768). The calculations developed as well as the reinforcement plans for the elements studied are presented in the annexes of the document..

Key words:

-
- 1 - Apron**
 - 2 - Beam**
 - 3 - Dam**
 - 4 - Deck**
 - 5 – Roadway**

LISTE DES ABREVIATIONS

ARP	:	Aménagement des Routes Principales
BA	:	Béton Armé
BAEL	:	Béton Armé aux Etats Limites
BV	:	Bassin Versant
CAM	:	Coefficient d'Agressivité Moyen
CBR	:	Californian Bearing Ratio
CEBTP	:	Centre Expérimental de recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics
CIEH	:	Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
CRT	:	Coefficient de Répartition Transversale
ELS	:	Etat Limite de Service
ELU	:	Etat Limite Ultime
GPS	:	Global Positioning System
HIMO	:	Haute Intensité de Main d'Œuvre
2IE	:	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
LCPC	:	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LNBT	:	Laboratoire National des Bâtiments et Travaux Publics du Burkina Faso
NE	:	Nombre d'Essieu équivalent
NIES	:	Notice d'Impact Environnemental et Social
ORSTOM	:	Office de la Recherche scientifique et Technique Outre-Mer
PCD	:	Plan Communal de Développement
PHE	:	Plus Haute Eau
PL	:	Véhicule Poids Lourds
RGPH	:	Recensement Générale de la Population et de l'Habitat
RN	:	Route Nationale
RTK	:	Real Time Kinematic
SETRA	:	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
TN	:	Terrain Naturel
TMJ	:	Trafic Journalier Moyen
TRRL	:	Transport and Road Research Laboratory
V_r	:	Vitesse de référence

TABLE DE MATIERES

Dédicaces.....	i
Remerciements	ii
Résumé.....	iii
liste des abréviations	v
Table de matières	vi
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES FIGURES	xi
<i>Introduction</i>	<i>1</i>
<i>CHAPITRE I : Présentation du projet</i>	<i>2</i>
I. Contexte générale du projet	2
II. Présentation de la zone d'étude.....	3
1. Localisation du site du projet.....	3
2. Climat.....	4
3. Végétation, relief et sols	5
4. Ressources en eau, faune, flore et population	5
III. Objectifs du projet	6
IV. Structuration du mémoire.....	6
<i>CHAPITRE II : Etudes de base</i>	<i>7</i>
I. Etats des lieux	7
1. Etudes topographiques	7
2. Etudes géotechniques	8
3. Etude hydrologique.....	9
4. Etude du trafic.....	10
II. Données complétées.....	11
<i>CHAPITRE III : Dimensionnement de la digue routière</i>	<i>12</i>
I. Etudes géométriques	12
1. Caractéristiques géométriques.....	12

2. Conception géométrique.....	15
II. Dimensionnement de la digue.....	16
III. Dimensionnement de la structure de la chaussée.....	17
1. Dimensionnement des structures de chaussées.....	17
CHAPITRE IV : Dimensionnement du pont.....	24
I. Etude hydraulique.....	24
1. Caractéristiques des ouvrages.....	24
2. Tirant d'air.....	24
3. Protection des piles contre l'affouillement.....	24
II. Conception détaillée du pont.....	25
1. Choix du type d'ouvrage.....	25
2. Hypothèses de calcul.....	27
3. Prédimensionnement des éléments du pont.....	29
III. Dimensionnement structurale du pont.....	35
1. La descente des charges.....	35
2. Les coefficients de répartition (CRT).....	39
3. Les sections d'armatures de la poutre.....	41
4. Calcul du Hourdis.....	43
5. Calcul de l'encorbellement.....	44
6. Calcul des entretoises.....	45
7. Calcul des appareils d'appuis.....	45
8. Calcul des appuis.....	46
CHAPITRE V : Sécurité, signalisation et éclairage.....	49
I. Introduction.....	49
II. Signalisation.....	49
1. Signalisation provisoire ou temporaire.....	49
2. Signalisation permanente ou définitive.....	49
III. Sécurité routière.....	50
IV. Eclairage public.....	50
CHAPITRE VI : Notice environnemental et social.....	51
I. Introduction.....	51

II. Cadre législatif et réglementaire	51
III. Impacts du projet sur l'environnement	52
1. Impacts négatifs	52
2. Impacts positifs.....	53
IV. Mesures d'atténuations, de bonifications et de compensations	54
V. Conclusion partielle.....	55
<i>CHAPITRE VII : Evaluation du coût global du projet.....</i>	<i>56</i>
I. Introduction	56
II. Définition des postes de travaux.....	56
III. Evaluation du coût global du projet sur la base du Mercuriale	56
IV. Evaluation du coût global du projet sur la base du calcul des sous détails des prix unitaires	57
V. Conclusion.....	58
<i>Conclusion, recommandations et perspectives.....</i>	<i>59</i>
<i>Annexes.....</i>	<i>62</i>

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Résultats de l'étude hydrologique du barrage.....	10
Tableau 2 : Paramètres cinématiques de la route	13
Tableau 3 : Paramètres géométriques pour le tracé en plan de la route	14
Tableau 4 : Paramètres géométriques du profil en long.....	14
Tableau 5 : Résultats du dimensionnement de la digue.....	16
Tableau 6 : Classes du trafic	17
Tableau 7 : Nombre d'essieux équivalent de référence	18
Tableau 8 : Usure annuelle du trafic	19
Tableau 9 : Valeurs des indices de plasticité des matériaux en fonction du climat	20
Tableau 10 : Classe de portance du sol	21
Tableau 11 : Vérification des contraintes et déformations du sol et de la chaussée	23
Tableau 12 : Avantages et inconvénients des ponts à poutres et des ponts dalles.....	26
Tableau 13 : Caractéristiques des matériaux	27
Tableau 14 : Caractéristiques du sol de fondation et du chargement.....	28
Tableau 15 : Combinaisons d'actions aux états limites	28
Tableau 16 : Résultat du prédimensionnement des éléments du pont	31
Tableau 17 : Descente des charges permanentes du tablier.....	35
Tableau 18 : Coefficient de majoration pour effet dynamique des poutres et du hourdis	37
Tableau 19 : Coefficient de majoration dynamique des charges militaires.....	38
Tableau 20 : Sollicitations dues aux charges permanentes aux états limites.....	38
Tableau 21 : Sollicitations dues aux charges d'exploitations	39
Tableau 22 : Valeurs du CRT pour les chargements.....	40
Tableau 23 : Sollicitations sur la poutre majoré avec le CRT et le coefficient de majoration dynamique.....	41
Tableau 24 : Sollicitations de la poutre aux états limites.....	41
Tableau 25 : Section d'armatures longitudinales de la poutre.....	42
Tableau 26 : Sollicitations de l'hourdi aux états limites	43
Tableau 27 : Section d'armatures du hourdis	43

Tableau 28 : Vérification des sections d'aciers du hourdis	44
Tableau 29 : Sollicitations de l'encorbellement aux états limites.....	44
Tableau 30 : Sections d'armatures des entretoises.....	45
Tableau 31 : Mesures d'optimisation des impactifs négatifs du projet.....	54
Tableau 32 : Evaluation des coûts sur la base du Mercuriale.....	57
Tableau 33 : Etudes de prix sur la base du calcul des sous détails des prix unitaires	58

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation de la zone du projet.....	4
Figure 2 : Définition de la structure de la chaussée sur Alizé	22
Figure 3 : Calcul de la déformation admissible du sol sur Alizée.....	22
Figure 4 : Calcul des déformations et contraintes du sol et de la chaussée sur Alizé	23
Figure 5 : Coupe transversale du tablier	29
Figure 6 : Représentation du pont pour le calcul du CRT.....	39
Image 1: Etat de la digue non achevée	8

INTRODUCTION

Les infrastructures routières sont des ouvrages de communication dont le but majeur est de permettre la circulation des personnes et des biens dans un contexte de sécurité et de confort optimal d'un point à un autre. Le Burkina Faso est un pays enclavé de l'Afrique de l'Ouest dont les routes sont les principaux moyens de communication des populations. Mais on dénote un important déficit des infrastructures routières dans tout le pays qui ne facilite guère la mobilité des populations et des biens tout en impactant négativement l'économie.

Une politique axée sur le développement du secteur des transports par la réalisation des routes sur le territoire national a été mise en place par le Gouvernement du Burkina Faso pour pallier l'insuffisance des infrastructures routières dans le pays. A partir de 2004, le gouvernement a opté pour une communalisation intégrale du pays par l'adoption du Code général des collectivités territoriales qui détermine l'orientation de la décentralisation, les compétences, et moyens d'action, les organes et l'administration des collectivités territoriales. Ainsi, plusieurs communes ont élaboré leurs plans communaux de développement.

C'est dans cette dynamique que le Plan Communal de Développement (PCD) de la commune de Nobéré (entité administrative de la province du Zoundwéogo) s'insère, son principal objectif est d'assurer un développement harmonieux et durable de la commune. On peut compter parmi ces projets de développement la réalisation de la voie reliant la RN5 et le village de Toemighin ainsi que la construction du barrage de Toemighin.

Le présent mémoire porte sur les « **études détaillées d'une digue routière et de l'ouvrage de franchissement au droit du déversoir de la digue du barrage de Toemighin** ».

Ce projet dans ses grandes phases est constitué de :

- La conception géométrique de la digue routière, le dimensionnement du barrage et la conception structurale (étude géotechnique, étude du trafic, dimensionnement de la chaussée) ;
- Le dimensionnement de l'ouvrage de franchissement au droit du déversoir ;
- Une notice environnementale et une évaluation du coût global du projet.

Toutes ces différentes phases du projet seront développées dans la suite de notre travail.

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I. CONTEXTE GENERALE DU PROJET

Un des plus grands défis auquel le Burkina Faso reste confronté est de parvenir à assurer un niveau de sécurité alimentaire adéquat pour une population toujours de plus en plus nombreuse. Et la solution à ce défi repose notamment sur la mobilisation de la ressource en eau. Cependant la position géographique du pays ainsi que son niveau de développement le rendent très vulnérable en matière d'eau. Des efforts sont certes consentis par l'État à travers la construction de retenues d'eau, mais le problème de la mobilisation des eaux de surface demeure. Tous ses facteurs rendent peu probant les secteurs de l'élevage, l'agriculture de contre-saison et certaines activités liées à l'eau. Des programmes de construction de retenues et l'aménagement de périmètres en aval de certains ouvrages sont donc entrepris sur toute l'étendue du territoire national. C'est dans cette optique que le projet de construction du barrage de Toemighin a été lancé dans la commune de Nobéré en 2004 dans la région de l'Est du Burkina Faso mais n'a pas pu être achevé.

Les associations Vision de Jeunes pour le Développement Durable et **Kilimanjar'hope** dont l'un des objectifs de développement est d'améliorer la capacité de production des petits exploitants, souhaitent étudier l'opportunité de mettre en service le barrage de Toemighin à laquelle s'adjoindra l'aménagement d'un périmètre irrigué en aval ainsi que la route ralliant le village de Toemighin à la RN5. Il s'agira d'une route en terre, à deux voies de circulation, sur un tronçon d'environ 5 [km], qui fera la liaison directe entre le village de Toemighin et les autres localités en passant par le barrage de Toemighin (digue routière d'environ 500 [m] en terre avec une voie de circulation).

Cette route contribuera surtout en saison de pluie à l'amélioration de l'acheminement régulier des productions agropastorales locales vers les points de consommations, par ailleurs elle contribuera au désenclavement de la localité et facilitera la libre circulation des biens et services, des écoliers, des travailleurs, tout en suscitant la naissance d'autres activités économiques dans la localité

II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

La zone d'étude se situe dans la province de Zoundwéogo plus précisément dans la commune de Nobéré, région du centre-sud du Burkina Faso. Le site du projet s'étend du village de Toemighin à la route nationale 5 (RN5). Le tronçon de la digue routière est long d'environ 500 m. Des normes sur l'aménagement des routes au Burkina Faso, on peut dire que notre voie à aménager est une route non classée communale car c'est une route en terre à une voie de circulation avec un trafic de type T2 obtenu des enquêtes menées auprès des populations locales et de l'estimation du trafic à l'année de service.

1. Localisation du site du projet

La commune rurale de Nobéré est une entité administrative de la province du Zoundwéogo, région Centre-Sud du Burkina Faso [1]. Elle est située à une centaine de kilomètres de Ouagadougou et à une vingtaine de kilomètre de la ville de Manga, chef-lieu de la province et de la région. Elle a été érigée en subdivision par Décret N°65-201/PRES/IS/DGI du 09/06/1965. En mars 1982, la localité a pris le statut de Sous-Préfecture et depuis le 15 aout 1984 elle est devenue une Préfecture. L'adoption de la loi N°055-2004/AN/du 21 décembre 2004 portant code général des collectivités territoriales, l'érige en commune rurale. Elle compte aujourd'hui 28 villages administratifs.

Les résultats des enquêtes menées auprès des populations locales nous ont permis de déduire que la piste reliant le village à la RN5 est difficile à emprunter au cours des saisons de pluies, ainsi il est éprouvant pour les populations locales d'évacuer les récoltes produites vers les points de vente et de s'approvisionner en matière de première nécessité ou tout simplement de circuler. Ainsi en aménageant cette piste en terre, la mobilité des populations locales sera significativement améliorée tout comme le transport des denrées alimentaires et des produits de première nécessité et ceci tout au long de l'année.

Une carte de situation de la zone d'étude du projet a été réalisée grâce au logiciel ArcGIS, sur la base des données topographiques du Burkina Faso et des coordonnées GPS du site (exutoire) correspondant à la zone 30N qui sont les suivantes :

Longitude : **X = 686578.550124** ;

Latitude : **Y = 1297815.713245**.

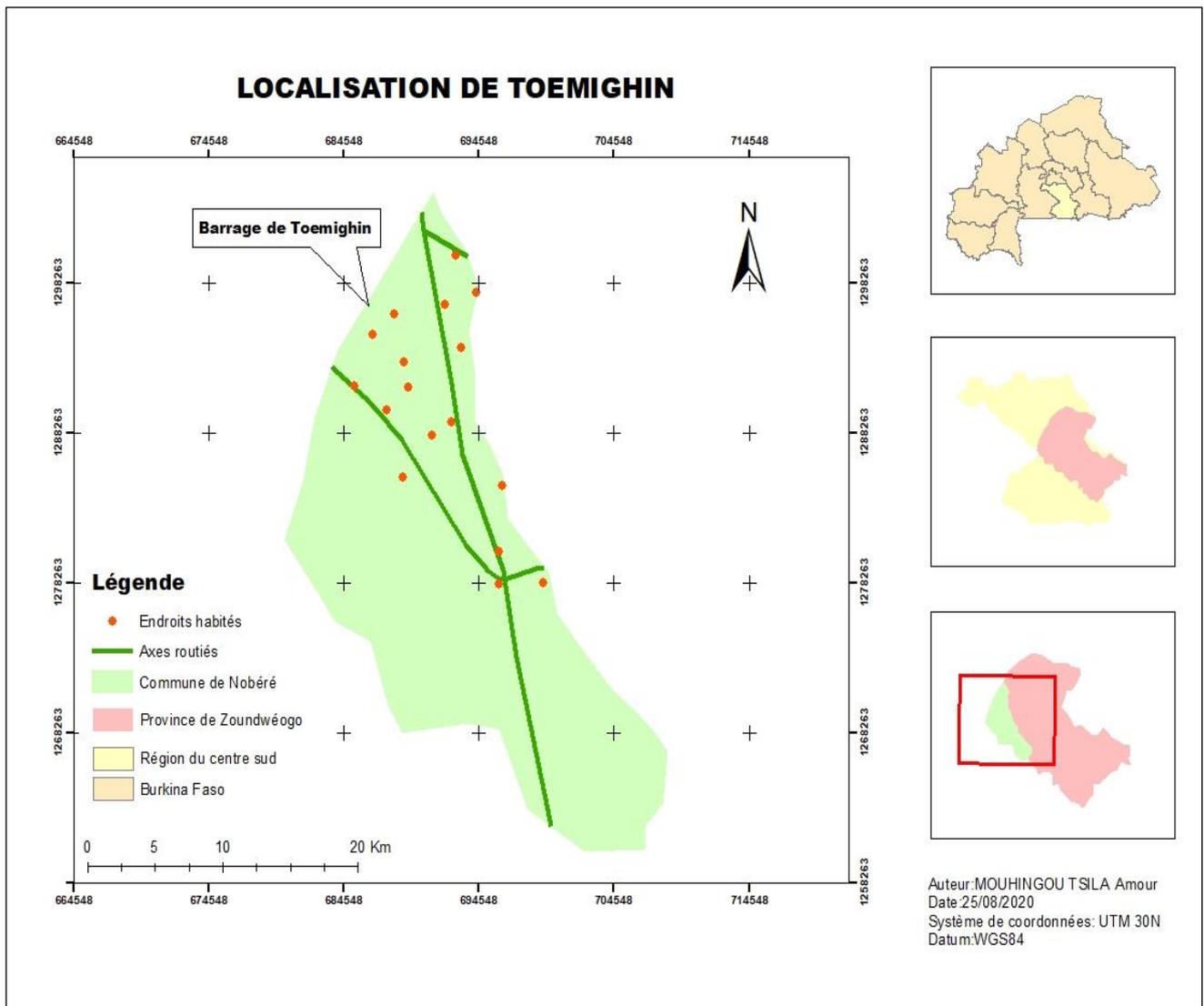


Figure 1 : Localisation de la zone du projet

2. Climat

La commune de Nobéré appartient à la zone climatique de type nord-soudanienne, caractérisée par deux flux d'air :

- L'harmattan, vent chaud et sec le jour, frais la nuit, de direction Nord-Est à Sud-Ouest, provenant des hautes pressions sahariennes ;
- La mousson, humide, de direction Sud-Ouest à Nord-Est, provenant des basses pressions océaniques, qui amènent les nuages de la saison pluvieuse.

Ces deux types de vents déterminent un régime bi saisonnier très contrasté : une saison sèche d'octobre à mai et une saison pluvieuse de juin à septembre.

Le maximum pluviométrique s'observe en août, un mois qui enregistre en moyenne plus de 215 mm d'eau par an. Les précipitations sont irrégulières dans le temps. La précipitation moyenne annuelle est de 750 mm. La température moyenne est d'environ 29°C avec un minimum de 16°C observé entre décembre et janvier et une valeur maximale de 39°C observé entre avril et mai. L'évaporation atteint généralement une valeur proche de 3000 mm par an, ce qui compte tenu de la pluviométrie, indique pour les sols de longues périodes de déficit hydrique.

3. Végétation, relief et sols

La végétation est peu dense et le relief est plat avec quelques plaines. Elle comprend les savanes arborées, arbustives et herbacées. On note également la présence de formations de savane boisée et de forêts galeries par endroit. Le Parc National de Pô ou Parc National Tambi Kaboré (PNKT) constitue un potentiel ligneux très important, il occupe 5100 ha de superficie boisée de la commune. La végétation connaît une forte dégradation progressive de façon générale du fait des aléas climatiques, des actions anthropiques et de la pression démographique. Le territoire de la commune de Nobéré se situe sur un plateau. Le relief est assez plat et peu accidenté. La commune dispose d'environ 48 000 ha de terres exploitables parmi lesquels on trouve : les sols hydromorphes (propices à la culture du riz, du sorgho et des arachides), les vertisols (localisés au Sud-Est de la commune) et les paravertisols, les sols minéraux bruts avec prédominance de lithosols (graviers, cailloux, blocs de cuirasses ferrugineuses) et des sols peu évolués (favorables à l'arboriculture et à la culture des spéculations).

4. Ressources en eau, faune, flore et population

Le réseau hydrographique de la commune est constitué principalement du Nazinon et des mares temporaires qui sont formées dans les lits de ses affluents et disposées en forme de chapelets en saison sèche. On compte parmi les ouvrages de mobilisation d'eau de la commune : le barrage de Nobéré, le barrage de Nobili, les retenues d'eau de Diakiecma, de Kambo, le barrage de Tampoy et le barrage de Bion en construction. La grande majorité de ces retenues sont inachevées. Les bovins, les caprins, les ovins et des camélidés constituent l'essentielle de la faune de la zone d'étude. Concernant l'écosystème aquatique, aucune information n'est disponible. Pour ce qui concerne la flore, on a une steppe arborescente avec quelques grands arbres mais généralement constitués d'arbustes

La population de la commune de Nobéré était estimée à 32 814 habitants selon les résultats du RGPH définitif de 2006. Avec un taux de croissance de 1,83%, cette population est passée à 36 648 habitants en 2012, soit 19 662 femmes (53,63%) et 16 968 hommes (46,35%). 48,18% de la population de Nobéré à un âge compris entre 0 à 14 ans. La population active quant à elle est estimée à 46,45% de la population totale de la commune. Les principales activités économiques de la commune sont : l'agriculture, l'élevage, le maraîchage et le commerce. L'agriculture en occupe une part majoritaire. Le commerce est peu développé à cause de la faiblesse des capacités financières de la population.

III. OBJECTIFS DU PROJET

Le présent stage a pour objet de proposer une étude détaillée relative à la construction et à la mise en service de la digue routière et de l'ouvrage de franchissement au droit du déversoir du barrage de Toemighin dans la région du centre-sud du Burkina Faso.

Les objectifs spécifiques visent à :

- ✚ Faire une synthèse des études (à compléter si besoin) permettant d'aboutir au choix de la zone d'implantation de l'ouvrage de franchissement au droit du déversoir (Pont à poutre en béton armé), à la conception et au dimensionnement de la chaussée et de ses équipements ;
- ✚ L'établissement du devis estimatif et quantitatif des travaux des ouvrages et de la chaussée ;
- ✚ Proposition d'une notice d'impact environnemental et social

IV. STRUCTURATION DU MEMOIRE

A la suite de la présentation du projet, notre étude s'articulera autour des points suivants :

- Dimensionnement de la digue routière
- Dimensionnement de l'ouvrage de franchissement du déversoir
- Signalisation et éclairage de la route
- Notice d'impact environnemental et social
- Évaluation du coût global du projet

CHAPITRE II : ETUDES DE BASE

I. ETATS DES LIEUX

Des données ont été recueillies lors d'une visite de terrain et certaines d'entre elles ont été traitées, on compte parmi ces informations :

1. Etudes topographiques

La voie à aménager est une piste non classée et non entretenue sur la base des données du Ministère des infrastructures et des Transports du Burkina-Faso, elle a été réalisée par les habitants du village de Toemighin. Les informations suivantes sont disponibles : les levés topographiques de l'axe de la voie, les profils en travers des PK-04+000 à PK-05+000 et de PK-00+100 à PK-01+200 réalisés à l'aide d'une station totale mais incomplets. Le nivellement de la voie a aussi été réalisé mais les données ne sont pas exploitables. A cela s'ajoute les données recueillies à l'aide du GPS. Une polygonale de base servant d'ossature aux levés de détails a été mise en place durant les levés topographiques sur le tronçon. Des bornes ont été implantées à chaque sommet de la polygonale de manière à ce qu'elles soient bien visibles l'une de l'autre et observées à la station totale. Ces bornes ont été implantées à la station totale dans le système UTM WGS84 Zone 30 N en planimétrie. Suivant les principes de conception géométrique et le standard d'aménagement, la polygonale d'axe a été implantée à raison : de la voie menant vers le barrage ; des obstacles sur le terrain (tombes, arbres, etc.) et des poteaux électriques. Les engins à deux roues constituent le mode de transport le plus utilisé, le nombre de véhicules à 04 roues est assez restreint. Il sera judicieux de faire un ouvrage peu coûteux pour traverser le déversoir tout en prenant en compte l'évolution du trafic à l'année de service. On peut ajouter à tout cela :

- Les données des pluies moyennes annuelle de 1970 à 2016.
- Les données de pluies journalières maximale de 1988 à 2016.
- Les données de températures et de vents.
- Le Plan Communal de Développement de la Commune de NOBERE.

Nous présentons ci-dessous l'image de la digue préexistante inachevée ;



Image prise par Amoure MOUHINGOU lors de la visite de terrain du 24 juin 2020 à Toemighin

Image 1: Etat de la digue non achevée

2. Etudes géotechniques

L'exécution de chaque projet routier doit être précédée par une reconnaissance du terrain, à ce niveau se concrétise le rôle de certaines études à l'instar de l'étude géotechnique. L'étude des sols appliquée à la construction des routes est un élément essentiel de la conception routière [2]. Le tracé d'une route est un ruban qui peut recouper des zones de structure très différentes d'où la nécessité de connaître les différents terrains rencontrés. L'objectif de l'étude géotechnique est :

- ✚ D'identifier et de caractériser les sols de tracé ;
- ✚ D'identifier et de caractériser les sols à utiliser pour la chaussée ;
- ✚ De définir les caractéristiques de portance de la plate-forme de la chaussée ;
- ✚ De dimensionner les différentes couches de chaussées (structures de chaussées) ;
- ✚ De dimensionner les fondations des ouvrages (étude de fondation).

Les moyens de reconnaissance du sol pour l'étude d'un tracé routier sont essentiellement :

- ✚ L'étude des archives et documents existants.
- ✚ L'aperçu visuel du terrain et les essais « in –situ »
- ✚ Les essais de laboratoire

Les principaux essais réalisés au laboratoire génie civil (LEMHaD) de l'institut 2iE et au laboratoire national des bâtiments et des travaux publics (LNBTP) du Burkina Faso sont les suivantes : les essais d'identification (Analyses granulométriques et limites d'Atterberg), les essais de portance CBR et Proctor et les essais de cisaillement pour la caractérisation des matériaux. Les résultats de ces essais sont en annexes I.

L'identification de ces matériaux à la suite des essais par la classification LPC, montre qu'on est en présence d'argile peu plastique pour l'un des emprunts et de grave argileuse pour l'autre. Ces matériaux peuvent être utilisés pour les remblais de la digue du barrage, de la digue de protection et des canaux d'irrigation. Les essais de cisaillement n'ont pas pu être réalisés sur tous les échantillons.

Les exigences d'utilisation des matériaux naturels dans le corps de chaussée selon le Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux du CEBTP sont :

- ✚ CBR à 95 % OPM et 96 H d'imbibition > 30 pour la couche de fondation et
- ✚ CBR à 95 % OPM et 96 H d'imbibition > 60 pour la couche de base.

Les matériaux d'emprunts rencontrés ont une portance CBR à 95% OPM variant entre 26,5 et 42. Ces matériaux ne répondent pas à la spécification du Guide. Au Burkina Faso, pour des raisons économiques et techniques, il serait recommandé pour la couche de base d'améliorer au concassé les matériaux ayant au moins 40% de CBR (litho stabilisation).

3. Etude hydrologique

L'hydrologie est la science qui traite des eaux que l'on trouve à la surface de la Terre, ainsi que de leurs propriétés biologiques, physiques et chimiques et de leur interaction avec leur environnement selon le Glossaire International d'Hydrologie (1992). L'eau est le principal ennemi des ouvrages de génie civil, il est donc primordial de bien évaluer son impact sur les ouvrages avant de les réaliser. Aussi, pour bien dimensionner notre digue routière ainsi que notre pont, il est important de connaître le débit véhiculé par nos bassins versants. Pour se faire une méthodologie a été élaborée pour déterminer le débit du projet [3]. Les deux méthodes retenues pour l'évaluation du débit de projet sont celles de l'ORSTOM et du CIEH [4].

✓ **Méthode ORSTOM :**

$$Q_{r10} = A * P_{10} * \alpha_{10} * \frac{S}{T_{b10}} \quad ; \quad Q_{10} = m * Q_{r10}$$

Avec : Q_{r10} le débit de pointe du ruissellement superficiel décennal (m^3/s), Q_{10} le débit de crue décennal par la méthode ORSTOM (m^3/s), S la superficie du bassin versant (km^2), P_{10} la pluie journalière maximale décennale (mm), T_{b10} le temps de base de la crue décennale (mn), A le coefficient d'abattement de VILLAUME, α le coefficient de pointe pris égal à 2,6 et m le coefficient majorateur égal à 1,05

✓ **Méthode CIEH « ou méthode statistique » :**

$$Q_{10} = a * S^S * P_{an}^P * I_g^t * Kr_{10}^k * Dd^d$$

Avec : a la constante de la régression, S la superficie du bassin versant (km²), Pan la pluviométrie annuelle (mm), Ig l'indice global de pente corrigé (m/km), Kr10 le coefficient de ruissellement décennal et Dd la densité de drainage (km⁻¹).

Les calculs ont été faits à l'aide du logiciel EXCEL. Les résultats sont consignés à l'Annexe II (Etude hydrologique).

A la suite des calculs, nous obtenons les valeurs suivantes ;

Tableau 1 : Résultats de l'étude hydrologique du barrage

Récapitulatif des résultats			
Désignations	Symboles	Unités	Valeurs
Superficie	S	km ²	75,23
Pluie décennale journalière	P ₁₀	mm	90,27
Pluie moyenne annuelle	Pan	mm	879,05
Coefficient d'Abattement	A	Sans unité	0,77
Coefficient de ruissèlement	Kr ₁₀	Sans unité	0,17
Coefficient de pointe décennale	α ₁₀	Sans unité	2,6
Temps de base	Tb ₁₀	min	1 196,24
Pluie moyenne décennale	Pm ₁₀	mm	69,25
Débit moyen de crue	Qm ₁₀	m ³ /s	12,71
Débit maximum de ruissèlement	Qr ₁₀	m ³ /s	32,98
Le débit de pointe (pluie décennale)	Q ₁₀	m ³ /s	34,30
Débit d'écoulement retardé	Qret ₁₀	m ³ /s	1,32
Volume d'écoulement retardé	Vret ₁₀	m ³	94 680,75
Volume ruisselé	Vr ₁₀	m ³	910 391,80
Volume de crue total	Vc ₁₀	m ³	1 005 072,54
Temps de montée	Tm ₁₀	min	398,75
Débit de crue centennal ORSTORM	Q ₁₀₀ ORSTORM	m ³ /s	95,17
Débit de crue centennal CIEH	Q ₁₀₀ CIEH	m ³ /s	102,77
Débit de crue centennal retenu	Q₁₀₀	m³/s	102,77

4. Etude du trafic

L'étude du trafic routier est l'un des paramètres les plus importants à prendre en compte dans le dimensionnement des structures de chaussée, elle a pour objectif d'estimer le flux de véhicule circulant sur la chaussée. La route à aménager est une route non classée communale à une voie

à faible trafic principalement empruntée par les véhicules à deux roues et peu pratiquée par les véhicules à quatre roues avant sa mise en service. Une campagne de comptage des véhicules n'a pas pu être réalisée, le trafic a été donc estimé sur la base des enquêtes de circulation menées sur la population locale. Nous avons donc obtenu de ces enquêtes un trafic de classe T1. Nous avons donc opté pour notre projet un trafic de classe T2 en estimant l'évolution du trafic à l'année de mise en service de la route (trafic induit) soit une moyenne géométrique Mg comprise entre 25 et 50 véhicules poids lourd par jour par sens à l'année de mise en service (confère le guide de CEBTP) [5].

II. DONNEES COMPLETEES

Des données ont été complétées lors d'une seconde visite de terrain et ont été traitées, on compte parmi ces informations : les levés topographiques de la cuvette du barrage, du périmètre à irriguer, de la digue routière (données recueillies à l'aide d'un RTK dont les données de l'axe de la route n'ont pas pu être recueillies) et des échantillons de la route et du barrage pour les essais géotechniques manquants. Les résultats de ces essais sont répertoriés dans l'annexe I.

MATERIEL

Notre travail a débuté avec la collecte de données sur le site suivi d'une phase de recherche documentaire et pour finir avec l'analyse, la conception et le dimensionnement des ouvrages du projet. Tout au long de ce travail, divers outils ont été utilisés parmi lesquels :

- Matériels topographiques (GPS, RTK, station totale, chaines, mire, jalons, niveau...);
- Matériels géotechniques (Pioches, pèles, carottiers, emballages plastiques...);
- Google Earth pour la localisation de la zone du projet ;
- Autocad 2018 pour les différents dessins ;
- Autocad Civil 3D 2018 pour la conception géométrique de la route ;
- HyfranPlus pour l'analyse fréquentielle des pluies ;
- Alizé LCPC / SETRA pour la vérification des contraintes de la route ;
- Géoslope 2012 pour vérifier la stabilité des pentes des talus ;
- Arc Gis 2014 pour la délimitation du bassin versant et l'édition des cartes.

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE ROUTIERE

I. ETUDES GEOMETRIQUES

1. Caractéristiques géométriques

a) Normes géométriques

Pour une bonne conception de la route, le respect de certaines normes est requis. Ces normes définissent différentes catégories pour les routes à aménager, de même que les paramètres cinématiques à prendre en compte. En fonction du type de route et du niveau de sécurité et de confort des usagers de la route, on peut choisir une norme adéquate. Dans notre cas, on a réalisé le tracé routier conformément aux recommandations du guide « aménagement des routes principales » (ARP) élaboré par le service d'étude technique de route et d'autoroute (SETRA).

b) Vitesse de référence

Le réseau routier structurant est composé de routes appartenant exclusivement aux type L (autoroutes), R (artères interurbaines) et T (routes express à une chaussée) selon l'ARP [6] ; Le choix d'un type de route vise à assurer l'adéquation de la route aux fonctions que l'on veut assurer ou privilégier. Aussi comme notre route à aménager est une route non classée communale, son trafic n'est pas élevé pour atteindre la catégorie d'une autoroute et traverse éventuellement une agglomération, nous avons donc opté pour une route de type R avec une chaussée unique unidirectionnelle et de catégorie R80 vue que les contraintes de relief sont faibles. La vitesse de référence est donc de 80 km/h.

c) Paramètres cinématiques

✓ Longueur de freinage (d_0)

La longueur de freinage est la distance parcourue par le véhicule pendant l'action de freinage qui annule sa vitesse initiale V complètement [7]. On la détermine grâce à : $d_0 = \frac{v^2}{2gf}$

Avec : d_0 , la distance d'arrêt en m ; V , la vitesse (m/s) et f : le coefficient de frottement des pneumatiques sur la chaussée

✓ Distance d'arrêt en alignement droit (d_1)

La distance d'arrêt en alignement droit est obtenue en ajoutant à la longueur de freinage d_0 , la

distance parcourue pendant le temps de perception (réaction du conducteur apercevant l'obstacle avant le début du freinage). En fonction de la vitesse, on a les expressions ci-après :

- Pour $V \leq 100$ km/h, $d1 = d_0 + 0,55 * V$
- Pour $V \geq 100$ km/h, $d1 = d_0 + 0,50 * V$

✓ **Distance d'arrêt en courbe (d2)**

Elle est obtenue en ajoutant à la distance de freinage d_0 , majorée de 25%, la distance parcourue pendant le temps de perception (réaction avant le début du freinage). Elle s'écrit :

$$d2 = 1.25 * d_0 + d1$$

✓ **Distance de dépassement (dD)**

Les distances de visibilité et de dépassement servent au calcul des rayons minimaux dans le cas d'une chaussée bidirectionnelle de 2 à 3 voies. On a :

$dd = 15 * v$ soit $4,2 * V$ (km/h) avec dd la longueur parcourue pendant 15 secondes à la vitesse v (m/s) ;

Or la distance de visibilité maximale dD est supérieur de 50% à dd.

Soit : **$dD = 6 * V$ (km/h)**

✓ **Distance de visibilité de manœuvre pour le dépassement (dmd)**

Elle est définie comme étant la distance de visibilité permettant en toute sécurité aux véhicules dépassant d'abandonner en freinant, ou de poursuivre en accélérant une manœuvre de dépassement amorcée dans l'hypothèse où le véhicule adverse freine. Elle est évaluée en supposant qu'en début de manœuvre, les véhicules dépassant et adverse roulent à la vitesse V et le véhicule dépassé roule à la vitesse V-15 km/h.

Tableau 2 : Paramètres cinématiques de la route

V (km/h)	40	60	80	100	120
Do	15	35	60	105	170
d1	40	70	105	160	230
d2	45	80	120	180	275
dd	150	225	325	425	525
dD	250	350	500	625	800
dmd	70	120	200	300	400

d) Caractéristique géométrique du tracé en plan

Le tracé en plan est une projection de la route sur le plan horizontal. Il doit permettre d'assurer de bonnes conditions de sécurité et de confort. Il est constitué d'une succession de courbe et d'alignements droits séparés ou non par les clothoïdes (courbe de raccordement progressive). Pour notre catégorie de la route R80, les valeurs des rayons, qui traduisent principalement des objectifs de confort et de sécurité, selon l'ARP [6], sont les suivantes :

Tableau 3 : Paramètres géométriques pour le tracé en plan de la route

Catégorie de route	R80
Rayon minimal : Rm (en m)	240
Rayon au dévers minimal : Rdm (en m)	650
Rayon non déversé : Rnd (en m)	900

- Rnd est le rayon en dessous duquel la courbe est nécessairement déversée vers l'intérieur du virage, les courbes de rayon supérieur ou égal à Rnd conservent un profil en toit (2,5% vers l'extérieur de la route) ;
- Rdm est le rayon en dessous duquel la courbe est déversée vers l'intérieur du virage avec une pente comprise entre 2,5% et 7% ;
- Les courbes ayant des rayons compris entre Rdm et Rnd sont déversées dans le sens correspondant à la courbure avec un devers de 2,5%.

e) Paramètres géométriques du profil en long

Le profil en long est une coupe verticale passant par l'axe du projet. Il est composé d'éléments rectilignes (pentes ou rampes) caractérisés par leur déclivité et de raccordements circulaires (ou parabolique) dont la caractéristique est leur rayon. De l'ARP, on peut obtenir en fonction de la catégorie de la route, la déclivité maximale ainsi que les valeurs maximales des rayons en angle saillant et entrant pour des raisons de confort dynamique et de confort visuel.

Tableau 4 : Paramètres géométriques du profil en long

Catégorie de route	R80
Déclivité maximale	6 %
Rayon minimal en angle saillant (en m)	3000
Rayon minimal en angle entrant (en m)	2200

2. Conception géométrique

La conception géométrique a été faite dans le respect des normes de tracé établis dans l'ARP [6] pour la construction d'une chaussée neuve. Les différents plans des différents profils sont en annexe.

a) Le tracé en plan et le profil en long

Les règles de dimensionnement du tracé en plan et du profil en long visent d'une part à assurer des conditions de confort relativement homogènes le long d'un axe routier, et adaptées à chaque catégorie de route, en fixant notamment des caractéristiques minimales. Elles visent d'autre part à garantir de bonnes conditions de sécurité, au moyen notamment de principes d'enchaînement des différents éléments du tracé et de principes relatifs à la visibilité. Vu qu'il s'agit d'une chaussée neuve l'axe en plan a été réalisé de telle sorte qu'il ne s'écarte pas trop de la digue et le profil en long a été tracé en s'approchant le plus possible du terrain naturel afin de minimiser les terrassements.

b) Le profil en travers

Un profil en travers établit une coupe de la voirie dans le sens de la largeur (sections transversales perpendiculaires à l'axe du projet) pour indiquer les différentes couches constitutives de la chaussée, les largeurs de chaussée, les accotements, les épaisseurs des couches et les matériaux composites de la chaussée. Il nous donne toutes les informations ne figurant pas sur le tracé en plan et le profil en long [8]. Le profil en travers type du projet montre les éléments constitutifs de route qui sont :

- Une chaussée à une voie de circulation d'une largeur de 3 m et 2,5% de pente latérale ;
- Une pente de talus de 3/2 ;
- Deux accotements de 1 m de largeur chacun et de 2% de pente latérale.

c) Tracé combiné

Le tracé combiné est la représentation dans un même plan du tracé en plan et du profil en long pour une meilleur appréciation et une homogénéité des profils.

II. DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

La digue routière à dimensionner est une digue en terre munie d'un déversoir poids trapézoïdal ; La stabilité au glissement, renversement et du poinçonnement constituent les trois conditions de vérification de la stabilité de l'ouvrage [9].

La note de calcul de ces différents paramètres est détaillée à l'annexe III : Dimensionnement de la digue. Il s'agit de l'évaluation de besoins (aménagement agricole, élevage, agriculture...) et des pertes (infiltration, évaporation et les dépôts solides) en eau du barrage, le calage de la cote du déversoir à l'aide de la courbe d'exploitation et du dimensionnement de la digue et de ses dépendances (déversoir et digue de protection). Tout ceci validé par la vérification de la stabilité externe (glissement, renversement et poinçonnement) et la stabilité externe (fissuration et rupture) du déversoir.

Ci-après, sont énumérés les caractéristiques du barrage, du déversoir et de la digue de protection.

Tableau 5 : Résultats du dimensionnement de la digue

Récapitulatif des dimensions de la digue, du déversoir et de la digue de protection	
Désignations	Valeurs
Côte crête du déversoir (m)	290,00
Hauteur du déversoir (m)	4,0
Revanche (m)	0,9
Charge déversante sur seuil h (m)	0,8
Côte crête digue crête (m)	292,00
Hauteur de la digue (m)	6
Largeur en crête de la digue et digue de protection (m)	5,0
Largeur en base de la digue (m)	28
Pente des talus amont et aval (m/m)	2H/1V
Épaisseur enrochement des talus (cm)	45
Longueur du drain (m)	7
Épaisseur du drain (cm)	30
Longueur de la digue (m)	408
Pente du talus tranchée (m/m)	1H/2V
Longueur de la digue de protection (m)	80

III. DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE DE LA CHAUSSEE

La route est une voie terrestre aménagée pour permettre la circulation des personnes et des biens (d'aller d'un point A à un point B) ; Son dimensionnement relève donc d'une importance capitale pour assurer sa pérennité dans le temps, il consiste en somme à évaluer les différentes couches composites de la chaussée ainsi que leurs épaisseurs respectives pour le trafic attendu en tenant compte de la nature et des caractéristiques des matériaux disponibles dans la zone du projet. Pour se faire, nous utiliserons les recommandations du guide technique de « dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux » du CEBTP et le programme Alizé- LCPC pour parfaire ce dimensionnement [5].

1. Dimensionnement des structures de chaussées

a) Etude du trafic

L'étude du trafic routier consiste à estimer le flux de véhicules circulant sur la chaussée pendant toute sa durée de fonctionnement. Le trafic apparaît donc comme étant un paramètre très important dans le dimensionnement des structures de la chaussée. Notre route en terre ayant un trafic de classe T2, son dimensionnement se fera à partir des poids lourds [les véhicules de plus de 35 kN de poids total autorisé en charge (PTAC) selon la Norme NF-P-98-082] car l'agressivité des véhicules légers vis-à-vis de la chaussée est négligeable. Nous avons donc un trafic de 30 véhicules (cas le plus défavorable) poids lourds par jour par sens à l'année de service conformément au guide du CEBTP.

Tableau 6 : Classes du trafic

Classe de trafic	Trafic en nombre cumulé de PL
T1	$< 5.10^5$
T2	$5.10^5 - 1,5.10^6$
T3	$1,5.10^6 - 4.10^6$
T4	$4.10^6 - 1.10^7$
T5	$1.10^7 - 2.10^7$

Le coefficient d'agressivité moyen en fonction du trafic (CAM) de la plateforme est de 0,8 pour une durée de vie de 15 ans. Le taux de croissance géométrique annuelle du trafic est de 5%.

L'essieu de référence standard de l'UEMOA est de 13 tonnes.

Calcul de NE

Le nombre équivalent d'essieux de référence (NE) est calculé comme suit

$$NE = N_{PL} * CAM$$

Avec N_{PL} le nombre de poids lourds et CAM le coefficient d'agressivité moyen du trafic.

$$N_{PL} = 365 * TMJA * C$$

Avec : $TMJA$ le trafic moyen journalier annuel exprimé en nombre de poids lourd par jour par sens pour la voie la plus chargée dont la valeur est dans notre cas **30 PL/j/sens** ;

$$C \text{ le facteur de cumul du trafic qui vaut : } C = \frac{(1+\alpha)^n - 1}{\alpha}$$

Pour rappel α est le taux de croissance géométrique annuelle du trafic **0,05** et n est la durée de vie de la route qui est **15 ans**.

On a alors :

Tableau 7 : Nombre d'essieux équivalent de référence

Désignation	Valeurs
C	21,58
N_{PL} en Poids lourd	236 285
NE en essieux équivalents	1,89.10⁵

b) Portance du sol

La portance d'un sol est sa capacité à résister au poinçonnement, c'est aussi la capacité d'un sol à supporter une charge sans se déformer. Elle peut se mesurer par le CBR (Californian Bearing Ratio, valeur du poinçonnement CBR sur une éprouvette de sol compacté à l'énergie Proctor), l'essai à la dynaplaque (mesure de la déflexion et calcul de l'indice portant immédiat) et la poutre de Benkelman (mesure de la déflexion).

Dans le cas de route en terre ou non revêtue, pour évaluer les différentes couches de la chaussée, il faut calculer l'épaisseur minimale de matériau assurant le non-poinçonnement de la plateforme et éviter l'usure des couches de chaussée (qui nécessite un rechargement périodique) sous l'effet du trafic en déterminant la surépaisseur utile.

➤ Epaisseur minimale

En fonction du trafic de la route et du CBR du sol de plateforme (calculé au laboratoire lors des essais), on peut déterminer l'épaisseur minimal. Du guide de dimensionnement des chaussées du CEBTP, on retient qu'en fonction du trafic en Poids lourd on peut choisir le CBR requis du fait de la plasticité du sol pour les routes en terres (on prend un CBR supérieur à celui calculé) ;

On a :

- + CBR = 20 si le trafic Poids lourd est inférieur à 30 véhicules/j
- + CBR = 30 si le trafic Poids lourd est supérieur à 30 véhicules/j

Dans notre cas, nous avons un trafic Poids lourd de 30 véhicules/j, un CBR minimal de 42 obtenu au laboratoire mais qui n'est pas trop fiable car les essais non pas été réalisés sur tous les échantillons et il y'a une très grande variabilité entre les résultats obtenus donc nous avons décidé de considérer pour notre dimensionnement un **CBR = 30**.

Avec l'abaque TRRL du ROAD RESEARCH LABOTARY (Annexe IV), on peut en fonction du CBR déterminer l'épaisseur minimale de la couche de roulement qui est dans notre cas

$$e_m = 12,5 \text{ cm.}$$

➤ Surépaisseur utile

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de l'usure annuelle des routes en terre mais celle que nous avons utilisés pour notre projet est celle du CEBTP portant sur l'observation des routes d'Afrique tropicale ; Cette estimation est fonction du trafic Poids lourd.

Tableau 8 : Usure annuelle du trafic

Trafic (véhicules/jour)	Usure annuelle
10 - 30	1 cm
30 - 100	2 cm
100 - 300	3 cm

On obtient ainsi une valeur d'usure annuelle de 2 cm ; Comme le temps prévu de rechargements est de 3 ans (fréquence d'entretien), la valeur de la surépaisseur est donc de **S = 6 cm**.

L'épaisseur totale est donc $e = e_m + S = 12,5 + 6 = 18,5$ soit une épaisseur de **20 cm**.

Notre matériau est de fuseau granulométrique 3 et la plasticité du matériau est conforme car l'indice de plasticité vaut 13,88% et la limite de liquidité est de 34 (climat chaud et humide).

Tableau 9 : Valeurs des indices de plasticité des matériaux en fonction du climat

Climat	Limite de liquidité maximale	Indice de plasticité
Climat chaud	35	10 - 15
Tropical à saison sèche	40	15 - 25
Aride	55	10 - 30

Notre route sera composée d'une couche de roulement de 20 cm en graveleux latéritique et une couche de base en graveleux latéritique de 25 cm.

c) Vérification des déformations avec le logiciel Alizé-LCPC

Une vérification des déformations de la structure retenue est requise vue le caractère empirique de la méthode CEBTP [5] pour mieux s'assurer de la fiabilité du dimensionnement de la route. Cette vérification est réalisée avec le logiciel Alizé LCPC dont le principe consiste à calculer les contraintes et les déformations engendré par le trafic sur le sol et de comparer ces contraintes aux valeurs admissibles.

- **Paramètres d'entrée**

Pour modéliser la chaussée sur Alizé pour les calculs mécaniques selon la démarche du dimensionnement rationnel, on s'appuie sur la représentation de la structure par une superposition des couches à comportement élastique, isotrope et collées entre elles.

Les paramètres mécaniques d'entrée pour cette modélisation pour le matériau sont :

- L'épaisseur de la couche de chaussée H ;
- Le module d'Young E du matériau ;
- La température moyenne prise égale à 30°C ;
- 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.

- **Le module de Young**

Pour le calcul du module de Young, il est important de déterminer la classe de portance du sol de plateforme qui est fonction du CBR et donné dans le tableau suivant :

Tableau 10 : Classe de portance du sol

Catégorie de sol	CBR correspondant
S1	0 < CBR < 5
S2	5 < CBR < 10
S3	10 < CBR < 15
S4	15 < CBR < 30
S5	CBR > 30

La classe de plateforme étant de S5, de CBR de 30 MPa (CBR minimal obtenu du guide CEBTP) ; son module de Young est pris égal à $E = 5 * CBR = 150 \text{ MPa}$ soit un sol de plateforme de type pf3.

- **Les contraintes admissibles du sol support de plateforme**

La formule semi-empirique de Kerkhoven et Dormon donnée par le CEBTP est utilisé pour le calcul des contraintes.

$$\sigma_{z,adm} = \frac{0,3 * CBR}{1 + 0,7 * \log(NE)} = \mathbf{1,917536038 \text{ MPa}}$$

- **La déformation admissible du sol support et des matériaux de la chaussée**

La sollicitation admissible est la déformation verticale en surface de la couche est calculée selon l'expression suivante :

$$\varepsilon_{z,adm} = A * (NE)^{-\alpha}$$

Avec A est un paramètre de la loi de l'évolution des déformations permanentes pour les sols et matériaux non traités, il vaut 12000 $\mu\text{déf}$ pour une chaussée a fort trafic et 16000 $\mu\text{déf}$ pour une chaussée à faible trafic et α est la pente de la loi d'évolution des déformations permanentes pour les sols et matériaux non traités $\alpha = 0,222$.

$$\varepsilon_{z,adm} = 16000 * (NE)^{-0,222} = \mathbf{1179,314542 \mu\text{déf}}$$

- Résultats de la modélisation

Les détails de la vérification des contraintes sur Alizé sont les suivants.

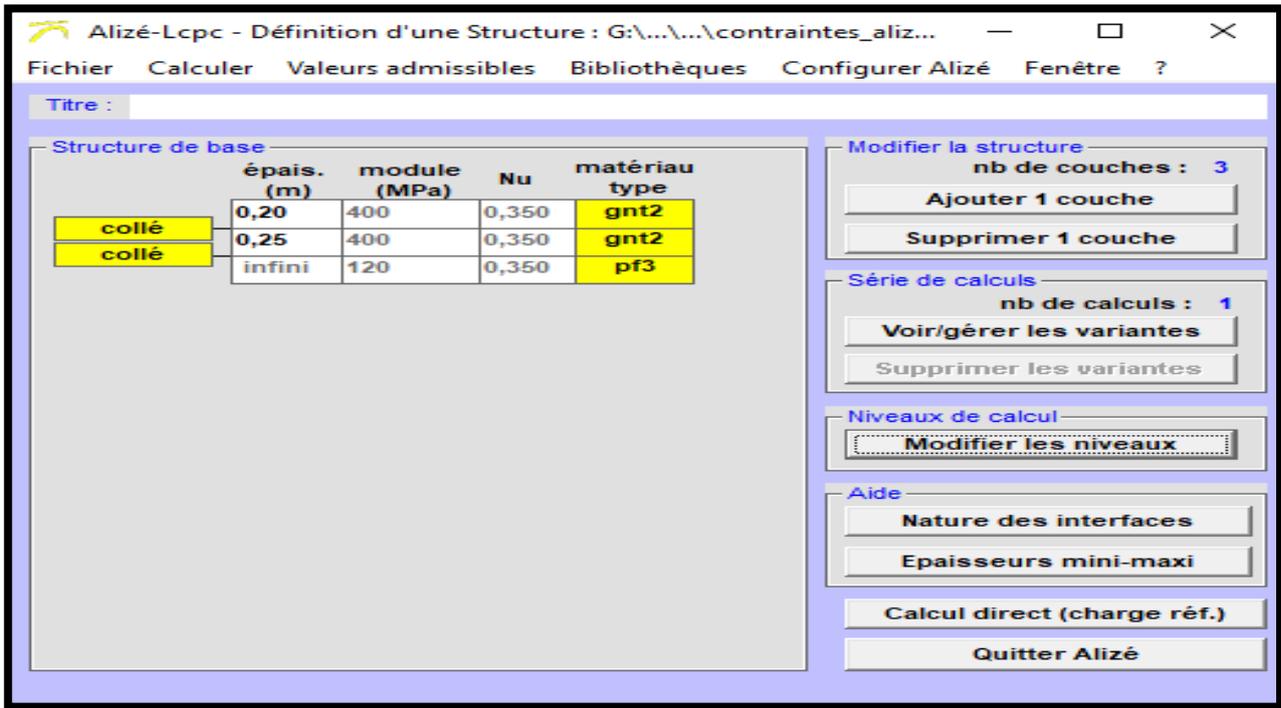


Figure 2 : Définition de la structure de la chaussée sur Alizé

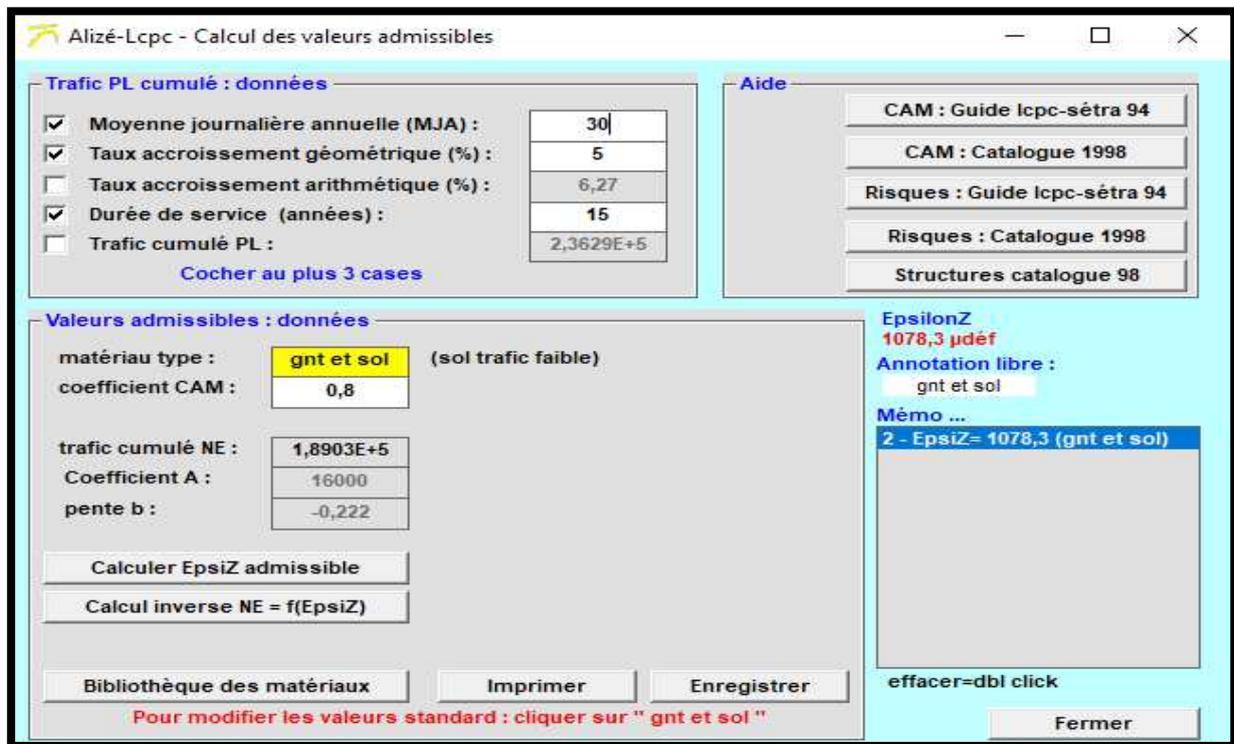


Figure 3 : Calcul de la déformation admissible du sol sur Alizée

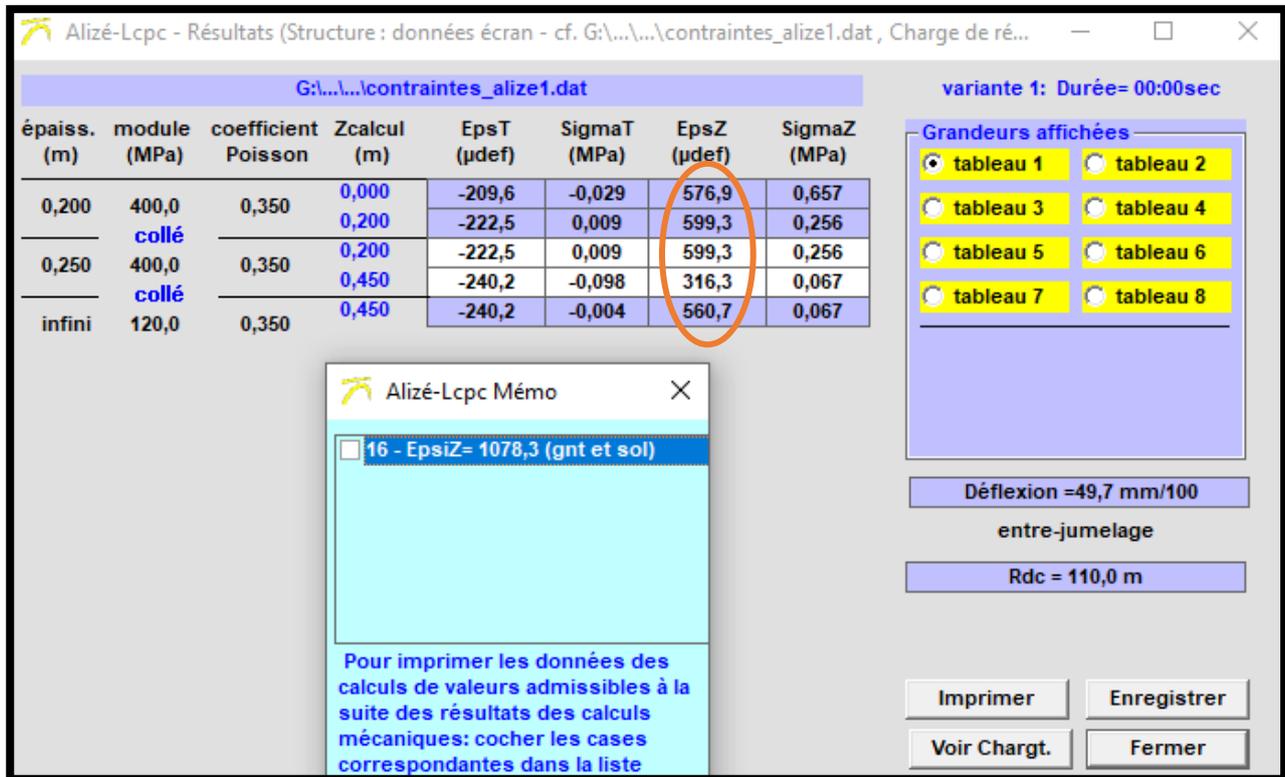


Figure 4 : Calcul des déformations et contraintes du sol et de la chaussée sur Alizé

Toutes les contraintes et déformations admissibles calculées sont supérieures aux déformations données par le logiciel Alizé-LPCP, les contraintes sont donc vérifiées et la structure de la chaussée est validée comme l'indique le tableau ci-après.

Tableau 11 : Vérification des contraintes et déformations du sol et de la chaussée

Désignations	Valeurs admissibles calculées	Valeurs Alizé
Contraintes du sol en MPa	1,917536038	0,657
Déformations du sol en µdef	1179,314542	1078,3
Déformation de la chaussée µdef	1179,314542	560,7

La structure de la chaussée retenue pour notre projet est donc une couche de roulement en graves latéritiques d'épaisseur 20 cm et une couche de base en graveleux latéritique de 25 cm.

Il est à noter qu'aucun ouvrage particulier d'assainissement de la chaussée sera aménagé mais de par la pente de la chaussée de 2,5% dirigé vers la cuvette du barrage, elle pourra évacuer les eaux de ruissellement de la chaussée directement vers le barrage.

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DU PONT

Un pont est un ouvrage d'art destiné à franchir par-dessus un obstacle naturel (ravine, rivière) ou franchir une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime. Les dimensions du déversoir du barrage de Toemighin calculé ($H_r = 4$ m, $L = 75$ m et $R = 0,8$ m) impose le dimensionnement d'un ouvrage de franchissement pour atteindre la hauteur de la digue ($H = 6$ m) afin de faciliter la mise en place de la route en terre sur la digue, de plus vu la grande portée du déversoir réalisé un dalot ne serait pas judicieux car trop coûteux et exigeant une main d'œuvre très qualifiée ; la mise en place d'un pont prend alors tout son sens.

I. ETUDE HYDRAULIQUE

1. Caractéristiques des ouvrages

De l'étude hydrologique menée en amont, de la conception et du dimensionnement du barrage, on peut en tirer les différentes caractéristiques nécessaires pour le dimensionnement structural du pont. On a alors :

- Longueur déversoir : **75 m**
- Largeur en crête de la digue : **5 m**
- Hauteur de la retenue : **4 m**
- Revanche : **0,8 m**
- Hauteur de la digue : **6 m**
- Débit de crue décennale : **51,39 m³/s**
- Superficie du bassin versant : **75,23 m²**
- PHE : **291,2 m**
- Voie franchie : route en terre a une voie avec **20 cm** d'épaisseur de couche de chaussée. Gabarit = **5 m**

2. Tirant d'air

Toute submersion du pont entraînera l'interruption du trafic et des risques de destruction des remblais d'accès. Le tirant d'air est la hauteur libre entre le parement inférieur des poutres du tablier et le fond de la brèche prévu pour diminuer le risque d'obstruction partielle ou totale du pont. Dans notre cas, nous allons considérer un tirant d'air de **1,2 m** selon les prescriptions du guide l'« Hydraulique routière » (zone subdésertique) et la revanche de la digue [10].

3. Protection des piles contre l'affouillement

Le pont va entièrement reposer sur le déversoir donc il n'y a pas dans ce cas des risques d'affouillements (liés à la diminution de la section d'écoulement au droit de l'ouvrage, ce qui conduit à l'augmentation de la vitesse d'écoulement du cours d'eau).

II. CONCEPTION DETAILLEE DU PONT

Le chapitre précédent a permis d'avoir la généralité sur les paramètres du projet, dans la suite nous allons sur la base du « Guide de conception des ponts du SETRA » faire un choix optimal du type de pont à aménager et concevoir ses différentes composantes [11].

1. Choix du type d'ouvrage

a) Critères de choix

Le paramètre déterminant dans le choix du type de pont est la portée principale ou maximale, qui dans notre cas correspond à la longueur du déversoir qui est **75 m**.

On compte quatre familles de ponts courants :

- **Les Passages Supérieur ou Inférieur en Dalle Armée (PSIDA)** : Ce sont des dalles de hauteur constante avec la coupe transversale du tablier de section rectangulaire, en béton armé. Ils permettent le franchissement en passage inférieur ou supérieur de brèche assez important. Ils ont des portées de 6 - 8 à 18 – 20 m.
- **Les Ponts poutres en Béton Armé (PSI-BA)** : Ils ont une dalle épaisse, le tablier est constitué de poutres longitudinales qui sont en béton armé. Une zone de préfabrication est utile pour les poutres préfabriquées. Le tablier est de hauteur constante, avec des entretoises en travées, sur appuis pour la rigidité, et une dalle de transition. Ils ont des portées inférieures à 25–30 m.
- **Les Ponts à Ossatures Mixtes (Passage Supérieur ou Inférieur à Ossature Mixte : PSI-OM)** : Ils sont constitués d'une poutraison métallique avec deux poutres maîtresses réalisées à partir de poutres reconstituées soudées (PRS). La dalle est majoritairement en béton armé, connectée aux poutres métalliques et réalisée en second phase. Ils supportent des portées courantes (< 40 m) et leur mise en place est rapide.
- **Pont en Poutre caisson précontrainte** : Encore appelé pont en caisson, il est composé principalement d'acier, de béton précontraint et de béton armé qui donne au caisson une bonne rigidité à la torsion et des portées importantes (50 à 100 m). Il peut avoir une section trapézoïdale ou rectangulaire.

Outre la portée, il y a l'épaisseur du remblai qui influe sur l'épaisseur du tablier, la difficulté dans la réalisation de l'ouvrage ainsi que la technologie requise (le coût de l'ouvrage) sont les paramètres clés du choix de type de ponts.

b) Analyse multicritère des options

• Ponts en béton armé

La disponibilité des matériaux granulaires sur place, la facilité de mise en œuvre du béton armé et la maîtrise de la technique par les entreprises locales font de l'ouvrage en béton armé le plus économique et le plus facile à mettre en œuvre. Il s'agit du :

- ✚ **Pont en dalle continue en béton armé** : son tablier est constitué par une dalle armée d'épaisseur constante, avec ou sans encorbellements latéraux, à travées indépendantes ou continues. Sa plus longue portée ne dépasse pas 15m et peut atteindre les 20 m de longueur avec encorbellements latéraux.
- ✚ **Pont à poutres en béton armé** : son tablier est constitué d'une série de poutres en béton armé associée à une dalle d'hourdis. Généralement reliées entre elles par des entretoises d'appui ou intermédiaires, ces poutres présentent une section transversale (hauteur, épaisseur) constante et peuvent comporter des talons (ce qui ne sera pas le cas ici).

Afin de trancher entre les deux solutions qui s'offrent à nous, nous allons dresser dans le tableau qui suit des avantages et inconvénients deux types d'ouvrage

Tableau 12 : Avantages et inconvénients des ponts à poutres et des ponts dalles

Types	Avantages	Inconvénients
Pont à poutre	<ul style="list-style-type: none">▪ Economie de béton▪ Porté allant de 10 à 25m	<ul style="list-style-type: none">▪ Coûteux en main d'œuvre▪ Coût de coffrage relativement élevé
Pont dalle	<ul style="list-style-type: none">▪ Economie de coffrage▪ Exécution facile et rapide	<ul style="list-style-type: none">▪ Consomme plus que 30% en quantité de béton et d'acier par rapport à un pont à poutre▪ Portée peu compétitive (Les ponts dalles devront comporter des encorbellements pour atteindre les 20 m)

• Ponts en béton précontraint

L'intérêt du béton précontraint n'est plus à prouver. Il permet d'atteindre de grandes portées, avec une section beaucoup plus réduite que le cas du béton armé, ce qui garantit donc une certaine esthétique. Néanmoins, cette technologie n'est pas bien maîtrisée par les entreprises locales et nécessite un matériel spécifique. Un recours aux entreprises extérieures ne fera qu'augmenter le coût de l'ouvrage.

c) Choix définitif

Tenant compte du coût élevé des matériaux de mise en œuvre du béton et de la portée maximale de notre pont, nous optons pour un pont à poutre en béton armé sans talons à cinq (5) travées. Du fait de leur facilité de mise en œuvre et de la maîtrise de leur technique de réalisation, les ponts en béton sont plus abordables techniquement voire même économiquement.

2. Hypothèses de calcul

a) Références et règlement de calcul

Les calculs sont menés sur la base des documents ci-après :

- Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) du dossier pilote PP73
- Règles BAEL 91 modifié 99 : le calcul du ferrailage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant les états limites ;
- Fascicule 61 Titre II concerne les charges d'exploitation - Conception Calcul et épreuves des ouvrages d'art ;
- Fascicule 62 titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil ;
- Documents Techniques Unifiés (DTU 13.1. Fondations).

b) Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux (béton et acier) à utiliser sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau 13 : Caractéristiques des matériaux

Béton		Acier	
Résistance a la compression a 28 jours f_{c28}	30 MPa	Acier à haute adhérence	Fe E 500
Résistance a la traction a 28 jours f_{t28}	2,4 MPa	Coefficient de sécurité γ_s	1,15
Contraintes admissibles ELS $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{cj}$	18 MPa	$\overline{\sigma}_{st} = 0,8 * \epsilon$	200 MPa
Contraintes admissibles ELU $f_{bu} = 0,85 * f_{cj} / \gamma_b$	17 MPa	$f_s = f_e / \gamma_s$	434 MPa
Poids volumique du béton γ_b	25 KN/m³	Enrobage	3 cm
Module d'élasticité instantanée $E_i = 11000 * f_{c28}^{1/3}$	34180 MPa	Module d'élasticité E_s	200 000 MPa
Module d'élasticité différée $E_v = E_i / 3$	11500 MPa	Fissuration très préjudiciable (milieu agressif)	

c) Hypothèses de chargement et combinaisons d'actions

Les caractéristiques du sol de fondation et les hypothèses de chargement sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 14 : Caractéristiques du sol de fondation et du chargement

Désignations	Caractéristiques
Sol de fondation	Cohésion $C_u = 11$ kPa L'angle de frottement interne $\varphi_u = 28^\circ$ Poids volumique des matériaux de remblai $\gamma = 19,51$ KN/m ³
Charges permanentes	Béton armé : $\rho = 25$ KN/m ³ Charge de remblai : $\gamma = 22$ KN/m ³ Surcharge de remblai : 10 KN/m ² Poussée des terres : $K_a = 0,33$
Les charges d'exploitations sont définies par le fascicule 61 Titre II	
Actions climatiques	Action du vent : $2,00$ kN/ml.
Charges roulantes (Définies par le Fascicule 61 Titre II)	Le système A, le système B, le système Bc (camion type), le système Bt (Essieu tandem) et le système Br (Roue isolée)
Retrait	$\varepsilon_r = 2 \cdot 10^{-4}$

- **Combinaisons d'actions**

Tableau 15 : Combinaisons d'actions aux états limites

Etats limites	Combinaisons d'actions
Etat limite de service (ELS)	$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{0i} Q_i$ <p> G_{max} = actions permanentes favorables G_{min} = actions permanentes défavorables Q_1 = actions variables de base Q_i = actions variables d'accompagnement Ψ_{0i} = coefficient de prise en compte des charges en valeur de combinaison </p>
Etat limite ultime (ELS)	$1,35 * G_{max} + G_{min} + \gamma_{q1} * Q_1 + 1,3 * \sum_{i>1} \Psi_{0i} Q_i$ <p> γ_{q1} : coefficients de l'action de base Ψ_1 : coefficient de prise en compte des charges d'exploitation à caractère normal entrant dans la combinaison fréquente. </p>

Les coefficients Ψ et de γ_{q1} pour les ponts-routes sont en annexe V.

3. Prédimensionnement des éléments du pont

a) Caractéristiques du profil en travers

Une coupe transversale de la plateforme présente un pont de 5 m de largeur qui comprend une chaussée de 3,00 m de large, deux trottoirs de 1,00 m de large chacun. La chaussée présentera une pente transversale en toit de 2,5% permettant l'assainissement de l'ouvrage l'indique la figure ci-après :

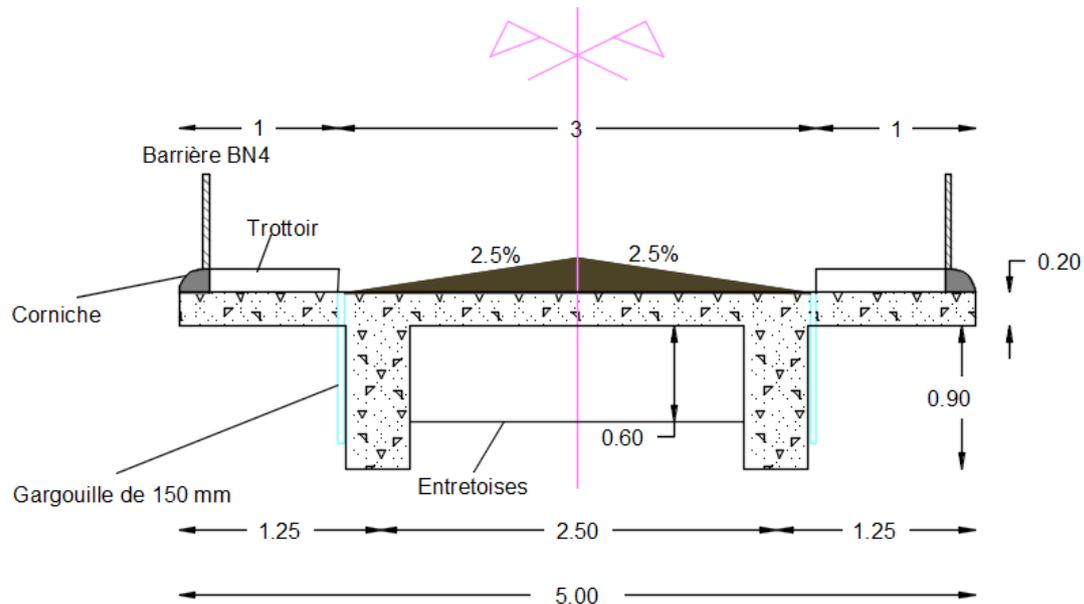


Figure 5 : Coupe transversale du tablier

b) Le tablier

Le tablier est la partie quasi horizontale située sous la voie portée, il comprend les éléments porteurs dans le cas des ponts à poutre notamment les poutres, le hourdis, les entretoises. Le prédimensionnement de ces éléments a été réalisé sur la base des prescriptions des normes du SETRA pour la détermination des dimensions économiques des ouvrages d'art courants ; Le nombre de poutres à pendre est en fonction de la largeur totale du tablier et pour un tablier de 5 m, il convient de pendre deux (2) poutres, ce qui correspond à deux poutres de rives.

Les démarches de calculs se trouvent en annexe V et un récapitulatif des résultats avec la valeur de la portée de 15 m se trouve dans le tableau 16.

c) Les appuis

Les contraintes naturelles du site (terrestre, aquatique, résistance du sol TN...) ainsi que la

nature et le mode de construction du tablier sont les paramètres fondamentaux pour une bonne implantation des appuis. On compte deux types d'appuis, les appuis de rive ou culées et les appuis intermédiaires ou piles [12].

La conception des piles et des culées seront réalisés selon le guide PP73 donné par CALGARO.

- **Les culées**

Les culées sont les deux appuis de rive qui permettent de définir la longueur totale de la brèche à franchir (la portée) ; Il est composé d'un sommier d'appui (élément sur lequel repose l'about du tablier), d'un mur garde-grève (voile en béton armé construit activement du tablier par reprise de bétonnage sur le sommier) et de corbeaux. Dans notre cas, nous avons des culées remblayées.

- **Les piles**

Les piles sont des appuis intermédiaires supportant le tablier de l'ouvrage. Pour sa facilité de mise en œuvre et la faible valeur de la largeur en crête du déversoir, nous avons choisi des piles de types voiles. Les voiles offrent l'avantage d'assurer une bonne rigidité transversale de l'appui, une bonne aptitude à résister aux chocs des véhicules et ne nécessitent guère l'utilisation d'un chevêtre pour leur fonctionnement.

d) Les fondations

La conception générale de la fondation doit tenir compte principalement des contraintes qui sont liées au sol et à l'ouvrage [13]. Le type de fondations dépend de trois facteurs :

- La contrainte de pression admissible sur le sol ;
- Les phénomènes de tassements qui doivent être compatibles avec l'intégrité de l'ouvrage ;
- Les risques d'affouillements.

Généralement on distingue deux types principaux de fondations à savoir :

- Fondations dites superficielles (sur semelle continue ou isolée, sur radier)
- Fondations dites profondes (sur pieux, puits ou barrettes)

En fonction des études géotechniques effectuées sur le site, qui montrent la présence d'un bon sol pour les fondations, nous optons pour une fondation superficielle avec des semelles isolées. Ces fondations ne concernent que les culées étant donné que les piles seront ancrées au déversoir.

Les résultats de ce prédimensionnement sont répertoriés dans le tableau ci-après

Tableau 16 : Résultat du prédimensionnement des éléments du pont

Prédimensionnement des éléments du pont		
Le tablier		
Hauteur des poutres H_p	$\frac{L}{17} \leq H_p \leq \frac{L}{16}$	0,90 m
Epaisseur de la lame b_0	$b_0 = \frac{H_t * l * A(L) * 0,5}{\tau_{su} * h}$	30 cm
Largeur de la poutre b	$\frac{H_p}{5} \leq b \leq \frac{H_p}{2}$	40 cm
Nombre de poutre N		2
Hauteur des entretoises H_e	$0,6 * H_p \leq H_e \leq 0,9 * H_p$	60 cm
Largeur des entretoises b_e	$b_e \geq H_e/3$	20 cm
Entraxe des poutres λ	$\lambda = \frac{\text{Largeur du pont}}{N}$	2,50 m
Encorbellement e	$e \geq \frac{\lambda}{2}$	1,25 m
Hourdis	$16 \text{ cm} < H_0 < 25 \text{ cm}$	20 cm
Les appuis : les culées		
Mur de front épaisseur E	$0,80 \leq E \leq 1,20$	1,00 m
Mur de front hauteur H_t		5,00 m
Mur garde grève épaisseur e	$e = \sup(0,30; \frac{h}{8})$	30 cm
Mur en retour épaisseur e		40 cm
Corbeau épaisseur e_{\max}		50 cm
Bossage hauteur h		10 cm
Dalle de transition longueur L	$L = \inf [6\text{m} ; \sup (3\text{m} ; 0,60H)]$	3 cm
Dalle de transition épaisseur e		30 cm
Les appuis : les piles		
Epaisseur des voiles e		40 cm
Longueur en base des voiles L_1		2,10 m
Longueur au sommet des voiles L_0		3,50 m
Hauteur des voiles		1,50 m
Les semelles sous culées		
Largeur de la semelle B		5 m
Hauteur de la semelle H_s		1 m
Longueur de la semelle L_s		8 m

e) Les équipements

Les équipements des ponts désignent un ensemble de dispositifs très divers qui complètent la structure et qui permettent d'assurer en particulier :

- ✚ Le fonctionnement de la structure : appareils d'appui et joints de chaussées ;
- ✚ La pérennité de la structure : étanchéité de l'ouvrage, corniches, perrés et évacuation des eaux ;
- ✚ La sécurité des usagers (piétons et véhicules) : dispositifs de retenue (garde-corps, glissières, barrières) et bordures de trottoirs ;
- ✚ Le confort des usagers et/ou des riverains : joints de chaussées, dalles de transition, écrans acoustiques ;
- ✚ L'entretien et l'accessibilité des ouvrages : escaliers sur les perrés, échelles et passerelles, qui permettent de visiter, d'inspecter ou d'assurer l'entretien des ouvrages.

Les équipements sont en général fortement sollicités (usure accidentelle, environnement agressif, trafics, conditions climatiques). Ils nécessitent une inspection, un entretien ou un remplacement régulier au cours de la durée de service de l'ouvrage. Ils doivent donc être conçus pour être entretenus ou changés facilement. Ils sont constitués de matériaux de natures très diverses (béton, acier, bitume) et sont en général mis en œuvre par des entreprises spécialisées.

• L'étanchéité

Le système d'étanchéité des tabliers a pour objectif de protéger la structure béton des diverses agressions générées par les eaux pluviales circulant sur l'ouvrage. Il permet d'éviter la pénétration d'agents chimiques agressifs et la corrosion des armatures du béton, du tablier et donc de garantir la durée du service de l'ouvrage.

Il est mis en place sur la totalité de la surface horizontale du tablier (chaussée, trottoirs). Il est raccordé aux points singuliers (pénétrations, avaloirs, joints de chaussées, etc.).

L'étanchéité du tablier de notre ouvrage est assurée par les feuilles préfabriquées comportant une couche de bitume modifiée par un polymère et une armature. La feuille est collée à la dalle en béton par fusion partielle du liant de la feuille sur un enduit d'imprégnation à froid. Elle est protégée par une couche d'asphalte gravillonnée comme l'étanchéité à base d'asphalte. Elle a une épaisseur de 3 cm.

- **La couche de roulement**

La couche de roulement doit présenter un bon uni (confort) et offrir de bonnes caractéristiques antidérapantes (sécurité des usagers). Elle doit aussi être adaptée et présenter une adhérence pérenne avec le système d'étanchéité. La couche de roulement est constituée par un tapis de graveleux latériques dont l'épaisseur dans notre projet est fixée à 25 cm et dont la masse volumique réelle est de 19,51 kN/m³.

- **Les joints de chaussée**

Les joints de chaussée permettent d'assurer la transition entre le tablier et les chaussées adjacentes à l'ouvrage ou entre deux travées indépendantes successives, en remplissant les conditions suivantes :

- ✓ Assurer la liberté de mouvement du pont ;
- ✓ Donner une continuité de la surface de roulement ;
- ✓ Ne pas être une source de bruit et de vibration ;
- ✓ Avoir une bonne étanchéité ou une bonne évacuation des eaux.

- **Les dispositifs de retenue**

Les ponts sont équipés de dispositifs de retenue qui permettent d'assurer la sécurité des usagers (piétons et véhicules) circulant sur l'ouvrage. Ces dispositifs peuvent être :

- ✓ Des garde-corps pour les piétons,
- ✓ Des barrières de niveau N (parfois dénommés glissières) pour les véhicules légers,
- ✓ Des barrières de niveau H pour les cars et les poids lourds utilisable sur les ponts.

Dans notre projet, nous convenons de choisir des barrières BN4 (légères 64 kg/ml et moins agressives) non seulement pour retenir les véhicules en cas d'accident pour qu'ils ne tombent pas mais aussi pour leurs esthétiques et leurs souplesses qui n'augmenteraient pas assez le poids de la superstructure. On calcule sa hauteur par la formule :

$H_{min} = \inf(1,20 \text{ m} ; 0,95 \text{ m} + 0,005H \pm 0,05 \text{ m})$ avec H la hauteur du trottoir = 20 cm

Ce qui nous donne : $H_{min} = 0,801 \text{ m}$, on prendra une hauteur de 0,8 m.

- **Les corniches**

Les corniches ont pour rôle : d'améliorer l'aspect esthétique de l'ouvrage et d'assurer les fonctions secondaires telles que (support au relevé d'étanchéité, butée de trottoir, scellement du garde-corps, etc.).

Ces fonctions pourraient parfaitement être assurées par des éléments de la structure et c'est souvent le cas dans certaines conceptions actuelles de corniche.

Les corniches peuvent être :

- ✓ Coulées en place en même temps que le tablier ou après sa réalisation,
- ✓ En éléments préfabriqués (en béton armé, en alliage d'aluminium, en polyester armé de fibres de verre, en acier inoxydable).

Les corniches possèdent des formes géométriques complexes souvent difficiles à coffrer pour un coulage en place. Aussi, le gain de temps entraîné par la préfabrication et la disponibilité du matériau béton nous conduit à porter notre choix sur des corniches préfabriquées en béton armé.

- **Les trottoirs**

Le rôle du trottoir est de protéger les piétons en les isolants, en général par simple surélévation (de 20 cm dans notre projet), de la circulation automobile. Il n'y en a pas sur les ponts autoroutes : seul un passage de service, de 40 cm de largeur longe les bords du tablier.

La largeur minimum des trottoirs prévue par le guide ARP (chapitre 1) [6] est de 1 m. D'où notre trottoir aura de ce fait une largeur de 1 m et une épaisseur de 20 cm.

- **Les appareils d'appuis**

Les tabliers des ponts reposent en général sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts. Nous convenons de choisir des appareils d'appui en élastomère fretté qui sont d'usage courant. Ils sont conformes à la norme NFT 47,815.

A ces équipements, peuvent vont s'ajouter d'autres comme les dispositifs d'évacuation des eaux, les dispositifs de visite, réserve pour canalisations de services publics, les bossages, etc.

III. DIMENSIONNEMENT STRUCTURALE DU PONT

L'étude de la superstructure (tablier) et de l'infrastructure (piles, culées, semelles) constituent les principaux axes sur lesquels s'articule le dimensionnement structural du pont. Comme tout ouvrage de génie civil, les calculs de justification de la stabilité structurelle des ponts se réalisent de la manière suivante : l'inventaire des actions (charges applicables) ; le calcul des sollicitations, efforts normaux, moments de torsion ; et le dimensionnement des sections par les règles de calcul du béton armé qui est dans notre cas celui du BAEL 91 modifié 99 [14].

1. La descente des charges

La descente des charges est l'évaluation de la distribution, de la répartition et du transfert des charges dans la structure sur l'ensemble des éléments porteurs.

a) Les charges permanentes

L'inventaire des différents poids propres des éléments du tablier sont énumérés dans le tableau ci-après. La démarche de calculs est en annexe V.

Tableau 17 : Descente des charges permanentes du tablier

Désignations	Valeurs	Unités
Poids propre de la poutre	9,00	KN/ml
Entretoises	17	KN
Trottoir	6,25	KN/ml
Corniche	6,29	KN/ml
Prédalle	25,00	KN/ml
Revêtement	12,00	KN/ml
Étanchéité	2,72	KN/ml
Barrière de type BN4	0,65	KN/ml
Poids Propre total sur une poutre	92,87	Tonnes
Poids Propre total sur une travée	185,96	Tonnes

b) Les surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation ou surcharges routières ont été évalué sur la base du fascicule 61 titre II [15]. On compte pour notre projet le système de charge A, le système de charge B (Bc et Bc-Niger) et le système de charge Bt, les charges M_{c80} et M_{e80} et les charges de trottoirs.

Les surcharges routières ne chargent pas la totalité du tablier, il faut donc déterminer la largeur chargeable du tablier. (Démarche de calculs confère annexe V).

- ✚ **Largeur roulable L_r** : $L_r = L_T - 2 * L_{tr} = 5 - 2 * 1 = 3 \text{ m}$
- ✚ **Classe de pont** : pont de **classe III** car $L_r = 3 \text{ m} < 5,5 \text{ m}$.
- ✚ **Largeur chargeable** : $L_c = L_r = 3 \text{ m}$
- ✚ **Nombre de voies** : une (1) voie sur la chaussée de 3 m de large.

- **Le système de charge A**

Formé de charges uniformément réparties d'intensité variables suivant la longueur, ce système est calculé pour une largeur roulable de 3 m par la formule :

$$A(L) = 3 * a_2 * \max[a_1 * (2,30 + \frac{36000}{L + 12}); (400 - 0,2 * L)]$$

Avec L la portée de la travée $L = 15 \text{ m}$; a_1 et a_2 sont des coefficients de majoration dont les valeurs sont respectivement 0,9 et 0,92.

Ce qui nous donne :

$$A(L) = 38,83 \text{ KN/ml}$$

- **Le système de charge B**

Le système de charge B comprend trois sous-systèmes distincts dont :

- ✚ Le sous-système Bc composé de camions de type roue simple (Bc et Bc-Niger) ;
- ✚ Le sous-système Br composé de roue isolée de 10 tonnes ;
- ✚ Le sous-système Bt composé d'essieux tandem de 32 tonnes.

Les détails sur chacun des systèmes sont développés en annexe V.

- **Le coefficient de majoration pour effet dynamique des poutres et des hourdis**

Le coefficient de majoration dynamique est calculé par l'expression suivante :

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

Avec L la portée de la travée ; G le poids total de l'ouvrage dans la travée et S le poids total le plus élevé des essieux de type B.

Pour le cas des poutres et des hourdis, on a les valeurs ci-après :

Tableau 18 : Coefficient de majoration pour effet dynamique des poutres et du hourdis

Désignations		Poutres	Hourdis
L en m		15	3
G en KN		1859,57	1677,3
S en KN	Sbc	486	270
	Sbc-Niger	816	426
	S _{br}	100	100
	Sretenu	816	426
δ		1,16	1,29

- **Le charges sur les trottoirs**

Les charges des trottoirs sont généralement des charges locales et des charges générales. On va considérer une surcharge locale de 450 kg/m² pour le calcul des entretoises et hourdis et une surcharge de 150 kg/m² pour les calculs des poutres principales.

- **Le charges sur les remblais**

Une charge de 1 t/m² correspond à la charge sur les remblais des culées.

- **Efforts de freinage**

L'effort de freinage correspond à la charge A et est égale à la fraction suivante du poids de cette dernière ;

$$F = A * \frac{1}{(20+0,0035*S)}$$

Avec S la surface chargée en m².

Pour système Bc, F = 30 tonnes

Pour le système Bc-Niger, F = 42 tonnes.

- **Charges militaires et exceptionnelles**

L'évaluation des charges militaires revient à déterminer leur coefficient de majoration dynamique des charges militaires Mc80 de 72 kN et Me80 de 22 kN [15]. Pour les charges exceptionnelles, nous avons choisi de ne pas en mettre, car notre voie est une route non classée à faible trafic. Le tableau ci-dessous illustre les valeurs des coefficients dynamiques des charges militaires.

Tableau 19 : Coefficient de majoration dynamique des charges militaires

Désignations	Mc80	Me80
L en m	15	15
G en KN	1859,57	1859,57
S en KN	720	220
δ	1,15	1,12

c) Les sollicitations

Les sollicitations dues aux surcharges des différentes charges du tablier ont été évalué en fonction du poids de chaque charge et de son point d'application sur la poutre de la travée.

- **Les sollicitations dues aux charges permanentes**

Vu la répartition égale des charges permanentes sur les poutres, nous avons qu'un seul type de poutres qui sont les poutres de rives. Avec la portée de la travée L de 15 m et le poids propre de la poutre P de 60,59 kN, nous avons calculé le moment fléchissant maximal de la travée ainsi que l'effort tranchant maximal. Les résultats sont les suivants :

Tableau 20 : Sollicitations dues aux charges permanentes aux états limites

Sollicitations	Expressions	Valeurs	ELU (1,35)	ELS (1)
Effort tranchant en kN	$T_{max} = \frac{P * L}{2}$	454,43	613,47	454,43
Moment fléchissant en kN.m	$M_{max} = \frac{P * L^2}{8}$	1704,09	2300,52	1704,09

- **Les sollicitations dues aux charges d'exploitations**

Avec la même méthodologie que pour l'évaluation des sollicitations des charges permanentes, nous avons calculé les sollicitations des surcharges routières ainsi que ceux des surcharges exceptionnelles, militaires et de trottoirs. Nous avons majoré ces sollicitations avec le coefficient de majoration dynamique correspondant à chaque surcharge.

Tableau 21 : Sollicitations dues aux charges d'exploitations

Surcharges		Coefficient de majoration dynamique	Moment fléchissant en kN.m		Effort tranchant en kN	
			Non majoré	Majoré	Non majoré	Majoré
Civiles	A	-	1092,09	1092,09	291,23	291,23
	Bc	1,12	1896,75	2124,36	648,00	725,76
	Br	1,11	375,00	375,00	100,00	100,00
Militaires	Mc80	1,15	2259,00	2597,85	602,40	692,76
	Me80	1,12	1489,13	1667,83	418,00	468,16
Trottoirs		-	42,19	42,19	11,25	11,25

2. Les coefficients de répartition (CRT)

La rigidité du torsionnelle des éléments du pont n'est pas négligée, la section transversale du pont est donc déformable. Il est donc nécessaire, pour l'évaluation de la répartition des sollicitations entre les poutres, de majorer les sollicitations avec le coefficient de répartition CRT calculé avec la méthode de GUYON – MASSONNET pour notre projet, qui est utilisée pour le calcul de tablier souple avec entretoise d'about comme c'est le cas de notre ouvrage, c'est aussi la méthode la plus répandue et employée pour le calcul des poutres dans la plupart des pays. Le principe de la méthode consiste à remplacer un pont réel par une structure continue ayant les mêmes rigidités moyennes à la torsion et à la flexion que l'ouvrage réel puis on analyse l'effet de la répartition des charges sur le pont.

Pour se faire, on considère une travée indépendante, de portée L , de largeur $2b$, de n poutres longitudinales (portée L , espacement b_1) et de m entretoises (portées $2b$, et espacement L_1) intermédiaires disposées transversalement disposé comme suit.

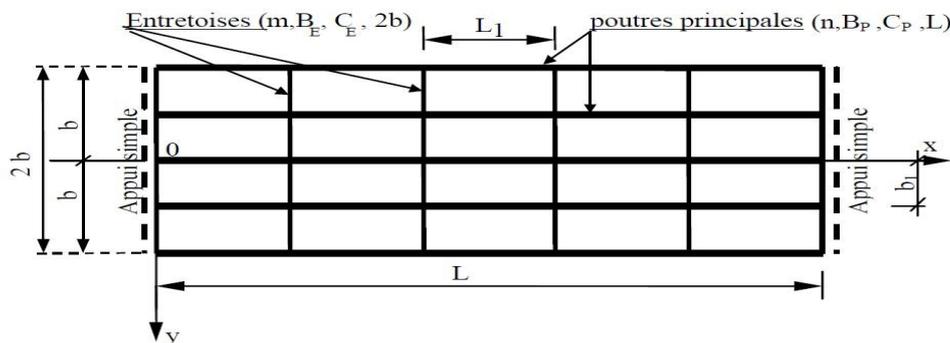


Figure 6 : Représentation du pont pour le calcul du CRT

Toutes les poutres sont identiques et caractérisées par leur : rigidité à la flexion : $B_p = E * I_p$ et

rigidité à la torsion : $G_p = G * K_p$;

Les entretoises sont elles aussi identiques et sont caractérisées par leur : rigidité à la flexion :

$B_E = E * I_B$ et rigidité à la torsion : $G_E = G * K_E$

Par unité de longueur, ces rigidités deviennent :

$$\text{Rigidité de flexion} \begin{cases} \rho_p = \frac{B_p}{b_1} = \frac{E * I_p}{b_1} \\ \rho_E = \frac{B_E}{L_1} = \frac{E * I_E}{L_1} \end{cases} \quad \text{Rigidité de torsion} \begin{cases} \gamma_p = \frac{C_p}{b_1} = \frac{G * K_p}{b_1} \\ \gamma_E = \frac{C_E}{L_1} = \frac{G * K_E}{L_1} \end{cases}$$

Avec : E : Module de Young ; G : Module de torsion ; I_p : Moment d'inertie de flexion des poutres ; K_p : Moment d'inertie de torsion des poutres ; I_E : Moment d'inertie de flexion des entretoises ; K_E : Moment d'inertie de torsion des entretoises

Selon Guyon Massonnet le comportement du pont est défini par deux paramètres principaux :

- Le paramètre de torsion : $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 * \sqrt{\rho_p * \rho_E}}$
- Le paramètre d'entrecroisement : $\theta = \frac{b}{L} * \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$

Après avoir déterminé le moment d'inertie de la poutre en T, nous avons évalué les valeurs du CRT pour chaque élément du tablier par rapport à la ligne d'influence de la poutre (obtenu avec les valeurs interpolées de K dans les tableaux de Guyon-Massonnet).

$$CRT = \eta = \frac{K}{n}$$

Avec n le nombre de poutres dans la travée. Les résultats de ces calculs sont les suivantes (détails de calculs en Annexe V).

Tableau 22 : Valeurs du CRT pour les chargements

Surcharges		Valeurs des k	Valeurs des CRT
Civiles	A	0,36	0,48
	Bc	0,97	0,58
	Br	0,93	0,47
Militaires	Mc80	1,04	0,52
	Me80	0,86	0,43
Trottoirs		1,18	0,59

Les sollicitations sont enfin majorées par le CRT donnant les sollicitations moyennes de chaque

élément de la poutre. Tout ceci, en rajoutant pour chaque élément les coefficients à l'ELU et à l'ELS correspondants.

Tableau 23 : Sollicitations sur la poutre majoré avec le CRT et le coefficient de majoration dynamique

Sollicitations sur la poutre						
Surcharges		CRT	Moment fléchissant (kN.m)		Effort tranchant (kN)	
			Non majoré	Majoré	Non majoré	Majoré
Civiles	A	0,48	1092,09	524,21	290,23	139,79
	Bc	0,58	2124,36	1019,69	725,76	348,36
	Br	0,47	375,00	195,64	100,00	52,17
Militaires	Mc80	0,52	2597,85	845,77	692,76	225,54
	Me80	0,43	1667,83	1277,67	468,16	358,64
Trottoirs		0,59	42,19	24,89	11,25	6,64
Charges permanentes		-	1704,09	1704,09	454,43	613,47

Les combinaisons des efforts aux états limites ont permis d'obtenir les résultats suivants :

Tableau 24 : Sollicitations de la poutre aux états limites

Désignations	ELS		ELU	
	Moment fléchissant Mser (kN.m)	Effort tranchant Nser (kN)	Moment fléchissant Mu (kN.m)	Effort tranchant Nu (kN)
Valeurs	3006,66	879,10	4065,21	1181,48

Avec

$$\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow 1,35 * G + Q(1,60 * \max(A, Bc, Br,); 1,35 * \max(Mc80, Me80, E)) + 1,60 * \text{trottoir} \\ \text{ELS} \rightarrow G + Q(1,20 * (A, Bc, Br,); \max(Mc80, Me80, E)) + \text{trottoir} \end{cases}$$

3. Les sections d'armatures de la poutre

La poutre sera dimensionnée comme une poutre en T avec comme table de compression le hourdis. Les caractéristiques de poutre sont $b_0 = 0,4 \text{ m}$; $b_1 = 2,50 \text{ m}$; $h_p = 0,9 \text{ m}$ et $h_0 = 20 \text{ cm}$. Le calcul des sections d'aciers se feront à l'ELS vu que la fissuration est préjudiciable et le calcul de l'effort tranchant se fera à l'ELU. (Calcul en Annexe V)

a) Sections des armatures longitudinales

Après calcul pour les armatures longitudinales nous avons les valeurs suivantes :

$$A_{stmin} = 0,23 * b * d * \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 7,45 \text{ cm}^2$$

Tableau 25 : Section d'armatures longitudinales de la poutre

Désignations	Aciers tendus (cm ²)	Choix des aciers avec Ast = 226,19 cm ²	Aciers comprimés (cm ²)	Choix des aciers avec Ast = 72,38 cm ²
Valeurs	223,24	18HA40	67,98	9HA32

b) Calcul de la section d'armatures d'âme At

Suivant le BEAL 91 [14], la justification des contraintes tangentés ne se fait qu'aux états limites ultimes (ELU).

- Contrainte de cisaillement

La largeur de l'âme B = 40 cm et la hauteur utile réelle d' = 110 cm ;

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u = \frac{N_u}{B * d'} = \frac{1,00}{0,40 * 1,10} = 2,8 \text{ MPa}$$

La contrainte limite de fissuration est calculée par l'expression :

$$\tau_{ulim} = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} * f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

En conclusion $\tau_u < \tau_{ulim}$, **la condition est respectée.**

- Section d'armatures

On prend pour les armatures d'âmes des **HA 10** et on prévoit **3 brins** équilibrant une section de **3,14 cm²**.

- Calcul des espacements St

Nous avons un espacement **St = 15 cm**.

4. Calcul du Hourdis

✚ Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations du hourdis, nous allons considérer un panneau de 15 m de long et 2,5 m de largeur simplement appuyé sur ses quatre côtés. Selon le BAEL, les dalles sont considérées rectangulaires appuyées sur 4 côtés si le rapport $\alpha = I_x / I_y < 0,4$.

Dans notre cas, on a :

$$\alpha = I_x / I_y = 2,50 / 15 = 0,17 < 0,4$$

La condition étant vérifiée nous pouvons évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants dans le sens de la petite portée comme dans le cas des poutres. La dalle portera donc dans sur une seule direction qui est la petite portée I_x et la portée sera $L = 2,50$ m. Les moments et efforts tranchants déterminés seront au mètre linéaire.

NB : Les surcharges AL ne sont pas prises en compte dans le calcul du hourdis car les effets sont moins défavorables.

Le poids de la dalle au ml est $p = (0,20 \times 1 \times 25) + (0,03 \times 1 \times 24) = 5,720$ kN. (Annexe V).

Tableau 26 : Sollicitations de l'hourdi aux états limites

	ELU		ELS	
	Moment fléchissant M_u kN.m	Effort tranchant T_u kN	Moment fléchissant M_{ser} kN.m	Effort tranchant T_{ser} kN
Efforts	242,99	257,15	179,99	190,48
Appui	121,50	128,58	90,00	95,24
Travée	194,39	205,72	144,00	152,39

✚ Calcul des sections d'armatures du hourdis

Les armatures d'aciers seront calculées à l'ELU et vérifiées à l'ELS. On a l'épaisseur de la dalle $h_0 = 20$ cm et la largeur de la dalle $b = 100$ cm.

Le moment réduit limite qui vaut $\mu_1 = 0,373$ pour le cas des aciers Fe E500.

$$A_{stmin} = 1,55 \text{ cm}^2$$

Tableau 27 : Section d'armatures du hourdis

Appui			Travée		
Moment réduit Ultime	Section d'aciers en cm^2	Choix des aciers	Moment réduit en kN.m	Section d'aciers en cm^2	Choix des aciers
0,18	24,13	12HA16 St = 8 cm	0,31	44,18	9HA25 St = 10 cm

✚ Vérification des aciers à l'ELS

Tableau 28 : Vérification des sections d'aciers du hourdis

	Moment ELS en kN.m	σ_b MPa	Contrainte admissible du béton MPa	σ_s MPa	Contrainte admissible acier MPa
Appui	90	13,4	18	145,51	400
Travée	144	13,16	18	143,80	400

Toutes les contraintes sont vérifiées, le dimensionnement est donc bon.

5. Calcul de l'encorbellement

L'encorbellement est la dalle sous le trottoir, pour le calcul de ces sollicitations, nous allons utiliser les prescriptions sur surcharges locales du Fascicule 61 titre II [15]. La dalle en encorbellement est une structure encastree à l'un de ces appuis. Il y'a deux types de surcharges locales de trottoirs pour le calcul de la dalle en encorbellement qui sont la charge de la roue isolée de 60 kN et la charge de 450 kg/m².

La dalle a les dimensions suivantes, hauteur de la table de compression $h_0 = 20$ cm et la longueur de la dalle $L = 100$ cm. (détails de calculs Annexes V)

La section des aciers minimale vaut :

$$A_{stmin} = \frac{0,23 * f_{t28}}{f_e} * b * d = \mathbf{1,98 \text{ cm}^2}$$

Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif des valeurs des différentes sollicitations calculées aux états limites.

Tableau 29 : Sollicitations de l'encorbellement aux états limites

	ELU		ELS	
	Moment fléchissant Mu kN.m	Effort tranchant Tu kN	Moment fléchissant Mser kN.m	Effort tranchant Tser kN
Valeurs	100,39	104,44	63,25	66,25

Pour le calcul de la section d'aciers, on a modélisé la dalle sur robot et on a obtenu une section $A_s = 29,97 \text{ cm}^2$.

Soit **10 HA20** équilibrant une section de **31,42 cm²** avec un espacement de **10 cm**.

6. Calcul des entretoises

Servant comme vérin du tablier, les entretoises sont des éléments transversaux rigides qui permettant de bloquer les poutres à la torsion sur les appuis. Ils assurent une bonne répartition des charges et évite le déversement pendant le coulage de l'hourdi ainsi que la bonne tenue des joints des chaussées surtout au niveau des culées [16].

a) Calcul des sollicitations

Les entretoises sont calculées comme une poutre supportant le poids du tablier. Après calcul, on a obtenu les sollicitations suivantes : la réaction sur chaque vérin $Q = 454,2$ kN et le moment fléchissant à l'ELU vaut sur appui $M_u = 121,24$ kN.m et en travée $M_u = 194,39$ kN.m.

b) Calcul des armatures d'aciers des entretoises

Le calcul des armatures a été effectué en flexion simple, les résultats sont les suivantes :

La section d'aciers minimale est $A_{stmin} = 1,58$ cm²

Les armatures supérieures à l'appui et en travée sont résumées dans le tableau ci-contre :

Tableau 30 : Sections d'armatures des entretoises

Appui			Travée		
Moment réduit Ultime	Section d'aciers en cm ²	Choix des aciers	Moment réduit en kN.m	Section d'aciers en cm ²	Choix des aciers
0,021	5,65	5HA12 St = 10 cm	0,034	8,56	8HA12 St = 8 cm

Les armatures transversales sont **2HA12** équilibrant une section de **2,26** cm².

7. Calcul des appareils d'appuis

Les appareils d'appuis servent d'intermédiaire entre les piles et le tablier permettant de bloquer ou libérer les mouvements relatifs entre le tablier et ses appuis. Pour notre projet, nous avons choisi de mettre en place des appareils d'appuis en élastomère de type B dont le dimensionnement nous a donné les caractéristiques ci-après : une largeur de 20 cm, une longueur de 40 cm, et une épaisseur de 3,6 cm.

8. Calcul des appuis

a) Piles

Les piles ou appuis intermédiaires choisis dans le cadre de notre projet sont des voiles rectangulaires de section constante. Les voiles sont plus résistants aux chocs que les colonnes voilà pourquoi ils sont recommandés dans les cas des ponts routiers. Les sections d'armatures sont vérifiées à la compression centrée à l'ELU du fait des actions charges verticales et horizontales qui agissent sur les piles. Le dimensionnement est en annexe V.

Nous avons pour les voiles, une section d'armatures longitudinales composée de **9HA20** espacés de **10 cm**, des armatures transversales composés de **8HA16** espacés de **10 cm** et d'une longueur de recouvrement **Lr = 55 cm**.

b) Culées

Les culées sont les appuis extrêmes ou de rives du pont, nous avons choisi de réaliser des culées massives remblayées du fait de la proximité du pont à la digue at aussi le choix du type des culées nous est imposé par la fonction technique des ouvrages.

Elles ont pour rôle d'assurer l'appui du tablier et d'assurer le soutènement des terres.

La vérification des culées à la stabilité a conduit à la validation de la stabilité des culées au glissement et au renversement. (Annexe V)

- **Le mur garde grève**

Le mur garde grève est un voile en béton armé qui permet de réaliser la transition entre le tablier et le remblai de la digue. Il est soumis aux efforts de poussée de terres et aux surcharges du remblai. Son prédimensionnement avait donné une hauteur de $h = 0,9$ m et une épaisseur $e = 30$ cm. Suite au dimensionnement de la section d'aciers du mur garde grève, nous avons obtenus une section d'armatures très faibles, nous avons ainsi considéré la section d'aciers minimale donné par les Règles Parasismiques des Ouvrages d'Art qui nous ont données pour les armatures longitudinales **8HA16** espacés de **10 cm** et pour les armatures transversales **4HA12** espacés de **20 cm**.

- **Le corbeau**

Le corbeau sert principalement d'appui à la dalle de transition, il est calculé comme une console courte encastrée sur le mur garde grève. La section de ces armatures $A_{st} = 34,36 \text{ cm}^2$, nous a permis de choisir pour son ferrailage des aciers longitudinales **7HA25** espacés de **15 cm** et des aciers de répartition **6HA14** espacés de **15 cm**.

- **La dalle de transition**

Pour réduire d'éventuels tassements du remblai d'accès au tablier, il est nécessaire d'installer une passerelle entre la partie de remblai compacté de la digue et le tablier qui est la dalle de transition. La dalle de transition est calculée comme étant une poutre sur deux appuis soumis aux charges routières. Du calcul des armatures d'aciers mené à l'ELU et de la vérification des sections menée à l'ELS nous avons retenu, des aciers longitudinales **4HA16** espacés de **15 cm** et des aciers de répartition **2HA12**.

- **Le mur de front**

Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur varie entre 80 cm et 120 cm, dans notre cas son épaisseur vaut 100 cm. Il est dimensionné en flexion composée et sa hauteur est de 5 m. Ce qui conduit à une section d'armature de $25,39 \text{ cm}^2$. On prendra **9HA20** avec une section de **28,27 cm²** avec un espacement de **10 cm**.

- **Le mur en retour**

Les murs en retour sont des voiles encastrés sur le mur garde grève, le mur de front et la semelle. De par son rôle d'ouvrages de rétention des terres du remblai d'accès, le mur en retour se comporte comme un ouvrage de soutènement. Pour le calcul des armatures, le mur a été décomposé en tranche horizontale car les sollicitations dues aux poussées varient avec la profondeur. Les calculs ont permis d'avoir comme armatures transversales inférieures aux armatures minimales, c'est pour cela qu'on a choisi les armatures longitudinales égales à **10HA25** avec une section de **49,09 cm²** et un espacement de **10 cm**. Les armatures de répartition sont égales à **8HA14** avec une section de **12,31 cm²** et un espacement de **12 cm**.

c) Fondations

Le calcul des fondations se fait par les méthodes prescrites dans la Fascicule 62 Titre V [17] du CCTG et sur la base des données géotechniques du projet. Il se base sur la vérification des dimensions de la semelle et le calcul des armatures de la semelle mené à l'ELU. Les dimensions de notre semelle sont : la largeur en base de semelle $B = 5$ m et la hauteur de la semelle $H = 1$ m. La section de ces armatures $A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2$, nous a permis de choisir pour son ferrailage des aciers longitudinaux **8HA20** espacés de **12 cm** et des armatures transversales **9HA14** espacés de **11 cm**.

Conclusion :

L'étude de l'ouvrage de franchissement au droit du déversoir, nous a permis d'opter pour la mise en place d'un pont poutre en béton de longueur 75 m, composé de quatre piles en voiles et de deux culés servant aussi de mur de soutènement au déversoir. Le dimensionnement des éléments constitutifs du pont nous ont permis de ressortir le ferrailage des sections d'armatures de ces éléments.

CHAPITRE V : SECURITE, SIGNALISATION ET ECLAIRAGE

I. Introduction

Pour assurer la sécurité des travailleurs sur le chantier et des usagers de la digue routière, il est primordial de réaliser une étude de la signalisation et de la sécurité routière. Il est aussi nécessaire de prévoir un bon éclairage de la voie pour limiter les accidents et tout autre sorte de délits nocturnes. L'étude de la signalisation routière portera essentiellement sur la détermination des panneaux de signalisation et des marquages au sol à installer sur la route.

II. Signalisation

La signalisation routière se décompose en deux grandes branches qui sont la signalisation provisoire et la signalisation permanente.

1. Signalisation provisoire ou temporaire

Ce type de signalisation n'est employé que pendant l'exécution des travaux pour assurer d'une part la sécurité des usagers (d'une sortie d'engins ou d'une limitation de vitesse imposée par exemple), et d'autre part celle des travailleurs sur le chantier. Les signalisations que nous proposons à ce niveau sont :

- La signalisation de fin de prescription imposée : début et fin de limitation de vitesse ;
- La signalisation d'approche ou d'annonce : panneaux de travaux ou de déviation,
- La signalisation pour les zones à risque : panneaux de risque de glissement, balises (en bois) au niveau des zones de déblais importants ;
- La signalisation pour port de matériels et équipements individuels de protection (casques, chaussures de sécurité...).

2. Signalisation permanente ou définitive

La signalisation permanente est celle qui restera de façon définitive sur la route et assurera la sécurité routière aux usagers tout au long de son exploitation. Elle est composée essentiellement des : signalisations horizontales et des signalisations verticales.

a) Signalisations horizontales

C'est l'ensemble des marques peintes sur la chaussée. C'est une signalisation très importante

qui contribue énormément à l'amélioration de la circulation. Pour notre projet, nous avons choisi de ne pas mettre en place des signalisations horizontales car nous avons une route en terre.

b) Signalisations verticales

La signalisation verticale se fait par l'intermédiaire des panneaux et des balises. En fonction de leurs couleurs, leurs formes, leurs emplacements, et leurs contenus..., ces panneaux transmettent diverses informations aux usagers notamment en ce qui concerne la singularité géométrique de la voie, les limitations de vitesse éventuelles, la localisation et le type de ralentisseur, les noms de localités traversées etc..., tout ceci dans le seul but de garantir la sécurité des usagers. Un extrait de la signalisation proposée pour notre projet est donné en annexe.

III. Sécurité routière

Les dispositifs de sécurité ont un rôle de protection des véhicules en circulation afin de garantir la sécurité des usagers. Leur implantation est fonction du type de la route, du risque et du taux d'accident, du terre-plein central, de la largeur des accotements, etc. Pour notre projet, nous n'avons pas de terre-plein central vue la largeur de la chaussée et nous avons un pont comme ouvrage de franchissement du déversoir du barrage, nous avons donc choisi de mettre en place les barrières légères de type BN4.

IV. Eclairage public

Pour réaliser une bonne implantation de l'éclairage public, il faut tenir compte de la largeur de la chaussée à éclairer, de l'espacement entre les deux foyers lumineux et de la hauteur du feu ; Notre conception de l'éclairage public nous a permis de définir pour notre projet 19 candélabres simples foyers espacés de 35 m en acier galvanisé muni d'ampoules fonctionnant grâce à l'énergie solaire. Ces candélabres seront implantés en quinconce le long de la digue routière. Le calcul du nombre de candélabres par sens s'est effectué comme suit :

$$N = \frac{\text{Longueur du tronçon}}{\text{Equidistance entre les feux}}$$

N étant le nombre de candélabres par sens, l'équidistance moyenne entre les feux est de 35 m pour une luminance optimale.

CHAPITRE VI : NOTICE ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

I. Introduction

Lutter contre le réchauffement climatique demeure une priorité pour toutes les sociétés actuelles, aussi en 1969 aux Etats Unis une loi sur la politique de l'environnement a été créée : National Environment Policy Act (NEPAL) définissant une politique nationale de l'environnement et instituant un conseil pour la qualité de l'environnement ; cette loi est le début d'une succession de loi et décret adoptés par chaque état afin de définir sa stratégie environnementale. Depuis 1997, les textes législatifs et réglementaires pris par le Président du Faso et le conseil des Ministres, prescrivent la réalisation d'une étude ou notice d'impact environnemental et social (EIES ou NIES) en cas de réalisation de projets ayant un impact sur l'environnement. L'aménagement d'une route et d'un barrage engendrera nécessairement un certain nombre d'effets, directs ou indirects, temporaires ou permanents sur les milieux récepteurs qui peuvent se traduire ou non par des modifications de l'environnement. L'objet de cette notice environnementale est l'identification, l'évaluation et la mesure des effets du projet afin de prévoir les mesures d'atténuation pouvant réduire ces impacts sur l'environnement et la société [18].

II. Cadre législatif et réglementaire

La constitution du Burkina Faso accorde une place prépondérante à l'environnement, à travers son article 29, elle stipule que « le droit à un environnement sain est reconnu. La protection, la défense de l'environnement et la promotion de l'environnement sont un devoir pour tous ».

En se référant au décret N° 2001-342/PRES/PM/MEE adopté le 17 Juillet 2001 de la constitution du Burkina Faso, portant sur le contenu, la procédure et le champ d'application de la notice d'impact sur l'environnement, nous pouvons dire que le projet l'aménagement de la voie reliant la RN5 et le village de Toemighin, de la digue routière ainsi que la construction du barrage de Toemighin est un projet de catégorie B, donc soumis à une notice environnementale (étude d'impact environnemental simplifié compte tenu de l'envergure du projet d'une part et de l'importance moindre des incidences des impacts sur l'environnement ou la population d'autre part). On peut aussi noter la politique sur la fertilité des sols pour justifier cette notice environnementale.

III. Impacts du projet sur l'environnement

Pour une bonne évaluation des impacts, il s'agit de connaître les différentes composantes et phases du projet ainsi que les activités qui vont s'y dérouler. Les différentes composantes de ce projet sont :

- L'installation de la base vie et le repli du chantier ;
- La préparation du chantier (déboisement, débroussaillage, décapage de terre végétale, excavation, terrassement, reprofilage, démolition, etc...) ;
- Le transport (déplacement des engins, machines et des personnes) ;
- La construction de l'ouvrages de franchissement (pont a poutres) ;
- La signalisation et l'éclairage de la route ;
- L'exploitation et l'entretien des ouvrages et de la route.

Les composantes de l'environnement susceptibles d'être affectées par la réalisation de la route bitumée sont : l'environnement biophysique (les sols, les ressources en eau, la faune, la flore, l'air, la végétation, le paysage...) et l'environnement humain (acoustique, santé, sécurité, patrimoines culturels, activités socio-économiques...).

L'identification des impacts se base sur la mise en relation des éléments du projet, que l'on soit en phase de construction ou en phase d'exploitation, avec les composantes du milieu récepteur. A la suite de l'identification, on évalue les impacts grâce aux matrices de Léopold et de Fecteau. L'importance d'un impact est évaluée en combinant trois indicateurs de caractérisation qui sont la durée de l'impact, la portée ou l'étendue de l'impact et l'ampleur ou le degré de perturbation engendré par l'impact. (Confer Annexe VII).

1. Impacts négatifs

Les activités ayant le plus d'impacts négatifs seront observés pendant la période d'exécution des travaux de la route et du barrage, d'exploitation des carrières et des zones d'emprunt, le transport et le stockage des matériaux et la période de bitumage de la route. Les différents effets de ces activités sont :

- La pollution de l'air induit par le soulèvement de poussières et des rejets des fumées et gaz toxiques dans l'atmosphère ;
- La nuisance sonore causée par les déplacements et le fonctionnement des différents engins et machines de travaux ;

- La pollution des eaux de surface et souterraine par les huiles et les carburants des engins lourds de terrassement et de la mauvaise gestion de la base vie du chantier (eaux usées) ;
- La dégradation des sols au niveau des zones d'emprunt, l'érosion et la déstabilisation du sol pendant les terrassement modifiant la topographie du terrain pouvant entraîner des inondations si les travaux sont réalisés pendant la période pluvieuse ;
- La santé et la sécurité des populations sont mis en danger à cause de toutes les pollutions, les risques de noyades au niveau du barrage et d'accident sur la route.

La faune étant quasiment inexistante sur la zone de projet, les travaux n'auront pas un impact très significatif sur la faune, mais il faut noter la destruction de quelques rares gîtes ou refuges des reptiles, batraciens et autres insectes pouvant entraîner la disparition de ces espèces dans la région.

On peut aussi ajouter la perte de quelques habitations et de champs cultivables se trouvant sur l'emprise de la route qui seront détruites pendant la réalisation des travaux.

2. Impacts positifs

La plupart des impacts positifs du projet sont observés pendant les phases de construction et d'exploitation, on peut citer :

- Création d'emplois, réduction du chômage, augmentation de la population dans la localité ;
- L'amélioration des conditions et des coûts de transport ;
- Approvisionnement en eau en continue avec le barrage ;
- Augmentation des revenus agricoles, développement des activités génératrices de revenus ;
- Augmentation des infrastructures de base ;
- Sensibilisation de la population sur les MST/IST.

IV. Mesures d'atténuations, de bonifications et de compensations

L'analyse des impacts du projet n'aura de sens et de valeur que si celle-ci s'accompagne de mesures concrètes et de dispositions adéquates pour atténuer, optimiser ou composer les effets produits par les impacts négatifs du projet. Nous avons listé dans le tableau ci-dessous les différents impacts et leurs mesures correspondantes ;

Tableau 31 : Mesures d'optimisation des impactifs négatifs du projet

Impacts négatifs	Mesures d'optimisation
Atténuations	
Emission de poussières et de gaz (engins et autres véhicules sur le chantier)	Arroser le chantier et installer des capteurs de poussières
Risque d'accidents (circulation des engins)	Mise en place de signalisations appropriées et équiper les travailleurs des EPI
Nuisance sonore (fonctionnement des engins)	Maintenance fréquente des engins
Erosion des berges du barrage	Protection des berges du barrage avec des dispositifs de lutte contre l'érosion hydrique ou éolienne
Bonifications	
Dégradation de la structure du sol des sites d'emprunts et de la zone du projet.	La mise en place d'un programme spécial de gestion des zones d'emprunt et carrières et aussi de la base vie du chantier (remise en état, réhabilitation et aménagement des installations sanitaires sur les chantiers)
Accroissement probable des maladies sexuellement transmissibles dues à la migration des populations.	Création de centre de santé dans la localité et sensibilisation du personnel et des riverains sur les risques des IST et MST
Compensations	
Destruction de la flore, des cultures sur la zone et des habitations du projet	Minimiser les effets de l'abattage d'arbres en pratiquant l'abattage sélectif et compenser les pertes de plantations privés (plan de réinstallation et d'indemnisation)

Il faut aussi respecter les dispositions suivantes :

- Le respect strict des clauses techniques environnementales consignés dans le cahier des charges de l'entreprise sur l'arrosage périodique de voies de déviations, du chantier, du compactage et de l'exploitation des zones d'emprunt ;
- La mise en place par l'entreprise d'un plan de protection environnementale du site ainsi qu'un plan d'assurance qualité environnemental ;
- Le respect des normes de rejets de polluants dans l'air par les engins de terrassement et les véhicules de chantiers. Cette disposition émane du décret N°2001-185 portant sur la fixation des normes de rejets de polluants dans l'air, l'eau et le sol ;
- Tous les engins et véhicules sur le chantier doivent être munis d'un certificat de visite technique (CCVA) à jour, ce qui aura l'avantage de réduire les taux de rejets des gaz toxiques et des nuisances sonores dus au bruit des moteurs ;
- La limitation de vitesse dans la zone des chantiers, des déviations, des intersections avec le barrage ou la route ;

Aussi, hormis la main d'œuvre qualifiée, l'entreprise par le canal de la négociation effectuera quand cela est possible l'embauche des travailleurs locaux non qualifiés au sein de la population locale ; On parle dans ce cas de l'approche de l'utilisation d'une haute intensité de main d'œuvre (HIMO) qui a l'avantage de faire participer massivement la population locale bénéficiaire des ouvrages à la réalisation de ces dits ouvrages.

V. Conclusion partielle

D'un point de vue général, après l'analyse des forces et des faiblesses, des avantages et inconvénients de la mise en œuvre des travaux d'aménagement de la route en terre reliant la RN5 et le village de Toemighin, de la digue routière ainsi que la construction du barrage de Toemighin, on retiendra que ce projet engendrera beaucoup plus d'impacts positifs que négatifs surtout sur le milieu humain en prenant seulement en considération le droit à la vie de chaque habitant. La plupart des impacts négatifs (sur le sol, l'eau, l'air, la population...) ont été limités pendant les phases de préparation et de construction du chantier mais les effets de ces impacts sont assez temporaires. Pendant la dernière phase du projet, la phase d'exploitation des ouvrages, nous observerons des impacts plus positifs avec des perspectives de développement de plusieurs secteurs ou domaines d'activités (tourisme, transports, commerce, pisciculture, agropastorales...) pour la localité de manière permanente et durable.

CHAPITRE VII : EVALUATION DU COUT GLOBAL DU PROJET

I. Introduction

L'optimisation des coûts est l'un des défis majeurs de tout projet routier, l'évaluation du coût global du projet prend alors tout son sens dans la mesure qu'elle permettra de quantifier le coût de réalisation des ouvrages du projet. Pour notre projet, nous allons réaliser l'évaluation des coûts avec deux méthodes différentes, la première méthode est basée sur le calcul des coûts sur la base des prix contenus dans le Mercuriale 2018 BTP et la seconde option consistera à étudier les prix sur la base du calcul des sous détail des prix des différents ouvrages.

II. Définition des postes de travaux

La définition des postes de travail consiste à décomposer les ouvrages en ouvrages élémentaires. Pour notre projet, trois grands groupes d'ouvrages se dégagent de par leur nature ; il s'agit des ouvrages de la route, du barrage et du pont. Nous avons donc les postes de travail suivant :

- L'installation générale du chantier comprenant la gestion du matériel, l'implantation et installation du chantier ainsi que la mise en œuvre du plan de gestion environnementale ;
- Les travaux préparatoires du chantier comprenant le nettoyage et les terrassements du site du projet ;
- L'aménagement du barrage en particulier de la digue, du déversoir et de la digue de protection ;
- L'aménagement de la chaussée en terre de la digue routière ;
- La mise en place du tablier en béton armé pour le pont franchissant le déversoir ;
- La mise en place des fondations, des appuis et des équipements du pont en béton armé.

III. Evaluation du coût global du projet sur la base du Mercuriale

L'estimation du coût de projet sur la base du Mercuriale est une méthode d'étude de prix des travaux selon laquelle on calcul pour chaque poste de travaux le prix de chaque activité en fonction des quantités de ces activités et des prix unitaires préétablis inscrites dans le Mercuriale BTP 2018 de la région du centre Ouagadougou (en l'absence de changement majeure dans le pays, le Mercuriale n'a pas été actualisé depuis 2018). Les résultats de l'étude sont en annexe VIII. A la suite du calcul nous avons obtenu le résultat suivant :

Tableau 32 : Evaluation des coûts sur la base du Mercuriale

Evaluation des coûts sur la base du Mercuriale	
Désignation	Coût total en FCFA
Installation générale du chantier	50 000 000
Travaux préparatoires	21 599 100
Digue, déversoir et digue de protection	645 728 838
Chaussée	46 834 813
Tablier du pont en béton armé	304 680 831
Appuis, fondations et équipements du pont	244 182 480
Plan de gestion environnementale et sociale	15 000 000
Coût global du projet en TTC	1 880 484 902

IV. Evaluation du coût global du projet sur la base du calcul des sous détails des prix unitaires

La méthode des sous détails des prix unitaires est composée de quatre phases :

- La recherche des déboursés secs unitaires : coût unitaire des composants (main d'œuvre, matériel et matériaux) ;
- L'exécution du sous détail des prix ;
- Calcul des prix de vente unitaire

Pour l'évaluation des coûts avec le sous détail des prix, nous avons considérés les prix moyennes de ventes des ouvrages obtenus suite à l'analyse des prix de ventes de certaines entreprises du Burkina Faso à travers des mémoires 2iE (confer Bibliographie). Les résultats sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Les résultats de l'étude ainsi que la démarche de calcul sont développés en annexe VIII.

A la suite du calcul nous avons obtenu le résultat suivant :

Tableau 33 : Etudes de prix sur la base du calcul des sous détails des prix unitaires

Etude de prix sur la base du sous détail des prix unitaires		
Désignation	Prix de vente unitaire	Coût total en FCFA
Installation générale du chantier	115 297 476	136 051 022
Travaux préparatoires	46 918 174	55 363 445
Digue, déversoir et digue de protection	943 237 767	1 113 020 565
Chaussée	32 251 494	38 056 763
Tablier du pont en béton armé	96 651 606	114 048 894
Appuis, fondations et équipements du pont	382 941 592	451 871 078
Coût global du projet en TTC		1 908 411 768

V. Conclusion

Nous observons que le coût global du projet en TTC calculé par la méthode des sous détails des prix unitaires est 1,014 fois supérieur à celui calculé sur la base des prescriptions du Mercuriale. Cet écart peut s'expliquer par l'évaluation détaillée de la méthode des sous détails des prix unitaires qui prend en compte le bordereau de prix des entreprises par le calcul des déboursés secs de chaque ouvrage ainsi que de l'année d'édition du Mercuriale qui ne correspond guère à l'année de notre étude (actualisation des coûts). Pour une meilleure évaluation du coût du projet, nous optons pour le coût global calculé par la méthode des sous détails des prix unitaires bien que la valeur obtenue soit plus élevée, elle est aussi plus fiable (méthode couramment utilisée par les entreprises pour la réalisation de leurs bordereaux de prix unitaires).

Le coût global du projet en TTC est donc d'un milliard neuf cent huit millions quatre cent onze mille sept cent soixante-huit francs CFA soit **1 908 411 768 FCFA**.

CONCLUSION, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES

En guise de conclusion, nous nous référons à la « grande sécheresse » qui a touché 16 pays du sahel dont le Burkina Faso de 1968 à 1973, qui par son caractère imprévisible, a poussé les Etats à travers les ingénieurs à innover et à développer le savoir-faire en matière d'ouvrages de rétention et de stockage des eaux afin d'assurer l'approvisionnement en eau de consommation et le fonctionnement de diverses activités (agriculture, élevage...) des populations. Devant l'ampleur de la situation, on est tenté tout naturellement et sans analyses de conclure sur la nécessité de l'aménagement des barrages, et dans notre cas le barrage de Toemighin. A cela s'ajoutera la réalisation de la voie d'accès au dit barrage pour faciliter la mobilité des personnes et des biens.

Le présent mémoire intitulé « Etudes techniques détaillées d'une digue routière et de l'ouvrage de franchissement au droit du déversoir, dans le cadre de la réalisation de la voie de liaison entre le village de Toemighin et la RN5 (Province de Zoundwéogo, Burkina Faso) » avait pour objectif de proposer une étude détaillée relative à la construction et à la mise en service de la digue routière et de l'ouvrage de franchissement au droit du déversoir du barrage de Toemighin, pour répondre à cette problématique, nous avons opté pour les aménagements suivants :

- Une digue en terre de 408 m de long avec une largeur en crête de 5 m, une hauteur de 6 m et une largeur en base de 28 m muni d'un déversoir trapézoïdale de 4 m de hauteur avec une largeur en crête de 1 m et une longueur de 75 m ; Le tout amorcé par une digue de protection de 80 m de long avec une largeur en crête de 5 m et une hauteur de 6 m ;
- Une route en terre de 519 m de long, à une voie de circulation avec une largeur de chaussée de 3 m et des accotements de 1 m de part et d'autre de la chaussée, composée d'une couche de roulement en graveleux latéritiques de 20 cm et d'une couche de base de 25 cm en graveleux latéritiques.
- Un pont à poutre en béton armé pour franchir le déversoir de 75 m de long avec cinq travées de 15 m chacune et muni de quatre voiles de longueur 1,20 m, d'un tablier à deux poutres de largeur 5 m et de culées de 6 m de long et de semelles superficielles de 1 m de profondeur.

Une notice d'impact environnementale et social a été réalisée pour évaluer l'impact du projet sur l'environnement, il en ressort que le projet engendrera beaucoup plus d'impacts positifs que négatifs surtout sur le milieu humain en considérant le droit à la vie de chaque habitant et pour

les impacts négatifs répertoriés des mesures d'atténuation ont été proposées pour enrayer ces effets.

On a aussi prévu l'aménagement des lampadaires pour l'éclairage de la route afin d'assurer une bonne visibilité de la voie pendant la nuit et limiter les risques d'accidents, en somme nous avons optés pour 19 candélabres de 35 m d'écart disposé en quinconce de part et d'autre de la voie alimenté par les panneaux solaires. Pour la signalisation routière, nous avons prévu 15 panneaux de signalisation avec deux ralentisseurs de vitesse à l'entrée et à la sortie du barrage. Le coût global du projet a été obtenue grâce à la méthode de calcul des sous détails des prix unitaires et vaut **1 908 411 768 FCFA** toutes taxes comprises.

Nous avons mené les calculs des différents ouvrages selon les normes de références adéquates tout en minimisant au maximum les erreurs de calcul possible pour présenter une étude bien détaillée du projet.

Nous proposons un approfondissement des études géotechniques de la zone pour une meilleur appréciation du sol en profondeur et des études topographiques notamment de l'axe de la voie qui n'ont pas pu être réaliser pendant nos études.

Aussi comme tout ouvrage de génie civil est sujette à l'amortissement ou dégradation avec le temps, nous recommandons un entretien courant des ouvrages.

Bibliographie

- [1] D.-C. BGB/ Méridien, « Monographie du département de Nobéré », Ministère de l'Economie et du Développement, Nobéré, Burkina Faso, janv. 2006.
- [2] A. I. Caquot et J. Lehuérou Kérisel, « Traité de mécanique des sols », 1949.
- [3] F. A. O. Crues, « 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 », *Bull. FAO D'irrigation Drain.*, n° 54.
- [4] J.-F. Nouvelot, « Guide des pratiques hydrologiques sur les petits bassins versants ruraux en Afrique tropicale et équatoriale », *Rapp. CIEH-ORSTOM*, 1993.
- [5] Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics, *Guide pratique de dimensionnement des chaussées pour les pays tropicaux*. Paris, Ministère des Relations Extérieures, Coopération et Développement, 1984.
- [6] Ed. Frankreich, *Aménagement des routes principales : sauf les autoroutes et routes express à deux chaussées ; guide technique*. Bagneux : SETRA, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, 1994.
- [7] J. BERTHIER, « Les routes », 2010.
- [8] L. et SETRA, « Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée : Guide Technique », *Lab. Cent. Ponts Chaussées Serv. D'Études Tech. Routes Autorout. Ministère L'Équipement Transp. Tour.*, 1994.
- [9] A. Carrère, *Barrages*. Ed. Techniques Ingénieur, 1996.
- [10] N. Van Tuu, B. Lemoine, et J. Pouplard, *Hydraulique routière*. République française, Ministère de la coopération et du développement, 1981.
- [11] J.-A. CALGARO et A. BERNARD-GELY, « Conception des ponts-Démarche de conception », 2009.
- [12] J.-A. Calgaro et M. Virlogeux, *Projet et construction des ponts*. Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, 1987.
- [13] A. Caquot et J. Kérisel, « Traité de mécanique des sols », 1966.
- [14] J.-P. Mougin, *Béton armé : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés*. Eyrolles Paris, 2000.
- [15] N. Fascicule, « 61–Conception, Calcul et Épreuves des ouvrages d'art. Titre II– Programmes de Charges et Épreuves des Ponts-Routes », *Cah. Prescr. Communes Appl. Aux Marchés Trav. Publics Relev. Serv. L'équipement*, 1971.
- [16] J.-A. Calgaro et M. Virlogeux, *PROJET DE CONSTRUCTION DES PONTS-ANALYSE STRUCTURALE DES TABLIERS DE PONTS*. 1988.
- [17] C. Fascicule, « Titre V (1993) Règles techniques de conception et de calculs des fondations des ouvrages de génie civil », 62.
- [18] Ministère de l'Environnement et du Cadre de vie, *Guide général de réalisation des études et des notices d'impact sur l'environnement*. Burkina Faso, 2007.

ANNEXES

Sommaire des annexes

- I. Etudes de base et conception de la chaussée
- II. Etude hydrologique
- III. Dimensionnement de la digue
- IV. Abaques
- V. Dimensionnement du pont
- VI. Signalisation et sécurité routière
- VII. Notice d'impact environnemental et social
- VIII. Etudes de prix
- IX. Plans

Annexe I : Etudes de base et conception de la chaussée

1. Données géotechniques du projet

Tableau 34 : Données géotechniques du projet

Données disponibles									
Echantillon	Granulométrie		Limites d'Atterberg			Proctor modifié		Proctor CBR à 95	Nature selon la classification LPC
	Dmax en mm	Fine en %	Wl	Wp	Ip	Wopm en %	γ_d en KN/m ³		
Digue (rive gauche)	15	64.6	30.6	17.16	13.4				Argile peu plastique
Digue (rive droite)	18	51.7	34.2	12.8	21.4				Argile peu plastique
Lit mineur			29.6	18.5	11.1				Argile peu plastique
Emprunt1	14	61	31	12.9	18.1	7.6	19.3		Argile peu plastique
Emprunt 2	25	44.3	34.7	18.7	16	7.6	20.1		Grave argileuse
PK 1+000 de 23 à 43 cm	31.5	98.9				6.43	2.20	46.8	Sable propre bien gradué
PK 1+500 à 43 cm	40	98.5	29.7	19.8	9.9	10.90	2.01	76.5	Sable propre bien gradué
PK 2+000 de 0 à 37 cm	25	14.1				11.6	1.62		Sable propre bien gradué
PK 2+500 à 43 cm	25	5.2				8.6	1.65		Sable propre bien gradué
PK 3+000 et PK 4+000 de 0 à 20 cm	16	27.4				8	2.25		Sable propre bien gradué
PK 3+500 de 20 à 40 cm	25	7.8				7.9	2.48		Grave propre bien gradué
Données complétées									
Echantillon	Granulométrie		Limites d'Atterberg			Proctor modifié		Proctor CBR à 95	Nature selon la classification LPC
	Dmax en mm	Fine en %	Wl	Wp	Ip	Wopm en %	γ_d en KN/m ³		
Digue	14,5	64.6	32	14,1	17,82	9,79	18,9		Argile peu plastique
Déversoir actuel	18	51.7	24	12,1	12,42	9,09	19,1		Argile peu plastique
Lit mineur	17	55,8	28	17,3	10,87	10,32	16,2		Argile peu plastique
Emprunt1	14	61	33	21,5	11,39	10,80	18,9		Argile peu plastique
Emprunt 2	25	44.3	36	22	13,88	11,12	18,8		Grave argileuse

On a aussi réalisé les essais de cisaillement pour les matériaux du lit mineur du cours d'eau et de la zone d'emprunt 2, les résultats sont les suivantes :

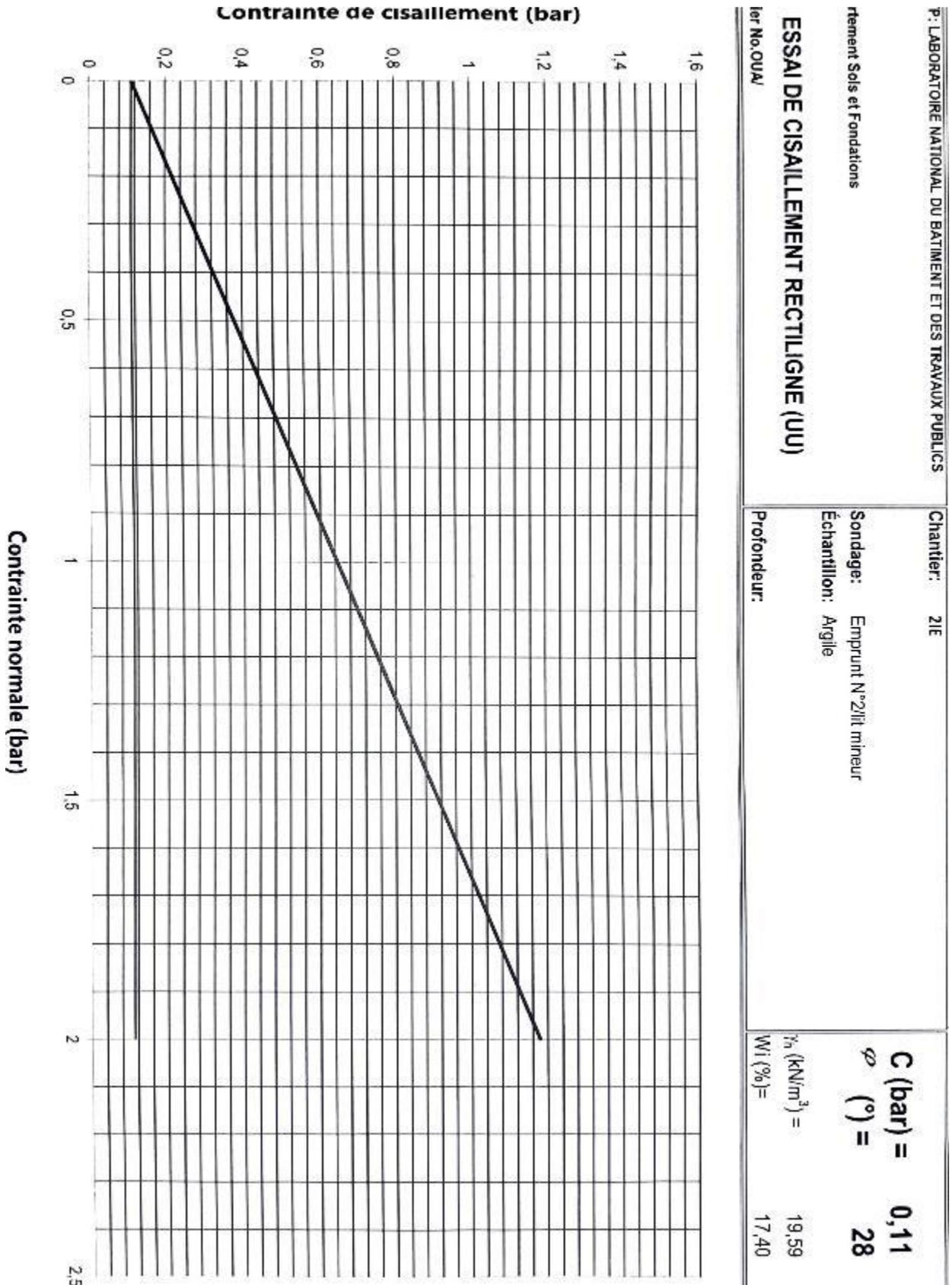


Figure 7 : Résultats de l'essai de cisaillement

2. Listing de la géométrie de l'axe en plan

Tableau 35 : Listing de la géométrie de l'axe en plan de la route

Axe en plan: Axe routier

Description:

Plage d'abscisse : Début: 0+000.00, Fin: 0+519.26

Elem	Caractéristiques	Longueur	Abscisse	X	Y
			0+000.00	686775.3117	1297741.7804
DR1	ANG=293.2166 (g)	44.393			
			0+044.39	686731.1708	1297737.0591
CLO2	A=44.721				
	R=80.000	25.000			
			0+069.39	686706.2350	1297735.6993
ARC3	XC=686710.2090				
	YC=1297815.6005				
	R=80.000	41.498			
			0+110.89	686667.1450	1297748.1803
CLO4	A=44.721				
	R=80.000	25.000			
			0+135.89	686647.6110	1297763.7389
DR5	ANG=346.1339 (g)	383.372			
			0+519.26	686360.5733	1298017.8716

Annexe II : Etude Hydrologique

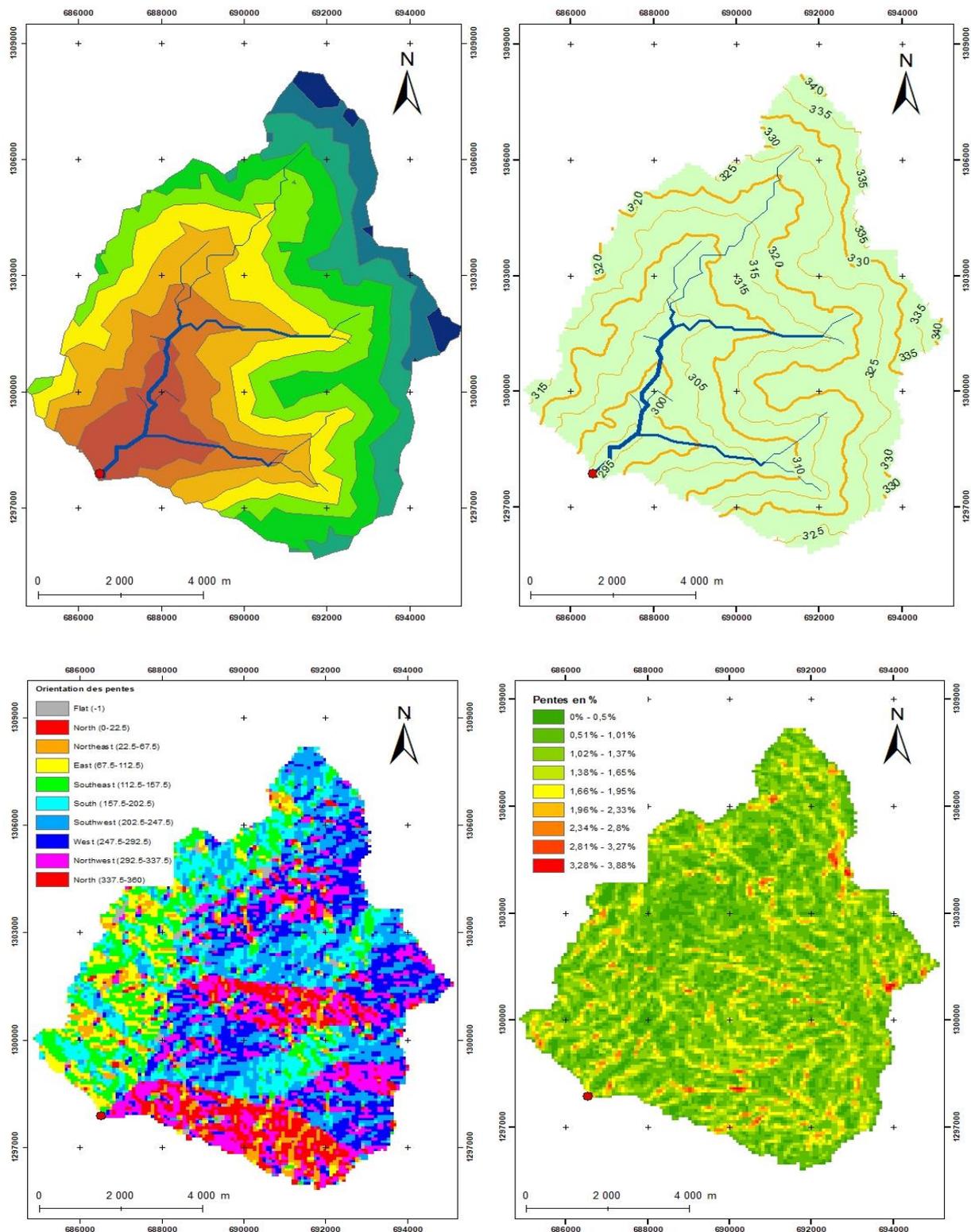


Figure 8 : Représentations des composantes du bassin versant

La délimitation des bassins versants avec les logiciels global mapper et ArcGIS qui nous ont permis d'obtenir les caractéristiques suivantes :

1. Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant

- Périmètre (P) et surface (S) du bassin versant : ces deux paramètres du bassin ont été obtenus à partir du logiciel Global Mapper.
- Indice de forme ou de compacité (K_G) du bassin versant : Il correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie et permet de comparer entre eux les bassins de superficie identique. Le coefficient de compacité de GRAVELIUS est exprimé à partir de l'équation suivante :

$$K_G = \frac{P}{2 * \sqrt{\pi * S}}$$

Avec S la superficie du bassin versant (km²), P le périmètre (km) et K_G l'indice de compacité.

- Rectangle équivalent : C'est le rectangle ayant la même surface et le même périmètre que le bassin versant ; sa longueur, ainsi que sa largeur sont données par les équations :

$$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16 * S}}{4} \quad \text{et} \quad l_{eq} = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16 * S}}{4}$$

Avec S la superficie du bassin versant (km²), P le périmètre (km), L_{eq} la longueur du rectangle équivalent (km) et l_{eq} la largeur du rectangle équivalent (km).

- Densité de drainage : La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale du réseau hydrographique et la surface du bassin versant. Elle est obtenue à partir de la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

Avec S la superficie du bassin versant (km²) et L_i la longueur totale des cours d'eau (km).

- Pente transversale moyenne : Elle est déterminée en faisant la moyenne de quatre à six pentes transversales.
- Répartition hypsométrique : La courbe hypsométrique du bassin versant donne le pourcentage de la superficie S du bassin versant située au-dessus d'une altitude donnée H ; celle-ci permettra de déterminer l'indice global de pente (I_g).

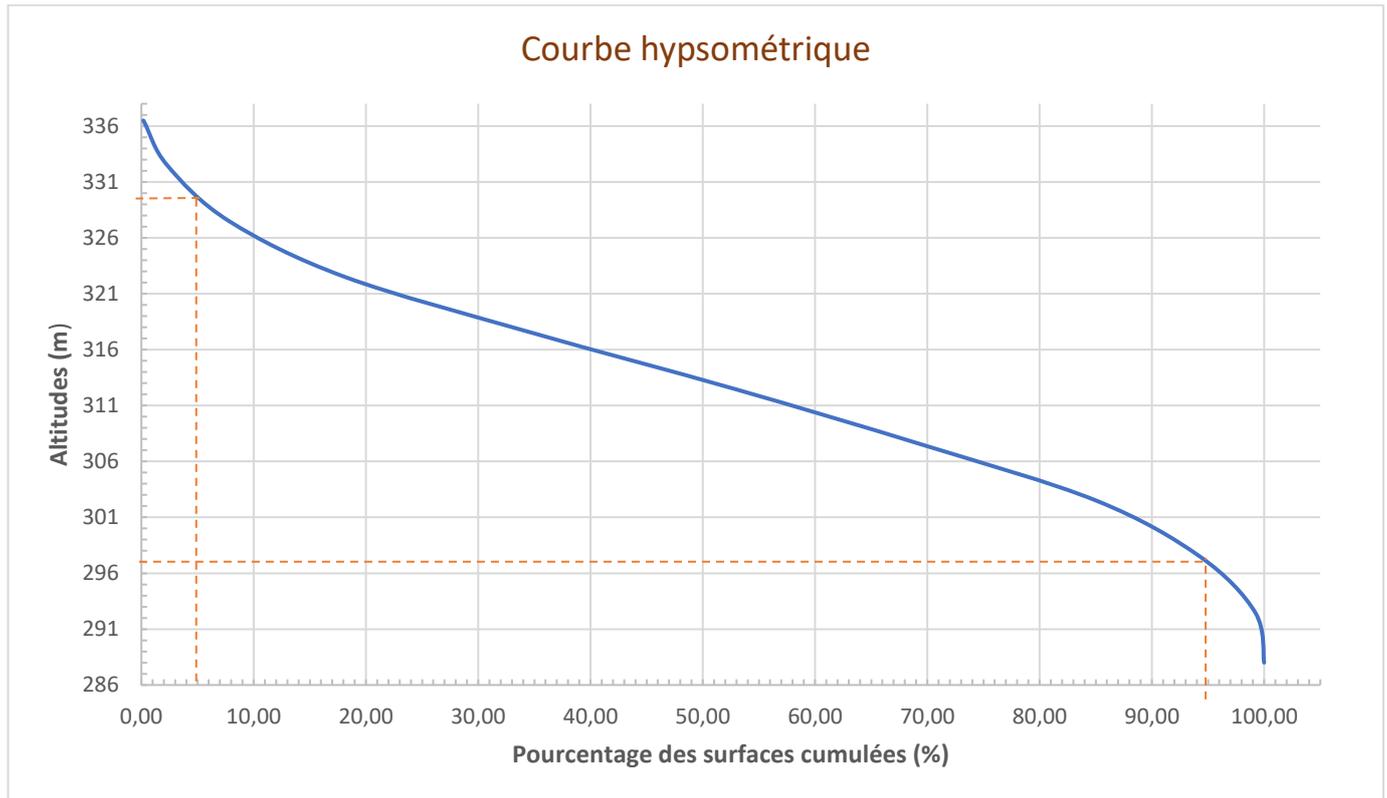


Figure 9 : Courbe hypsométrique du bassin versant

- Indice global de pente (I_g) : Il est l'indice qui caractérise le relief du bassin et est défini par l'équation :

$$I_g = \frac{D}{L}$$

Avec D = Dénivelée, séparant les altitudes ayant approximativement 5% et 95% de la surface du bassin au-dessus d'elles (m), L = Longueur du rectangle équivalent (km) et I_g = Indice global de pente (m/Km).

- Indice global de pente corrigé (I_{gcorr}) : Lorsque les pentes transversales sont trop différentes (>20%) de la pente longitudinale (I_g), on calcule alors un indice global de pente corrigé (I_{gcorr}). Il est donné par l'expression ci-après :

$$I_{gcorr} = \frac{(n - 1) * I_g + I_t}{n}$$

Avec n = Coefficient fonction de la longueur du rectangle équivalent, I_g = Indice global de pente (m/Km) et I_t = Pente transversale (m/Km).

Les résultats de calcul de ces paramètres sont consignés dans le tableau ci-dessous

Tableau 36 : Résultats de calcul des paramètres hydrologiques du bassin versant

Paramètres hydrologiques du bassin versant		
Désignation	Formules	Valeurs
Superficie du bassin versant (Km ²)		75,23
Périmètre du bassin versant (Km)		47,02
Longueur totale du réseau hydrographique (Km)		199,35
Longueur du plus long cours d'eau (Km)		19,69
Indice de compacité de Graveluis KG	$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}}$	1,53
Longueur du rectangle équivalent (m)	$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$	19,69
Densité de drainage (Km/Km ²)	$D_d = \frac{\sum L_t}{S}$	2,65
Indice global de pente I _g (m/Km)	$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_{eq}}$	1,70
20 % de l'Indice global de pente		0,34
Moyenne des pentes transversales IT (m/Km)		9,17
Indice global de pente corrigé I _{gcorr} (m/Km)	$I_{gcorr} = \frac{(n - 1)I_g + I_t}{n}$	4,19
Dénivelée spécifique (m)	$D_s = I_g \times S^{0,5}$	14,76
Pente longitudinale moyenne (‰)		3,00

2. Analyse fréquentielle des pluies

Les analyses fréquentielles des pluies ont été faites grâce aux données pluviométriques recueillies à la station d'Ouagadougou. Les pluies moyennes annuelles (1970 – 2016) ont été ajustées à partir de la loi de GAUSS dont la fonction de répartition est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2 * \pi}} \int_{-\infty}^u e^{\frac{-u^2}{2}} du \quad \text{avec} \quad u = \frac{x - \bar{x}}{s}$$

Avec u = la variante réduite, x = la moyenne et s = l'écart type.

Quant aux pluies maximales journalières (1988 – 2016), elles ont été traitées à partir de la loi de Gumbel dont la fonction de répartition est donnée par l'équation :

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-x_0)}}$$

Avec x_0 le paramètre de position et $1/a$ le paramètre d'échelle.

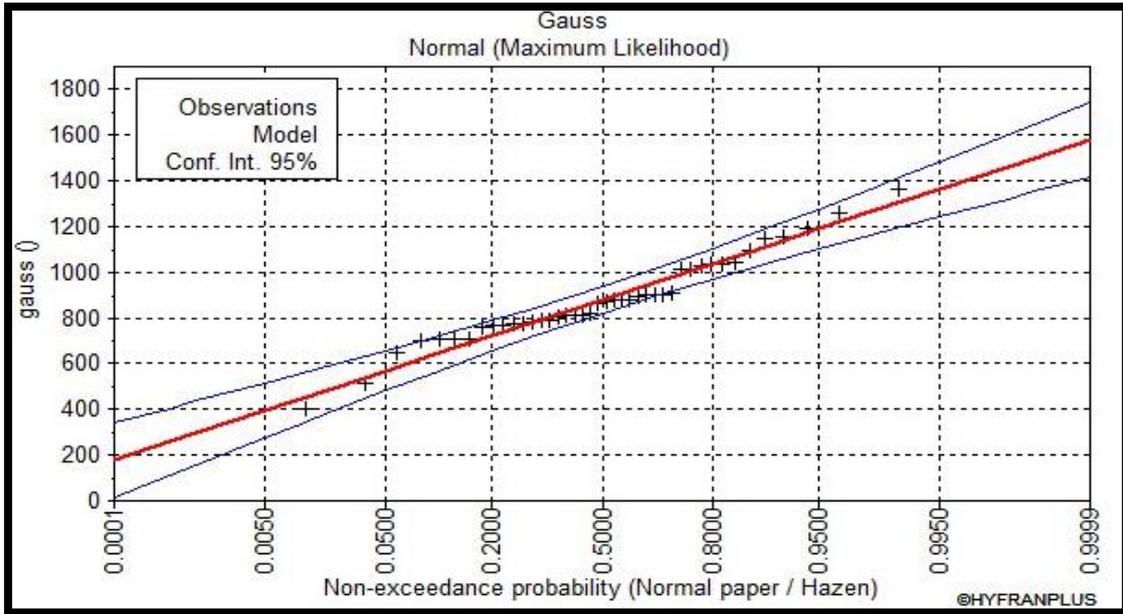


Figure 10 : Ajustement des pluies par la loi de Gauss sur Hyfran

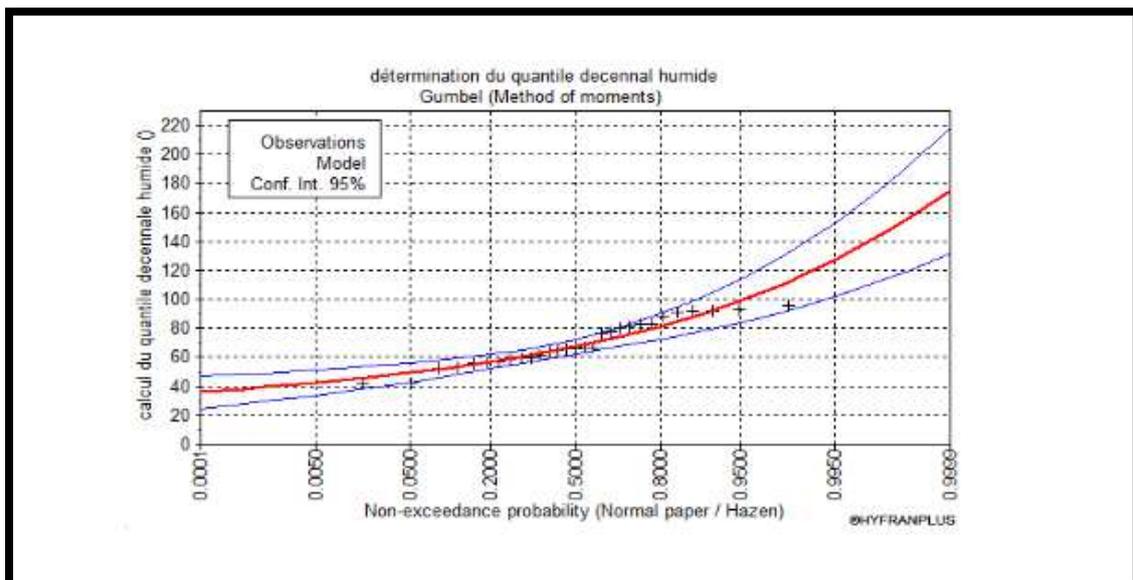


Figure 11 : Ajustement des pluies par la loi de Gumbel sur Hyfran

3. Débit de projet

La détermination de la crue de projet consiste à déterminer le débit de crue pour lequel on souhaite protéger l'ouvrage (FAO, 1998). Le bassin versant n'ayant pas été jaugé, les méthodes spécialement mises au point pour les petits bassins versants de l'Afrique occidentale et centrale sont celles utilisées pour la prédétermination des débits de crue et des apports. Les deux méthodes retenues sont celles de l'ORSTOM et du CIEH.

- ✓ **Méthode ORSTOM** : elle s'applique à des bassins dont la superficie se situe entre quelques dizaines d'hectares et plus de 1500 km², relevant de la zone sahélienne et de la zone tropicale sèche (FAO, 1998). Le débit de crue décennal est déterminé par l'équation :

$$Q_{r10} = A * P_{10} * \alpha_{10} * \frac{S}{T_{b10}} \quad ; \quad Q_{10} = m * Q_{r10}$$

Avec Q_{r10} = Débit de pointe du ruissellement superficiel décennal (m³/s), Q_{10} = Débit de crue décennal par la méthode ORSTOM (m³/s), S = la superficie du bassin versant (km²), P_{10} = pluie journalière maximale décennale (mm), T_{b10} = temps de base de la crue décennale (mn), A = coefficient d'abattement de VILLAUME, α = Coefficient de pointe pris égal à 2,6 et m = Coefficient majorateur égal à 1,05

- ✓ **Méthode CIEH « ou méthode statistique »** : elle a été établie sur la base d'un échantillon de 162 bassins versants répartis en Afrique francophone, peut être employée sur des bassins allant jusqu'à 1000 km², relevant de la zone tropicale sèche ou sahélienne de l'Afrique de l'Ouest et du Centre. Elle est donnée par l'équation :

$$Q_{10} = a * S^S * P_{an}^P * I_g^t * Kr_{10}^k * Dd^d$$

Avec a : Constante de la régression, S : la superficie du bassin versant (km²), P_{an} : Pluviométrie annuelle (mm), I_g : Indice global de pente corrigé (m/km), Kr_{10} : Coefficient de ruissellement décennal et Dd : Densité de drainage (km⁻¹).

Nous utiliserons alors les formules de régression linéaire suivantes, qui sont bien indiquées pour le Burkina Faso et pour la zone du projet :

- Equation N°12 : Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S et Kr_{10}
- Equation N°40 : Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S , I_g et Kr_{10}
- Equation N°44 : Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S , I_g et Kr_{10}

La valeur du débit est obtenue en faisant la moyenne des débits obtenus avec les trois équations.

✓ **Méthode du GRADEX (crue du projet)**

Selon la méthode du GRADEX, toute précipitation extrême au-delà de la décennale, engendre un supplément de débit égal au supplément de pluie par rapport à la pluie décennale.

L'expression de cette hypothèse est donnée par l'équation :

$$Q_T = R_{T,Q} * Q_{10} \quad \text{avec} \quad R_{T,Q} = 1 + \frac{P_T - P_{10}}{P_{10}} * \frac{(T_b/24)^{0,12}}{Kr_{10}}$$

Avec Q_{10} : Débit décennale, Q_T : Débit relatif à une période de retour donnée, $R_{T,Q}$: Coefficient de passage, P_{10} =pluie journalière maximale décennale (mm), T_b = temps de base (h) et Kr_{10} le Coefficient de ruissellement décennal.

Tableau 37 : Calcul du débit de projet avec la formule de Gresillon, Herter et Lahaye

FORMULE DE GRESILLON, HERTER et LAHAYE						
Tb10 (mn)	Tm10 (mn)	α	Q/Qmax	Qmax (m3/s)	Q (m3/s)	2 Tm10 (mn)
1 196,24	394,76	2,6	0,32	102,77	33,02	789,52

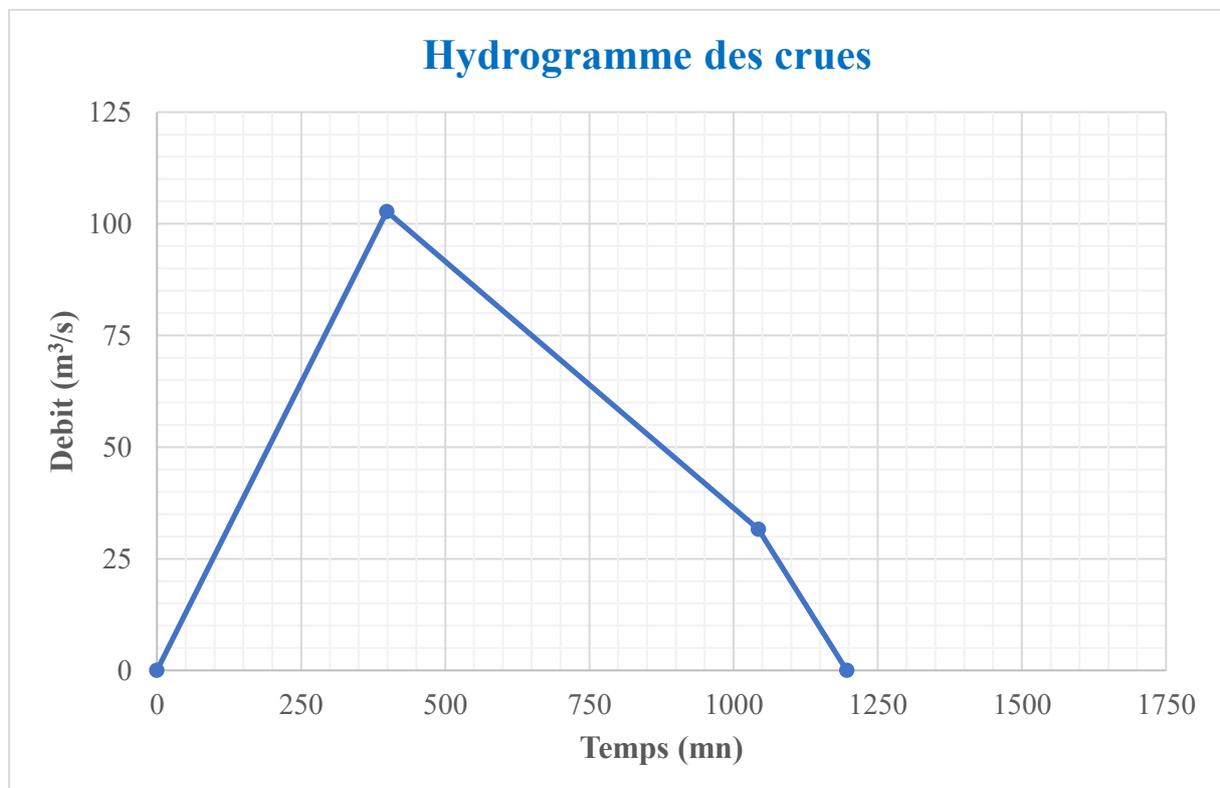


Figure 12 : Hydrogramme de crues du projet

Tableau 38 : Calcul du coefficient de ruissellement

Paramètres de calcul du coefficient de ruissellement pour $I_{gcor} = 3m/Km$						
I_g	Kr70			Kr100		
	a	b	c	a	b	c
3	150	20	15	200	30	17
Paramètres de calcul du coefficient de ruissellement pour $I_{gcor} = 7m/Km$						
I_g	Kr70			Kr100		
	a	b	c	a	b	c
7	200	20	18,5	240	30	22
Pluviométrie						
Pmoy annuelle (mm)	P10 (mm)	P100 (mm)				
879	90,3	119				
Coefficients de ruissellement et temps de base pour $I_{gcor} = 3$ et $7m/Km$						
I_g	Kr70 (%)	Kr100 (%)	Kr10 (%)	Tb10 (mn)		
3	17,78	16,83	17,45	1854,52		
7	20,60	24,28	23,09	914,13		
Coefficients de ruissellement et temps de base pour $I_{gcorr} = 4.2 m/Km$						
I_g	Kr70 (%)	Kr100 (%)	Kr10 (%)	Tb10 (mn)		
4,2	Par interpolation			1196,24		

Tableau 39: Calcul du débit décennal par la méthode d'ORSTOM

Calcul du débit décennal Q_{10} par la méthode d'ORSTOM		
Pluviométrie moyenne et coefficient d'abattement		
Coefficient d'abattement A	$A = 1 - \left[\frac{(161 - 0,042 \times P_{an})}{1000} \times \log(S) \right]$	0,77
Pluviométrie journalière max pour période de retour de 10 ans P10 (mm)		90,30
Pluie moyenne décennale Pm10 (mm)	$Pm10 = P10 \times A$	69,53
Coefficients de ruissellement Kr10		
Coefficient de ruissellement pour P = 70 mm Kr70 (%)	$Kr70 = \frac{a}{(S + b)} + c$	17,78
Coefficient de ruissellement pour P = 100 mm Kr100 (%)	$Kr100 = \frac{a}{(S + b)} + c$	16,83
Coefficient de ruissellement Kr10 (%)		17,63
Temps de base Tb10		
Temps de base Tb10 (min)	$T_b = a \times S^{0,35} + b$	1 196,24

Temps de base Tb10 (s)		71 774,40
Temps de montée Tm10		
Temps de montée Tm10 (min)	$T_m = 0.33 \times T_b$	394,76
Temps de montée Tm10 (s)		23 685,55
Coefficient de pointe α_{10}		
Coefficient de pointe α_{10}		2,60
Lame ruisselée, volume ruisselé et débit		
Lame d'eau ruisselée Lr10 (mm)	$L_{r10} = P_{m10} \times K_{r10}$	16,10
Volume ruisselé Vr10 (m ³)	$V_{r10} = L_{r10} \times S$	1 211 282,96
Débit moyen de ruissellement Qmr10 (m ³ /s)	$Q_{mr10} = \frac{V_{r10}}{T_{b10}}$	12,84
Débit maximal de pointe Qr10 (m ³ /s)	$Q_{r10} = Q_{mr10} \times \alpha_{10}$	33,38
Coefficient de correction (m)		1,05
Débit de projet décennal Q10 (m ³ /s)	$Q_{10} = Q_{r10} \times m$	34,30

Tableau 40 : Calcul du débit décennal par la méthode CIEH

Calcul du débit décennal Q10 par la méthode CIEH	
Pluviométrie moyenne annuelle (mm)	879,05
Pluviométrie journalière max pour période de retour de 10 ans P10 (mm)	90,27
Coefficient de ruissellement Kr10	17,47
Détermination de Q10 avec Équation 12 (corrélation = 0,795)	36,95
Détermination de Q10 avec Équation 40 (corrélation = 0,824)	32,18
Détermination de Q10 avec Équation 44 (corrélation = 0,757)	36,72
Débit de projet décennal Q10 (m ³ /s)	36,95

Tableau 41 : Calcul du débit du projet par la méthode de GRADEX

Calcul du débit centennal Q100 par la méthode de GRADEX		
Débit de projet décennal retenu Q10 (m ³ /s)		36,95
Coefficient multiplicateur C100	$C100 = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{T_b}{24}\right)^{0,12}}{K_{r_{10}}}$	2,78
Débit de projet centennal Q100 (m ³ /s)	Q100 = Q10 × C100	102,77

Tableau 42 : Récapitulatif du calcul du débit de crue du projet

Récapitulatif du débit de crue de projet							
Méthodes	CIEH		ORSTOM			GRADEX	
Débit en m3/s	Qmoy	Qmajoré (Check-list FAO)	Q10	Qmajoré (Check-list FAO)	Q10	C	Q100
		36,95	36,95	34,30	34,30	36,95	2,78

4. Etude des apports

L'estimation des apports en eau se fera en appliquant la méthode de Rodier présenté dans « Evaluation de l'écoulement annuel dans le sahel tropical africain » paru en 1975. Cette méthode permet de déterminer les coefficients d'écoulement du bassin versant étudié par comparaison (en fonction du type de climat, superficie du bassin versant, dénivelée spécifique, densité de drainage et la pluie moyenne annuelle) avec un bassin type étudié par Rodier et d'estimer les apports à travers l'équation suivante :

$$V = K_e * P_{an} * S_{bv} \quad \text{avec} \quad K_e = \frac{\text{Ecoulement}}{\text{Quantile}}$$

Avec V : Volume des apports (m3), S_{bv} : Surface du bassin versant (km²), P : Quantile pluviométrique considéré (mm), K_e : Coefficient d'écoulements obtenus par les abaques de RODIER.

Tableau 43 : Calcul du coefficient d'écoulement

Calcul du coefficient d'écoulement par la formule de COUTAGNE		
Désignation	Formules	Valeurs
Pluviométrie moyenne annuelle P (m)		0,879
Température moyenne annuelle T (°C)		28,35
Coefficient de Coutagne λ	$\lambda = \frac{1}{(0.8 + 0.14T)}$	0,21
	$\frac{1}{8\lambda}$	0,60
	$\frac{1}{2\lambda}$	2,38
Déficit d'écoulement D (m)	$D = P - \lambda P^2$	0,72
Coefficient d'écoulement moyen Ke (%)	$Ke = \frac{P - D}{P}$	18,43
ONBAH		
Coefficient d'écoulement quinquennal Ke_5 (%)	$Ke_5 = 0.70Ke$	12,90
Coefficient d'écoulement Ke_{10} décennal (%)	$Ke_{10} = 0.50Ke$	9,22
Calcul du coefficient d'écoulement par la méthode de RODIER		
Désignation	Formules	Valeurs
Pluviométrie moyenne annuelle P_{an} (mm)		879,05
Valeur médiane des précipitations annuelles P_{med} (mm)	$P_{med} = 0,98 \times P_{an} - 6,8$	854,66
Coefficient d'écoulement moyen pour le bassin type Boulsa K_{med} (%)		5,66
ONBAH		
Coefficient d'écoulement quinquennal Ke_5 (%)	$Ke_5 = 0.70Ke$	4
Coefficient d'écoulement Ke_{10} décennal (%)	$Ke_{10} = 0.50Ke$	2,8

Tableau 44 : Calcul des apports liquides

Calcul des apports liquides par la méthode de Coutagne					
Période de retour (année)	Pluviométrie (mm)	Lame écoulée (mm)	Ke (%)	Superficie (Km ²)	Apports liquides (m ³)
Période humide					
10 ans	1120	262,22	2,83	61,50	16126465,53
5 ans	1040	221,64	2,20	61,50	13631042,29
Période médiane					
Année moyenne	879.05	161,59	1,82	61,50	9937852,26
Période sèche					
10 ans	638,3	85,20	0,92	61,50	3608112,30
5 ans	534,4	111,01	1,36	61,50	5765784,48

Calcul des apports liquides par la méthode de Rodier			
Période de retour (année)	Ke (%)	Superficie (Km ²)	Apports liquides (m ³)
Année moyenne	5,66	61,50	3061070,39
10 ans	2,80	61,50	1084316,38
5 ans	4	61,50	1678062,41

Tableau 45 : Récapitulatif du calcul des apports liquides

Période de retour (année)	COUTAGNE	RODIER
Période médiane		
Année moyenne	9937852,3	3061070,39
Période sèche		
10 ans	3608112,3	1084316,383
5 ans	5765784,5	1678062,41

Annexe III : Dimensionnement de la digue

1. Etude de la retenue

▪ *Courbe hauteur-Volume/Hauteur-surface*

Après avoir généré les courbes de niveau dans la cuvette, nous avons procédé à l'implantation de l'axe de la digue, le tracé des courbes « hauteur-volume » et « hauteur-surface » a été obtenue en estimant les surface moyenne entre les courbes de niveau se referment sur l'axe du barrage le profil topographique comme l'illustre les courbes ci-après ;

Tableau 46 : Calcul de la côte de calage du déversoir

COTE TN (mNG)	HAUT EUR (m)	Profondeur (m)	SURFACE INITIALE (m ²)	SURFACE MOYENNE (m ²)	VOLUME MOYEN (m ³)	VOLUME CUMULE (m ³)
291	0	0	0	0	0,0	0,00
291,5	0,5	0,5	223,32	111,66	55,8	55,83
292	0,5	1	8709,5	4466,41	2233,2	2289,04
292,5	0,5	1,5	22555	15632,25	7816,1	10105,16
293	0,5	2	105854	64204,5	32102,3	42207,41
293,5	0,5	2,5	201602	153728	76864,0	119071,41
294	0,5	3	253245	227423,5	113711,8	232783,16
294,5	0,5	3,5	310599	281922	140961,0	373744,16
295	0,5	4	195907	253253	126626,5	500370,66
295,5	0,5	4,5	225944	210925,5	105462,8	605833,41
296	0,5	5	239846	232895	116447,5	722280,91
296,5	0,5	5,5	325321	282583,5	141291,8	863572,66
297	0,5	6	383161	354241	177120,5	1040693,16
297,5	0,5	6,5	505764	444462,5	222231,3	1262924,41
298	0,5	7	512743	509253,5	254626,8	1517551,16
298,5	0,5	7,5	640649	576696	288348,0	1805899,16
299	0,5	8	736342	688495,5	344247,8	2150146,91
299,5	0,5	8,5	999245	867793,5	433896,8	2584043,66
300	0,5	9	1013984	1006614,5	503307,3	3087350,91

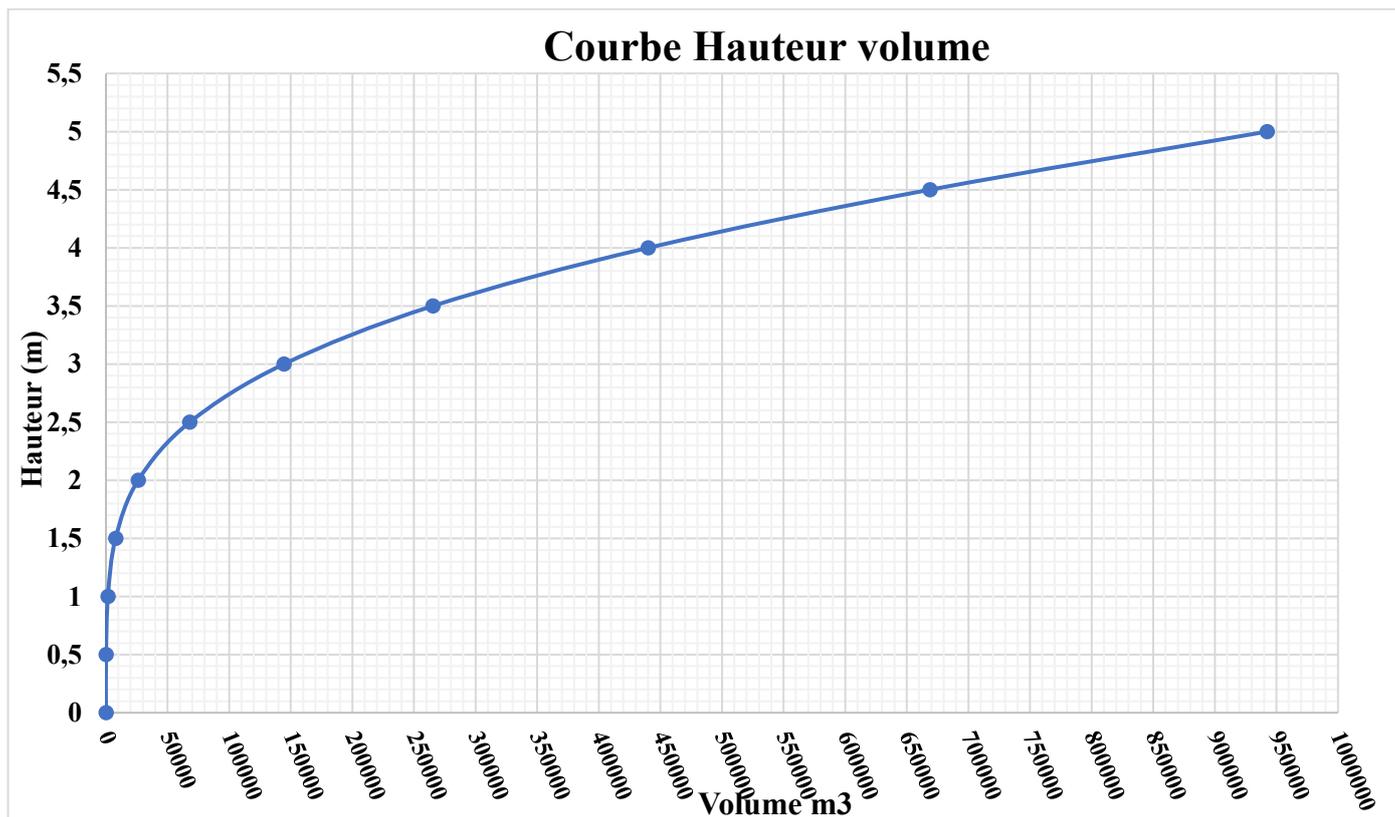


Figure 13 : Courbe Hauteur-Volume

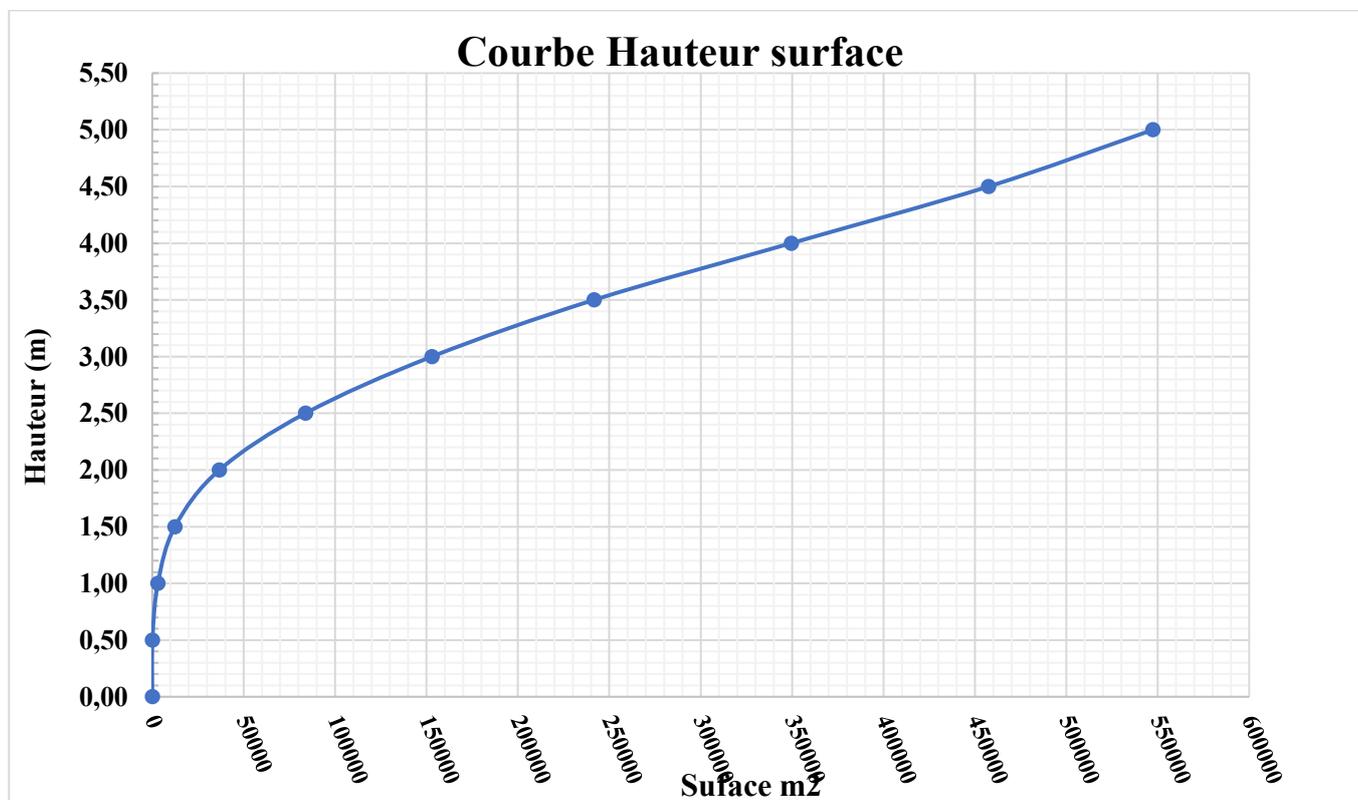


Figure 14 : Courbe Hauteur-Surface

▪ **Evaluation des dépôts solides**

L'eau de ruissellement entraine avec elle des matériaux solides qu'elle arrache le long de son parcours. Lorsque la vitesse d'écoulement de l'eau n'atteint plus un certain seuil ces matériaux se déposent. Nous avons utilisé les formules de GOTTSCHALK, KARAMBIRI et GRESILLON et bien que la formule de KARAMBIRI ait été élaborée en grande partie à l'aide des recherches faites sur les retenues du BURKINA FASO, nous avons pris la valeur la plus grande des trois méthodes de sorte que les changements engendrés par le changement climatique ne puissent pas agir sur la capacité de la retenue du barrage pour 5 ans au moins.

↔ **Formule de EIER - CIEH (GRESILLON)**

$$D = 700 * \left(\frac{P}{500} \right)^{-2.2} * S^{-0.1} \quad \text{et} \quad V = D * S$$

D : dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an)
S : superficie du bassin versant (km²)
V : volume annuel de dépôts solides (m³/an)

↔ **Formule de GOTTSCHALK**

$$D = 260 * S^{-0.1} \quad \text{et} \quad V = D * S$$

D : dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an)
S : superficie du bassin versant (km²)
V : volume annuel de dépôts solides (m³/an)

↔ **Formule de GRESILLON modifiée ou formule de KARAMBIRI**

$$D = 137 * \left(\frac{P}{700} \right)^{-2.02} * S^{-0.05} * [0.25 + 1.13 * (h + r)]^{1.15}$$

et $V = D * S$

D : dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an)
S : superficie du bassin versant (km²)
V : volume annuel de dépôts solides (m³/an)
h : paramètre anthro
r : paramètre morpho

Tableau 47 : Récapitulatif du calcul des dépôts solides

Récapitulatif du calcul des dépôts solides			
Formules	S (km ²)	D (m ³ /km ² /an)	V (m ³ /an)
KARAMBIRI	61,50	92,40	5 682,51
GRESILLON (CIEH – EIER)	61,50	134,00	8 241,29
GOTTSCHALK	61,50	172,22	10 592

La projection de ces valeurs sur la courbe hauteur volume nous montre que nous avons une hauteur de sédiments majorée à ***h_{sed} = 2,0 m*** il est important de souligner qu'il existe des études qui montrent qu'en réalité, le volume des dépôts solides diminue progressivement de près de 60% après la première année, bien que nous ayons eu connaissance de cette hypothèse, nous avons convenu de prendre les valeurs de sécurité maximale.

▪ *Evaluation des pertes et des besoins*

❖ **Infiltration**

Selon (GUEYE,2012) l'infiltration moyenne au BURKINA FASO est comprise entre 1 et 3mm. Compte tenu du fait que le barrage sera construit dans un domaine très boisé et dont la cuvette constituera également le site d'emprunt, le taux d'infiltration est de ce fait très élevé et pour notre cas, nous avons pris une infiltration journalière de **2 mm**. Dans le cas de notre projet, l'infiltration moyenne considérée est de 732 mm par ans.

❖ **Evaporation**

Les données d'évaporation utilisées sont celles de la station synoptique de PO. A partir des valeurs d'évaporation d'un bac, il est possible d'établir une corrélation avec les valeurs d'évaporation d'un bac (COMPAORE, 1996). Dans notre cas, l'évaporation et l'infiltration donnent les valeurs :

Tableau 48 : Calcul des pertes par évaporation et par infiltration

Mois	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai
Nombre de jours	31	30	31	31	29	31	30	31
Évaporation mensuelle Bac Classe A (mm/mois)	166,55	211,08	259,93	294,24	310,49	358,22	305,67	257,46
Évaporation Ebac (mm/jour)	5,37	7,04	8,38	9,49	10,71	11,56	10,19	8,31
Évaporation Ebac (mm/jour)	4,58	5,39	5,99	6,45	6,93	7,26	6,73	5,95
Évaporation Ebac (mm/mois)	141,94	161,57	185,55	199,93	201,09	225,07	201,91	184,48
Infiltration (mm/mois)	46,50	45,00	46,50	46,50	43,50	46,50	45,00	46,50
Pertes par évaporation+ infiltration (m/mois)	0,19	0,21	0,23	0,25	0,24	0,27	0,25	0,23

❖ **Evaluation des besoins en eau**

- **Besoins agricoles :**

En prenant en compte les valeurs des besoins des plantes les plus contraignantes et qui de plus ont le cycle de vie le plus long, on a pu évaluer les besoins agricoles suivants :

Superficie irriguée	5 Ha
----------------------------	-------------

**ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT
DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)**

Tableau 49 : Calcul des besoins agricoles mensuelles

	Paramètres	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
Cultures	Durée	31	30	31	31	29	31	30	28
	ETP (mm/j)	4,92	5,17	5,49	5,66	5,78	6,01	5,94	6,16
	Pe(mm/j)	0,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,51	1,09
	Efficiencie	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
Oignon	kc équivalent	0,63	0,96	1,05	0,97	0,85	0,00	0,00	0,00
	ETM (mm/j)	3,10	4,97	5,77	5,47	4,92	0,00	0,00	0,00
	BN (mm/j)	2,64	4,97	5,77	5,47	4,92	0,00	0,00	0,00
	BB (mm/mois)	409,59	744,89	893,80	847,76	712,84	0,00	0,00	0,00
PAPAYE	kc équivalent	0,50	0,50	0,52	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	ETM (mm/j)	2,46	2,59	2,83	4,25	4,34	4,51	4,46	4,62
	BN (mm/j)	2,01	2,59	2,83	4,25	4,34	4,51	3,95	3,53
	BB (mm/mois)	133,36	166,27	188,29	282,05	269,56	299,59	253,93	211,85
Besoins agricoles mensuelles (m3/mois)		5429,53	9111,62	10820,96	11298,10	9824,07	2995,88	2539,30	2118,46

- Besoins pastoraux :

L'estimation des besoins pastoraux nous a donné :

Tableau 50 : Calcul des besoins pastoraux

Besoins pastoraux					
Nombre village	28				
Village de la zone d'intérêt	3				
Espèces	Bovins	Ovins	Caprins	Porcins	Arsins
Effectifs	22805	17544	16861	1078	2478
Effectifs / village	814,5	626,6	602,2	38,5	88,5
Effectifs Zone d'étude	2444	1880	1807	116	266
Taux d'accroissement	2%	3%	3%	2%	2%
Consommation spécifique (l/s)	50	5	5	8	12
Durée du projet (années)	20				
Besoins mensuels (m3)	5447,48	509,32	489,55	41,37	142,29
Besoin mensuel total (m3)	6630,02				

Tableau 51 : Récapitulatif des besoins et pertes de la cuvette

Récapitulatif des besoins et des pertes								
Mois	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
Besoins agricoles (m3/mois)	5429,53	9111,62	10820,96	11298,10	9824,07	2995,88	2539,30	2118,46
Besoins pastoraux (m3/mois)	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02
Besoins total (m3/mois)	12059,55	15741,63	17450,98	17928,11	16454,08	9625,90	9169,32	8748,47
Pertes par évaporation + infiltration (m/mois)	0,19	0,21	0,23	0,25	0,24	0,27	0,25	0,23
Volume d'eau restant dans la cuvette au début du mois (m3)	440099	440099	355000	267000	189000	128000	82000	51000
Volume d'eau restant dans la cuvette a la fin du mois (m3)	440099	351000	267000	189000	128000	82000	51000	29000

2. Courbe d'exploitation du barrage

A l'issus d'une simulation ayant pris en compte tous les apports liquides, les volumes de dépôts solides, les pertes, nous avons calculé la capacité de la retenue sur toute la période de sécheresse et à la fin de cette simulation il en ressort qu'en calant la cote de notre déversoir à $Z_{\text{déversoir}} = 290 \text{ m}$ la retenue pourra assurer pleinement son rôle (irrigation, besoins agropastorales...).

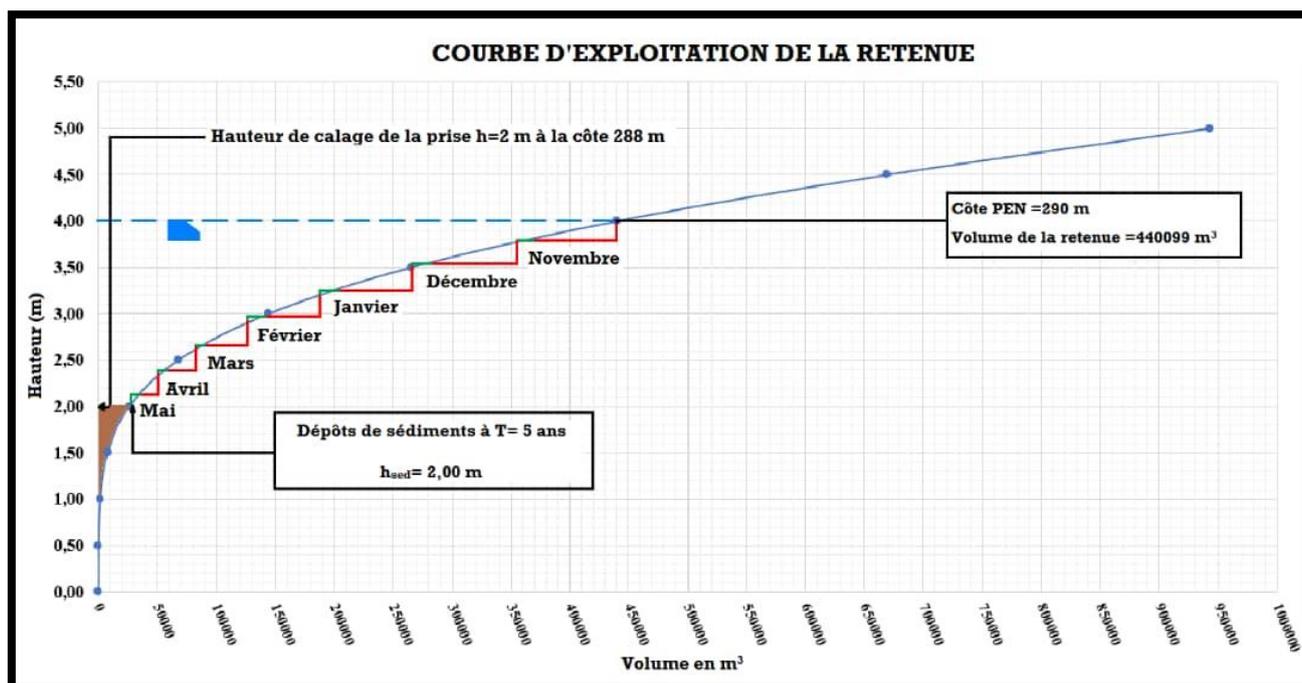


Figure 15 : Courbe d'exploitation de la retenue

- Débit de rupture

Tableau 53 : Calcul du débit de rupture du projet

Calcul du débit de rupture							
Longueur du déversoir L (m)	Charge déversante du seuil (m)	Revanche (m)	Revanche totale a (m)	Longueur de la digue (m)	Longueur digue - Longueur du déversoir L (m)	Débit de rupture Qrupt (m ³ /s)	Débit de rupture/Débit de projet (%)
75	0,80	0,80	0,80	408	333	200	194,56

- Revanche

Tableau 54 : Calcul de la revanche de la digue

CALCUL DE REVANCHE			
Le fetch F	Déterminé sur Covadis		1,3 km
Coefficient de sécurité A	A entre 1 et 2 mais pris généralement égale à 0,75		0,75
Pesanteur	g		9,81 m/s ²
METHODE DE MALLET ET PACQUANT			
Hauteur des vagues	$h_v = (1/2) + (1/3)*F^{(0,5)}$		0,88 m
Vitesse de propagation vagues	$V = (3/2) + (2/3)*h_v$		2,09 m
METHODE DE STEVENSON			
Hauteur de vague h	$h_v = SI(f < 18; 0,75 + (0,34*f^{0,5}) - (0,36*f^{(1/4)}); 0,34*f^{0,5})$		0,75 m
Vitesse de vagues	$V = (3/2) + (2/3)*h_v$		2,00 m/s
La revanche	$R = A * (h_v + (V^2/(2g)))$		0,83 m
Revanche minimale			0,8 m
Revanche retenue			0,90 m

$H^2 \sqrt{V}$	5	30	100	700	1500
R min (m)	0,4	0,6	0,8	1,05	1,3

$H^2 \sqrt{V}$	< 5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	> 700
Période de retour (années)	100	500	1 000	5 000	10 000

H: hauteur du barrage (m), V: volume de la retenue (hm³),
d'après G. DEGOUTTE, 1997

- Dimensionnement de la digue

Tableau 55 : Calcul de la largeur en crête de la digue

Calcul de la largeur en crête de la digue		
Désignation	Formules	Valeurs
Formule de KNAPPEN		
Revanche R (m)		0,90
Charge déversante sur seuil h (m)		0,80
Hauteur du déversoir Hd (m)		4,00
Hauteur du barrage ou de la digue Hb (m)	$H_b = H_d + h + R$	6,00
Largeur en crête Lc (m)	$L_c = 1,65 \sqrt{H_b}$	3,94
Formule de PREECE		
Largeur en crête Lc (m)	$L_c = 1 + 1,1 \sqrt{H_b}$	3,63
Largeur en crête retenue Lc (m)		5

Tableau 56 : Calcul de l'épaisseur des enrochements de la digue

Calcul de l'épaisseur des enrochements		
Désignation	Formules	Valeurs
Hauteur des vagues hv (m)		0,89
D ₅₀		0,30
Épaisseur des enrochements e (m)	$e = 1,5 D_{50}$	0,45
Épaisseur retenue des enrochements amont (cm)		45
Épaisseur retenue des enrochements aval (cm)		30

Tableau 57 : Calcul du débit de fuite du projet

Calcul du débit de fuite et des dimensions du drain		
Désignation	Formules	Valeurs
Largeur en crête retenue Lc (m)		5
Pente des talus amont et aval		2H / 1V
Largeur de fondation (m)	$L_f = L_c + (m_{amont} + m_{aval}) \times H_b$	28
Longueur du drain horizontal (m)	$L_d = \frac{L_f}{4}$	7

X (m)	$X = L_f - L_d$	21
d (m)	$d = X - 0,7b$	15,3
Y _o (m) (formule obtenue à partir de la courbe de Kozeny)	$Y_o = \sqrt{H_d^2 + d^2} - d$	0,52
Perméabilité du matériaux argileux K _{ar} (m/s)		5,87E-07
Débit de fuite (m ² /s)	$q = K_{ar} \times Y_o$	3,03E-07
Perméabilité du sable grossier pour drain K _d (m/s)		1,00E-04
Épaisseur du drain e _d (m)	$e_d = 2 \sqrt{\frac{qL_d}{k_d}}$	0,29
Épaisseur du drain retenu (cm)		30

Tableau 58 : Récapitulatif du dimensionnement de la digue et du déversoir

Récapitulatif de certaines dimensions du barrage et du déversoir	
Hauteur du déversoir après reconstruction (m)	4,0
Revanche (m)	0,9
Charge déversante sur seuil h (m)	0,8
Hauteur du barrage ou de la digue après reconstruction (m)	6
Longueur de la digue (avec le déversoir en m)	408
Largeur en crête de la digue (m)	5
Largeur de fondation (m)	28
Pente des talus amont et aval	2H /1V
Longueur du drain (m)	7
Épaisseur du drain (cm)	30
Débit de fuite (m ² /s)	3,03E-07

▪ *Stabilité des pentes de talus*

La stabilité de la digue a été vérifiée à partir du logiciel Géoscopie. Nous trouvons un facteur de sécurité Fs égal à 2. Ce résultat est supérieur au Fs minimal qui est égal à **1,5**.

Nous pouvons déduire de cela que les pentes de talus de la digue sont stables.

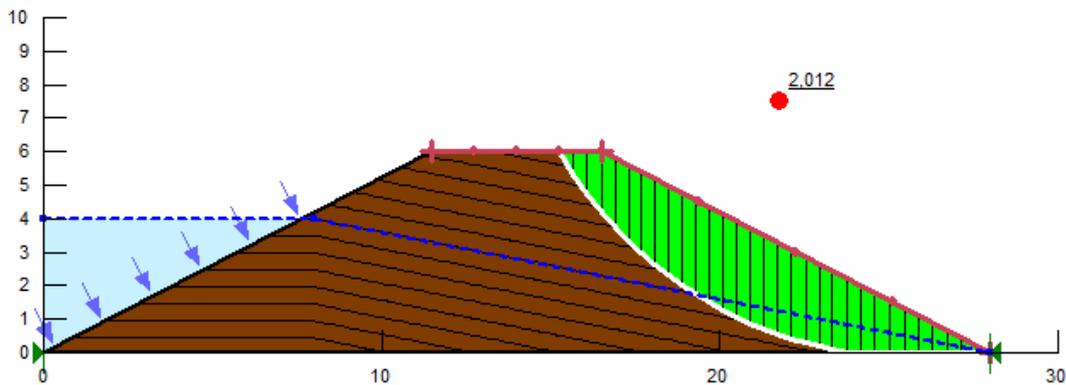


Figure 16 : Vérification de la stabilité des pentes sur Géoslope

▪ Protection des talus

La protection des pentes de talus est d'une épaisseur de 30 cm.

Protection du talus amont : il sera protégé contre le battillage par une couche de perré sec en enrochement de moellons latéritiques ou granitiques de 30 cm d'épaisseur. Les enrochements seront posés sur une couche de pose de grave latéritique d'une épaisseur de **0,10 m**. Le pied amont de la digue sera protégé par une butée de pied amont, ouvrage triangulaire en enrochements, de 1,50 m de largeur en gueule et 0,50 m de profondeur. De part et d'autre du déversoir, le perré sera maçonné sur une largeur de **5 m**.

Protection du talus aval : il sera protégé par une couche de perré sec constituée d'enrochements latéritiques ou granitiques de **0,25 m** d'épaisseur posé sur une couche de grave latéritique de **0,10 m**.

Protection de la crête de la digue : protection identique à celle du talus aval.

▪ Tranché d'ancrage

La pratique courante consiste à réaliser une tranchée d'ancrage sous le remblai. Sa largeur est de 3.5 m et sa forme trapézoïdale. Nous retenons comme coefficient de la règle de LANE $C=3$ en lit mineur et $C=2,5$ en rive gauche et droite pour le calcul de la profondeur.

La tranchée d'ancrage est creusée sur toute sa hauteur à l'aide d'une pelle mécanique se plaçant sur l'axe de la fouille. Le matériau extrait est déposé sur le bord aval. Le remplissage de la tranchée en argile doit se faire par couche de 20cm et bien compactée dynamiquement.

4. Dimensionnement du déversoir et de la digue de protection

▪ *Le déversoir*

Les itérations successives pour tenir compte du laminage de la retenue ont permis d'obtenir une longueur déversant de **75 m**, avec une charge déversant de **0,80 m**. Le débit laminé est de **93.52 m³** : nous avons considéré un déversoir central, bien que le déversoir existant soit un déversoir latéral, en ce qui concerne la conception géométrique nous avons opté pour un déversoir- poids avec radier général comme évacuateur car la topographie est plus favorable à sa réalisation mais aussi sa mise en œuvre est facile et plus économique comparativement autres types de déversoir.

▪ *Etude de stabilité*

- Vérification de la stabilité externe

✚ Vérification au non glissement

La condition de non glissement est donnée par la relation suivante dans le cours de Barrage (LO Moussa ,2017)

$$F_G = \frac{(W - U)}{(P_e + P_t)} \tan \varphi \geq 1.2$$

Tableau 59 : Vérification au non glissement

<i>Gradeurs (Unités)</i>	<i>Formule</i>	<i>Valeurs</i>
<i>Poids propre W (KN/m)</i>	$W = 12Hr^2 \tan \alpha + 24Hr$	429
<i>Pression interstitielle U (KN/m)</i>	$U = \frac{(U_a + U_b)}{2} * b_2$	148,0
<i>Poussée de l'eau Pe (KN/m)</i>	$Pe = 5Hr^2 + 8Hr$	112,00
<i>Poussée des terres Pt (KN/m)</i>	$Pt = \frac{1}{2} \times \gamma_{séd} \times h_{séd}^2 \times Ka$	6,60
<i>Facteur de Glissement</i>	$F_G = \frac{(W - U) \times \tan \varphi}{P_e + P_t}$	1,54

De ces relations, nous obtenons l'angle de glissement est donnée par la relation suivante :

$$\alpha_G \geq \tan^{-1} \left(\frac{6H_r^2 - \frac{23}{6} H_r + 27.5666}{\frac{33.8}{6} H_r^2 - \frac{10.4}{3} H_r} \right)$$

$$\alpha_G = 54,83^\circ$$

$$F_G = 1,54 \geq 1,2$$

Les calculs effectués donnent un facteur de sécurité supérieure à 1.2 donc la condition de non glissement est vérifiée

✚ Vérification au non renversement

Le non renversement est régi par : $F_R = \frac{m_{/B}(\omega-U)}{m_{/B}(P_e+P_t)} \geq 1,5$

Ce qui conduit à l'inéquation suivante : $k_1x^2 + k_2x + k_3 \geq 0$ (Formule démontrée lors du TD1 du cours de dimensionnement des barrages du 07/02/2019, salle C4 à Kamboinsé.)

Les relations importantes pour le calcul de la valeur de l'angle de renversement sont :

Tableau 60 : Vérification au non renversement

Grandeur (unités)	Formules	Valeurs
Moment de la pression interstitielle $\mathcal{M}U_{/B}$ (KN/m)	$\mathcal{M}U_{/B} \left(\frac{KN}{m} \right) = \frac{2}{3} Ub$	5.33
Moment de la poussée de l'eau $\mathcal{M}P_{e/B}$ (KN/m)	$\mathcal{M}P_{e/B} \left(\frac{KN}{m} \right) = \frac{1}{3} Pe(H + h)$	179,20
Moment de la poussée des terres $\mathcal{M}P_{t/B}$ (KN/m)	$\mathcal{M}P_{t/B} \left(\frac{KN}{m} \right) = \frac{1}{3} Pt * h$	1,76
Facteur de sécurité au non renversement F_R	$F_R = \frac{\sum M/B(W - U)}{\sum M/B(P_e + P_t)}$	
Constante K1	$K1 = \frac{62}{9} Hr^3 - \frac{28}{9} Hr^2$	391,1
Constante K2	$K2 = \frac{196}{9} Hr^2 - \frac{56}{9} Hr$	324
Constante K 3	$K3 = -\frac{7,5}{3} Hr^3 - 6Hr^2 + \frac{98}{9} Hr - \frac{64,479025}{9}$	-219,61

Après résolution à l'aide de la calculatrice, on trouve : $x_1 = -1.27$ et $x_2 = 0,44$ On retient $x = 0,44$ (la valeur positive maximale), on trouve donc $\alpha_R \geq 23.85$

$$\alpha_R = 23.85^\circ$$

Conclusion : La stabilité externe (glissement et renversement) est vérifiée pour :

$$\alpha = \max(\alpha_G, \alpha_R) = 54.83^\circ. \text{ Dans la pratique, on retient la valeur}$$

$$\alpha = 60^\circ$$

La condition de non renversement est ainsi vérifiée.

Stabilité au non poinçonnement

Elle consiste à vérifier que la contrainte de référence δ_{ref} est toujours inférieure à la contrainte admissible du sol q_{adm} . Notre sol est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales.

Semelle entièrement saturée et coulée sur place alors $D_1 = 0$ et $D_2 = D_f$

La contrainte normale $N = 761 \text{ kN/ml}$, la base $B = 7,9 \text{ m}$, la longueur $L = 75 \text{ m}$ et $y_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

Tableau 61 : Stabilité au non poinçonnement

$q_u = S_c * C_u * N_c + S_q * (y_{sat} - y_w) * D_f$						S_c et S_q facteurs de forme C_u cohésion D_f profondeur		
φ	N_c	N_v	q	γ_{sat}	C	e	S_c	S_q
0	5.71	0	0	20 kN/m ³	24	0.67	1.035	1
$\delta_{ref} = \frac{N}{b} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right)$		$\delta_{ref} = \frac{761}{7,9} \left(1 + \frac{6 * 0.67}{7,9} \right)$			$\delta_{ref} = 145.35 \text{ kN/m}^2$			

$q_u = 212.75 \text{ kN/m}^2$ et $\delta_{ref} = 145.35 \text{ kN/m}^2$, alors nous pouvons conclure que la stabilité au non poinçonnement est vérifiée

- Vérification de la stabilité interne

✚ Vérification à la non fissuration

La non-fissuration est vérifiée par la formule suivante : $-\frac{b_2}{6} \leq e \leq \frac{b_2}{6}$

$$e = \left[y_{Gouv} * \left(\frac{P_e + P_t}{W - U} \right) + x_{Gouv} \right] - \frac{b_2}{2}$$

$$y_{Gouv} = \frac{H_r + \frac{1}{3} H_r^2 \operatorname{tg} \alpha}{2 + H_r \operatorname{tg} \alpha} = 2,68 \text{ m}, \quad \alpha = 60$$

$\frac{b_2}{2} = \frac{1+H_r \operatorname{tg} \alpha}{2}$ (Formule démontrée lors du TD1 du cours de dimensionnement des barrages du 07/02/2019, salle C4 à Kamboinsé.)

$$b_2 = 7,9 \text{ m} \quad \text{ainsi} \quad \frac{b_2}{6} = 1,32 \text{ m}$$

$$e = -0,67 \text{ m} \quad \text{ainsi} \quad |e| \leq \frac{b_2}{6} \quad \text{ou encore} \quad -\frac{b_2}{6} \leq e \leq \frac{b_2}{6}$$

Conclusion la condition de non fissuration est vérifiée

✚ Vérification à la non rupture

La non-rupture est vérifiée par la condition suivante : $\sigma_{max} \leq 0,3 f_{c28}$

$$\text{Avec } \sigma_{max} = \frac{W-U}{b_2} \left[1 + \frac{6|e|}{b_2} \right]$$

(Cf. cours de dimensionnement des barrages du 07 Février 2019)

$$\sigma_{max} = 53,25 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{lim \text{ béton}} = 0,3 \times f_{c28} = 6000 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{max} < \sigma_{lim, \text{ béton}}$$

Conclusion la condition de non rupture est vérifiée

▪ **La digue de protection**

Une digue de protection sera construite au début du barrage afin d'empêcher l'érosion du pied de la digue et aussi de protéger les populations riveraines des inondations en période de fortes crues. La digue de protection sera une digue en terre et aura une longueur de **80 m**. Ces caractéristiques sont énumérées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 62 : Dimensionnement de la digue de protection

Dimensions de la digue de protection	
Revanche (m)	0,9
Hauteur de la digue de protection (m)	6
Longueur de la digue de protection (m)	80
Largeur en crête de la digue (m)	5
Largeur de fondation (m)	28
Pente des talus amont et aval	1V/2H
Longueur du drain (m)	7
Épaisseur du drain (cm)	30
Débit de fuite (m ² /s)	3,03E-07

Annexe IV : Abaques

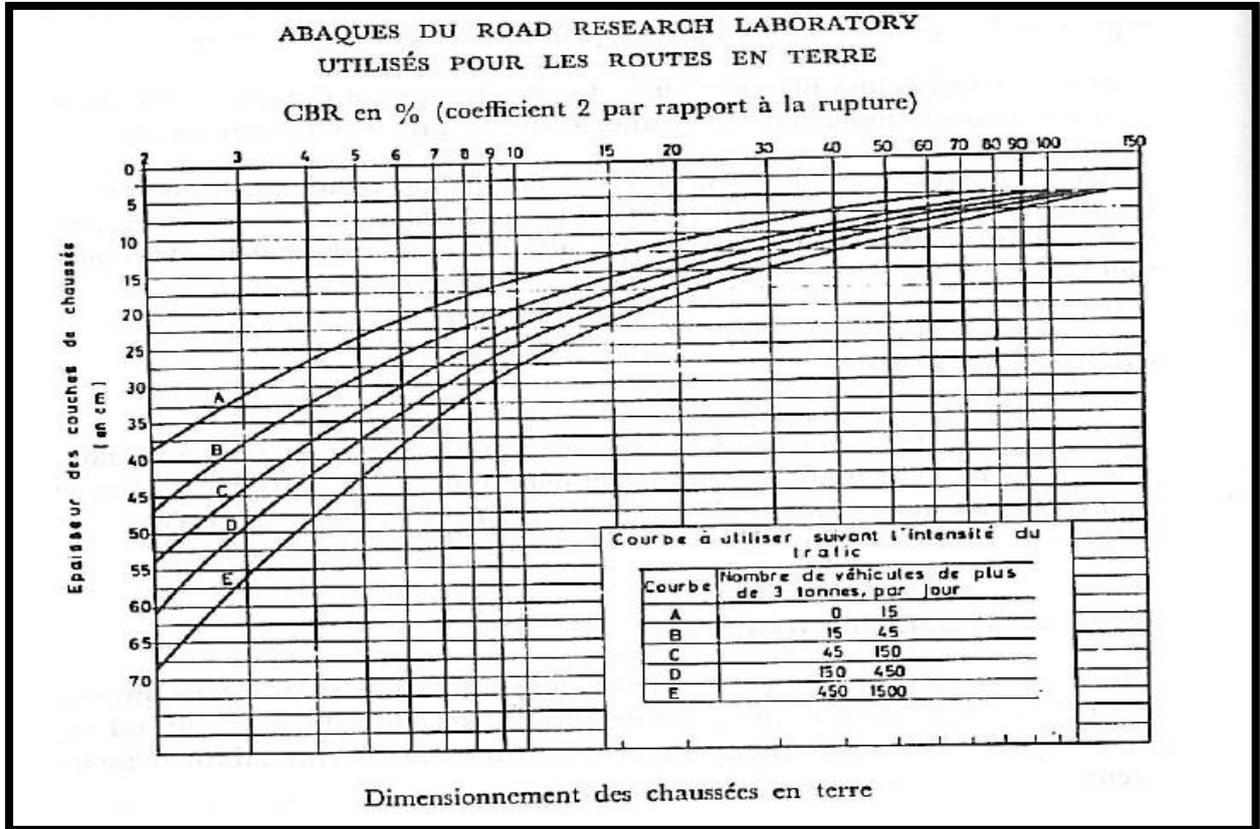


Figure 17 : Abaque pour le dimensionnement des routes en terre

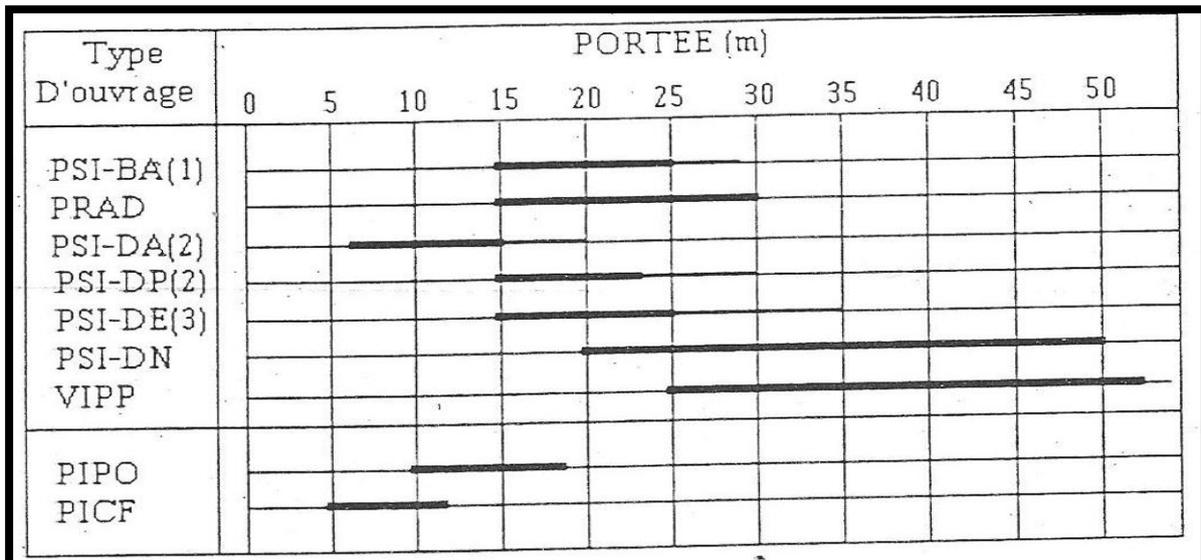


Figure 18 : Abaque pour le choix du type de pont

Avec :

- Passage supérieur inférieur en béton armé (PSI-BA) communément appelé pont à poutre en béton armé
- Passage supérieur ou inférieur en dalle armée (PSI-DA)
- Ponts à poutres précontraintes par adhérence (PRAD)
- Passage supérieur inférieur en dalle précontrainte (PSI-DP)
- Passage supérieur inférieur en dalle élégie (PSI-DE)
- Passage supérieur inférieur en dalle nervurée (PSI-DN)

<i>Nature des charges</i>	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Charges d'exploitation sans caractère particulier :		(*)	
• pont de 1ère classe	0	0,6	0
• pont de 2ème classe	0	0,4	0
• pont de 3ème classe	0	0,2	0
Vent :			
• en exploitation	0	0,2	0
• en exécution	1	0	
Charges aléatoires d'exécution	1		

(*) valable pour les charges réparties seulement.

Figure 19 : Valeurs du coefficient pour le calcul des sollicitations

Annexe V : Dimensionnement du pont

1. Prédimensionnement des éléments du pont

a) Les poutres

- **La hauteur**

L'élancement des poutres dépend en grande partie de leur portée et des contraintes admissibles du béton qui les constitue. Il se définit comme suit :

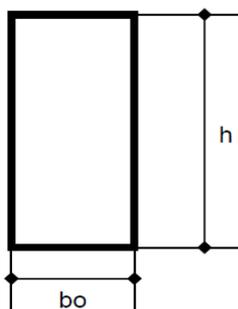
$$\frac{L}{17} \leq H_p \leq \frac{L}{16}$$

Ou H_p désigne la hauteur de la poutre sans le hourdis et L la portée.

Pour une portée $L = 15$ m, on a : $0,88 \leq H_p \leq 0,94$

On prend $H_p = 0,90$ m

- **Epaisseur de la lame**



$$b_0 = \frac{H_t \times \ell \times L \times A(L) \times 0,5}{\tau_{su} \times h}$$

$A(L)$ = surcharge
 L = portée
 H_t = hauteur poutre + Hourdis
 h = hauteur de la poutre
 τ_{su} = contrainte de cisaillement du béton
 ℓ = écartement entre axe des poutres

$$b_0 \geq \frac{1,10 * 3,474 * 15 * 0,763 * 0.0050}{3 * 0,9} \rightarrow b_0 \geq 8 \text{ cm}$$

La valeur minimale de b_0 est de 30 cm, pour tenir compte de la densité du ferrailage des poutres on prend :

$$b_0 = 30 \text{ cm}$$

- **Nombre de poutre**

En fonction de la largeur totale du pont, on peut déterminer le nombre de poutres à l'aide du tableau proposé par Calgaro suivant :

Largeur du pont	< 6,00 m	6,00 à 9,00 m	9,00 à 11,00 m	11,00 à 14,00 m
Nombre de poutres	2	3	4	5

Dans notre cas, la largeur totale du pont (chaussée 3,0 m et trottoir 2,0 m) vaut 5 m donc le

nombre de poutres est égal à deux (2).

- **Les entretoises**

Une entretoise est une pièce rigide dont le rôle principal est de répartir les efforts dans les poutres tout en maintenant un écartement fixe entre elles.

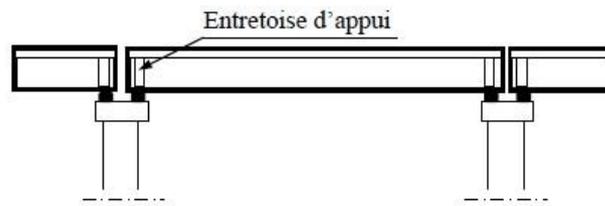


Figure 20 : Représentation des entretoises d'un pont

- ✚ **Hauteur des entretoises :**

$$0,6Hp \leq He \leq 0,9Hp \Rightarrow 0,6*0,9 \leq Hp \leq 0,9*0,9 \\ \Rightarrow 0,54 \leq He \leq 0,81$$

Nous retiendrons **He=0,60 m**

- ✚ **La largeur des entretoises :**

$$be \geq He/3$$

$$be \geq 0,2 \text{ m}$$

Nous retiendrons une largeur **be = 0,2 m**

Avec un espacement entre entretoises de 2,50 m.

- **Le hourdis**

L'épaisseur du hourdis dépend essentiellement de l'écartement entre les poutres.

$16 \text{ cm} < H_0 < 25 \text{ cm}$; on retient l'épaisseur de 20 cm pour le hourdis.

- **Entraxe des poutres**

$$\lambda = \frac{\text{Largeur du pont}}{N} = \frac{5}{2} = 2,50 \text{ m}$$

- **Encorbellement**

$$e \geq \frac{\lambda}{2} = \frac{2,50}{2} = 1,25 \text{ m}$$

b) Les appuis

- Les culées

✚ Mur de front :

- Epaisseur : $0,80 \leq E \leq 1,20 \Rightarrow E = 1,00m$
- Hauteur : $H_t =$ fonction de la hauteur du tablier et de la profondeur d'ancrage de la semelle de fondation. **$H_t = 5,00 m$**

✚ Mur garde grève :

$$e = \sup(0,30; \frac{h}{8})$$

$$e = \sup(0,30; \frac{0,90}{8}) \Rightarrow e = \sup(0,30; 0,11)$$

Dans notre projet, **$h = 0,90m$** alors nous convenons de prendre **$e = 30 cm$** .

✚ Mur en retour : **$e = 40 cm$** et pour la tête de mur on prend **$e = 50 cm$**

✚ Corbeau : **$e_{max} = 50cm$** .

✚ Bossage : hauteur **$h = 10 cm$** avec des débords de 5cm par rapport à l'appareil d'appui

✚ Muret cache : hauteur $h = 0,9 m$ et longueur $L = 1,30 m$;

✚ Dalle de transition :

- Longueur $L = \inf [6m ; \sup (3m ; 0,60H)]$ avec H la hauteur du remblai.
 $L = \inf [6m ; \sup (3m ; 0,60*0,21)] = \inf [6m ; \sup (3m ; 0,126)]$

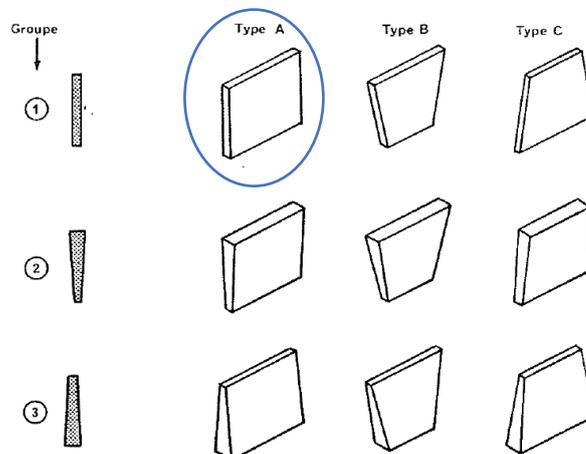
$$L = 3 cm$$

- $e = \max(0,3; \frac{h}{8}) = \max(0,3; \frac{0,9}{8})$

$e = 0,30m$ pour une largeur égale à la largeur de la chaussée c'est à dire 5m.

- Les piles

Nous avons des piles en voiles avec une épaisseur constante longitudinalement et une section rectangulaire dans le sens transversale correspondant au groupe 1 type A.



✚ Epaisseur

On fixe une épaisseur de 0,40 m.

✚ Longueur

La longueur totale est égale à la distance entre appareils d'appui extrêmes, augmentée de la continuité de la quantité nécessaire à la mise en place de ces voiles. Dans notre cas, on a un tablier de 5 m, on prend alors les longueurs de $L = 3,8$ m.

✚ Hauteur

En fonction de l'épaisseur du tablier et de la côte de crête du déversoir, on prend une hauteur de 1,2 m avec un ancrage de 30 cm dans le déversoir.

c) Les fondations sous culée

Etant donné que nous avons opté pour les fondations superficielles avec semelles isolées, le dimensionnement de la semelle est le suivant.

- **Longueur de la semelle**

$$L_s \geq 1,50 \text{ m}$$

Comme la largeur en base du déversoir est de 7,3 m, nous avons opté pour

$$L_s = 8 \text{ m}$$

- **Hauteur de la semelle**

$$H_s \geq (L_s - b) / 4$$

Avec b l'épaisseur du voile.

$$H_s \geq (8 - 5) / 4 = 0,5 \text{ m}$$

Or $H_s \geq 0,60$ m, nous avons opté pour

$$H_s = 1 \text{ m}$$

- **Largeur de la semelle**

$$B = C + 2 \times h_s$$

$$B = 1 + 2 \times 2 = 5 \text{ m}$$

D'où nous avons une largeur **B = 5 m**

2. Dimensionnement structurale du pont

a) Descente de charges

- **Charges permanentes**

Calcul du poids propre du tablier :

Poutres : $0,40 \times 0,9 \times 1 \times 25 = 9 \text{ kN/ml}$

Entretoise : $2 \times [(0,2 \times 1) \times (5 - (1,25 \times 2 + 2 \times 0,4))] \times 25 = 17 \text{ kN/m}^2$

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

Trottoir : $1 \times 0,20 \times 1 \times 25 = 6,25 \text{ kN/ml}$

Corniche : $(0,30 \times 0,52 + 0,7 \times 0,20) \times 0,85 \times 25 = 6,29 \text{ kN/ml}$

Revêtement : $3 \times 0,20 \times 20 = 12 \text{ kN/m}$

Etanchéité : $0,03 \times 2,5 \times 24 = 2,72 \text{ kN/m}$

Barrières BN4 : $0,65 \text{ kN/m}$

Total poids propre radier pour une poutre = $(9 + 25 + 6,25 + 6,29 + 12 + 2,72 + 0,65) \times 15 = 928,65 \text{ kN}$

Soit **92,87 tonnes**

Pour une travée = $92,87 \times 2 + 2,27 = 185,96 \text{ tonnes}$

- **Charges d'exploitation ou surcharges routières**

Il n'y a aucune nécessité de chargeur toute l'emprise de la chaussée. Il faut donc définir la largeur chargeable en fonction de la largeur roulable.

Largeur roulable L_r

La largeur roulable est la largeur mesurée entre dispositif de sécurité. Avec L_T la largeur totale de l'emprise de la route et L_{tr} la largeur du trottoir, on obtient :

$L_r = L_T - 2 \times L_{tr} = 5 - 2 \times 1 = 3 \text{ m}$, on a donc **$L_r = 3 \text{ m}$**

Classe de pont

La classe du pont est donné par le tableau suivant :

Tableau 63 : Classe du pont

Classe	Largeur Roulable
I	$\geq 7\text{m}$
II	$5,5 \text{ m} < L_r < 7\text{m}$
III	$\leq 5,5 \text{ m}$

Nous avons donc un pont de classe III, vu que $L_r = 3 \text{ m} < 5,5 \text{ m}$.

Largeur chargeable

Elle est calculée par :

$$L_c = L_r - 0,5 * n$$

Avec n le nombre de dispositif de retenue, dans notre cas nous n'avons pas de dispositif de sécurité donc $n = 0$;

$$L_c = L_r = 3 \text{ m}$$

On peut aussi obtenir le nombre de voies de la chaussée par la formule :

$$N = \text{Partie entière } (L_c/3) = 3/3 = 1, \text{ soit une voie sur la chaussée de 3 m de large.}$$

Système de charges A

Le système A se compose des charges uniformément réparties dont l'intensité dépend de la longueur L chargée exprimée en m qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont.

$$A_1(L) = \max[a_1 * (2,30 + \frac{36000}{L + 12}); (400 - 0,2 * L)]$$

Avec $L = 15 \text{ m}$ et le coefficient a_1 , assimilable à un coefficient de dégressivité transversale, est donné dans le tableau suivant :

Tableau 64 : Valeurs du coefficient de dégressivité transversale a_1

Classe du pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
I	1	1	0,9	0,75	0,75
II	1	0,9	-	-	-
III	0,9	0,8			

On a une valeur, pour la classe III, de $a_1 = 0,9$ donnant :

$$A_1(L) = \max[0,9 * (2,30 + \frac{36000}{15 + 12}); (400 - 0,2 * 15)]$$

$$A_1(L) = \max[1406,9; 397]$$

$$A_1(L) = 1406,9 \text{ daN/m}^2$$

La surcharge $A(L)$ est obtenue par la relation ci-dessous :

$$A(L) = a_2 * A_1(L)$$

Avec $a_2 = V_0/V$ ave V la largeur d'une voie $V = 3 \text{ m}$ et V_0 est fonction de la classe du pont.

✓ Classe I, $V_0 = 3,5 \text{ m}$

- ✓ Classe II, $V_0 = 3,0$ m
- ✓ Classe III, $V_0 = 2,75$ m

Donc $a_2 = V_0/V = 2,75 / 3 = 0,92$

D'où dans notre cas avec une voie chargée :

$$A(L) = 0,92 * 3 * 1406,9$$

$$A(L) = 3883,04 \text{ daN/ml}$$

Système de charges B

Les charges du système B sont subdivisées en trois groupes :

✓ Le système Bc

Le système Bc est un convoi composé d'une file de deux camions de 30 tonnes chacun. Selon le fascicule 61 titre II, on ne peut pas disposer plus de file que de voies, même si cela est possible. Dans notre cas, nous ne pouvons disposer que deux files longitudinalement et une file transversalement de camions sur toute la travée de 15 m de portée.

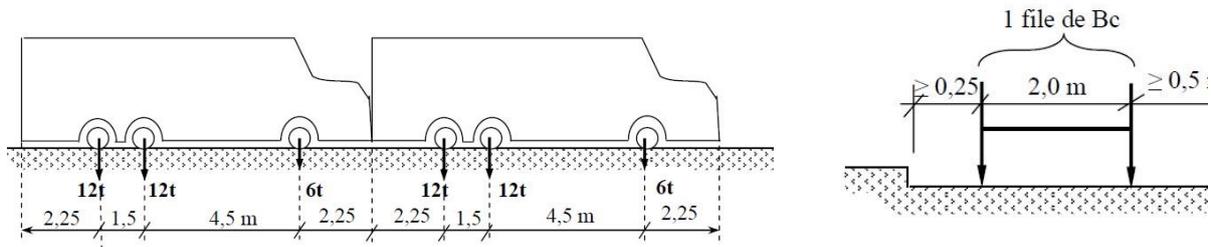


Figure 21 : Convoi du système Bc

Les valeurs des charges Bc sont multipliés par un coefficient b_c qui est fonction de la classe du pont et du nombre de file comme l'indique le tableau ci-dessous :

Tableau 65 : Valeurs du coefficient b_c

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	> 5
Classe du pont	I	1,2	1,1	0,95	0,8	0,75
	II	1,0	1,0	-	-	-
	III	0,9	0,8	-	-	-

Cas du système Bg - Niger

Dans cette configuration, le camion Bc de 30 tonnes du fascicule 61 titre II est remplacé par un camion Bc – Niger de 42 tonnes à quatre essieux.

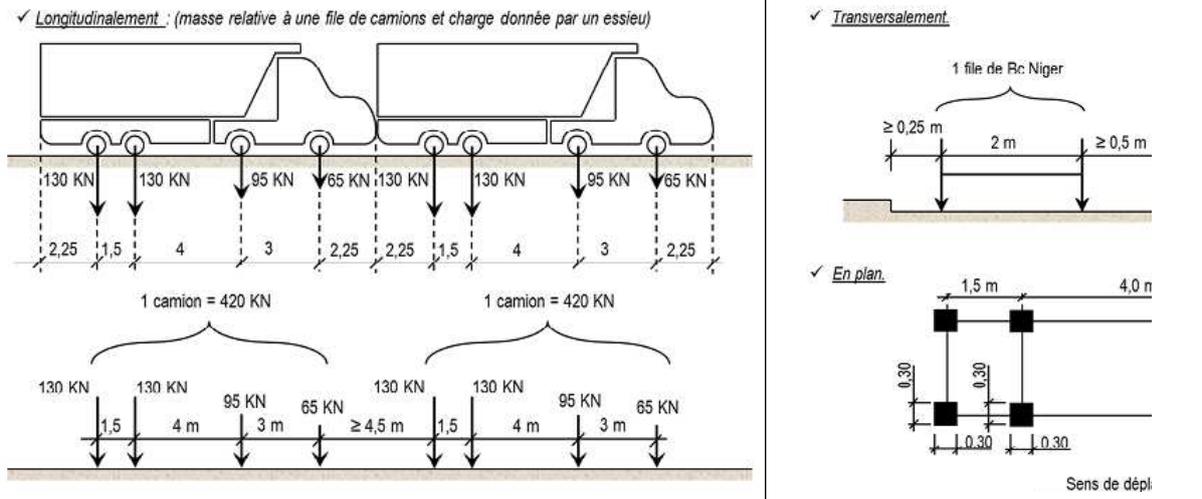


Figure 22 : Convoi du système Bc-Niger

Les valeurs des charges du système Bc qui sont prises en compte, sont multipliées par des coefficients bc données dans le fascicule 61 titre II en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées : 1,2 pour une voie chargée et 1,1 pour deux voies chargées.

✓ **Le système Bt**

Le système Br est composé d'une roue isolée portant une masse de 10 tonnes avec une surface rectangulaire d'impact sur la chaussée, uniformément chargée de 0,60 m transversalement et 0,30 m longitudinalement. Il est caractérisé par un tandem composé de deux essieux munis de roues simples pneumatiques. Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe, donc ne peut pas s'appliquer dans notre cas de pont de classe III.

✓ **Le système Br**

Ce système est composé d'une roue isolée de 10 tonnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

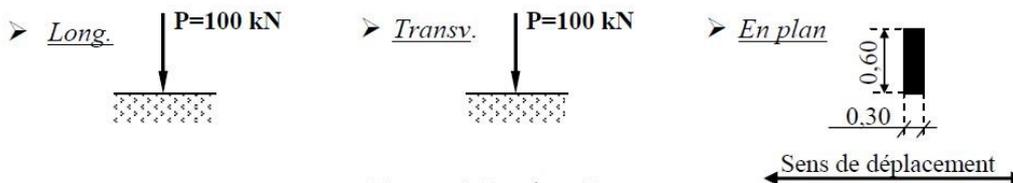


Figure 23 : Convoi du système Br

✓ **Coefficient de majoration dynamique**

Le calcul du coefficient de majoration pour effet dynamique des poutres et du hourdis est :

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

Avec L la portée de la travée ; G le poids total de l'ouvrage dans la travée et S le poids total le plus élevé des essieux de type B.

- **Cas des poutres**

L = 15 m

G = 1859,57 kN (calculé précédemment)

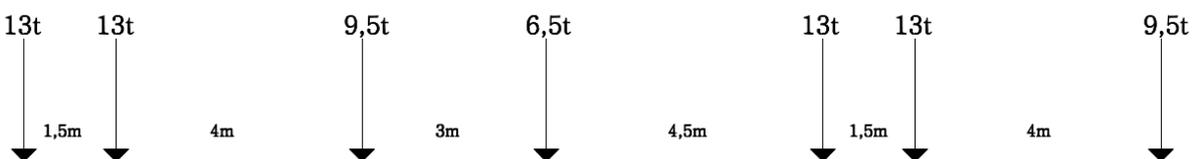
Surcharge S

❖ **Système Bc**



$$S_{bc} = 1 \text{ file} * 540 * 0,9 = 486 \text{ kN}$$

❖ **Système Bc - Niger**



$$S_{bc-Niger} = 1 \text{ file} * 680 * 1,2 = 816 \text{ kN}$$

❖ **Système Br**

$$S_{Br} = 10 \text{ tonnes} = 100 \text{ kN}$$

$$S = \max (S_{bc}; S_{bc} \text{-Niger}; S_{Br}) = \max (486; 816; 100) = \mathbf{816 \text{ kN}}$$

Le coefficient de majoration dynamique de la poutre est donc :

$$\delta_{poutre} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 15} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 * 1859,57}{816}}$$

$$\delta_{poutre} = \mathbf{1,16}$$

- Cas du hourdis

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

Lorsque la couverture est une dalle continue dans le cas d'un pont a poutres, on a :

- ❖ L = L_P si la portée des poutres L_P < L_r
- ❖ L = L_r si la portée des poutres L_P > L_r

Nous avons, dans le cadre de notre projet L_p la longueur de la poutre qui vaut 15 m et L_r la largeur roulable qui est de 3 m, donc L = L_r = 3 m.

Calcul de G

$$G = G_{poutre} - \text{Poids propre poutre} - \text{Poids des entretoises} * L$$

$$G = (66,04 - 9-1,13) * 3 = 167,73 \text{ tones} = 1677,3 \text{ kN}$$

$$G = \mathbf{1677,3 \text{ kN}}$$

Surcharge S

❖ **Système Bc**



$$S_{bc} = 1 \text{ file} * 300 * 0,9 = 270 \text{ kN}$$

❖ **Système Bc - Niger**



$$S_{bc-Niger} = 1 \text{ file} * 355 * 1,2 = 426 \text{ kN}$$

❖ Système Br

$$S_{Br} = 10 \text{ tonnes} = 100 \text{ kN}$$

$$S = \max (S_{bc}; S_{bc-Niger}; S_{Br}) = \max (270; 426; 100) = 426 \text{ kN}$$

$$S = 426 \text{ kN}$$

Le coefficient de majoration dynamique de le hourdis est donc :

$$\delta_{hourdis} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 3} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 * 1677,3}{426}}$$

$$\delta_{hourdis} = 1,29$$

🚧 Charges militaires Mc80

Les charges militaires Mc80 sont composées de véhicule de type Mc 80 comportant deux chenilles et répondant aux caractéristiques suivantes

- Masse totale : 72 t
- Longueur d'une chenille : 4,90 m
- Largeur d'une chenille : 0,85
- Distance d'axe à axe des deux chenilles : 2,80m.

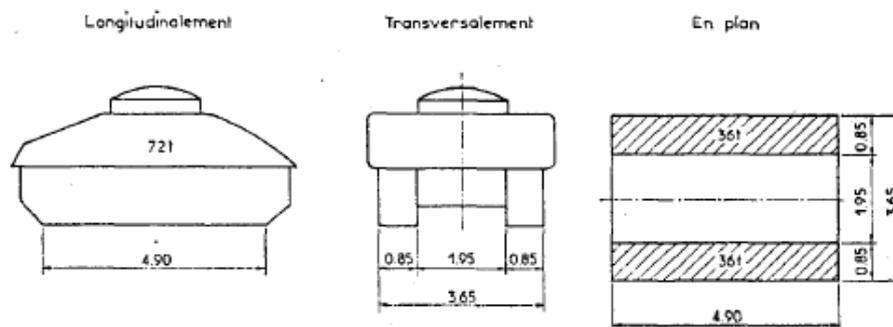


Figure 24 : Convoi des charges militaires Mc80

Le coefficient de majoration dynamique de cette charge est :

$$\delta_{Mc80} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 * G}{S}}$$

Avec : L = 15 m ; G = 185,96 t ;

Et la charge maximale pour le chargement Mc80 est : S = 1x 72 = 72 t

$$\delta_{Mc80} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 15} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 * 185,96}{720}}$$

$$\delta_{Mc80} = 1,15$$

Charges militaires Me80

Il est constitué d'un groupe de deux essieux distants de 1,50 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 22 tonnes, sa surface d'impact est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 3,50 et le côté longitudinal 0,12m.

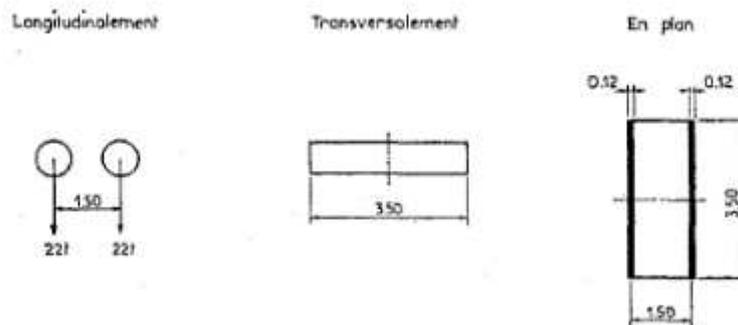


Figure 25 : Convoi des charges militaires Me80

C'est un rouleau de 22 tonnes pouvant être disposé sur toute la largeur de la chaussée.

Le coefficient de majoration dynamique de cette charge est :

$$\delta_{Me80} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * L} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 * G}{S}}$$

Avec : L = 15 m ; G = 185,96t ;

Et la charge maximale pour le chargement Me80 est : S = 1x 22 = 22 t

$$\delta_{Me80} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 15} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 * 185,96}{220}}$$

$$\delta_{Me80} = 1,12$$

Surcharges exceptionnelles

Sur les itinéraires classés pour permettre la circulation de convois lourds exceptionnels de l'un des types D ou E, les ponts doivent être calculés pour supporter ce type de véhicule. Nous optons de ne pas prendre en compte les surcharges exceptionnelles du fait de la classe de la route de notre projet.

Surcharge sur le trottoir

Le règlement prévoit deux systèmes de charges :

- Un système local destiné à la justification des éléments de couverture du tablier (hourdis) de valeur 4,5 kN/m²
- Un système général pour le calcul des poutres principales de valeur 1,5 kN/m²

Effort de freinage

L'effort de freinage correspondant à la charge A est égal à la fraction suivante du poids de cette dernière : $F = A * \frac{1}{(20+0,0035*S)}$

Dans laquelle S désigne en mètres carrés la surface chargée.

Charges sur les remblais

Sur les remblais d'accès aux ouvrages, on dispose une charge uniforme répartie sur toute la largeur de la plate-forme et d'intensité égale à : $S_r = 1 \text{ t/m}^2$; ou $S_r = 10 \text{ kN/m}^2$

Elle intervient dans la justification de la stabilité des culées.

Effort du vent

Pour une vitesse du vent prise égale à 150 km/h (cas des vents extrêmes) on évalue la force du vent à 0,2 t/m².

• Calcul des sollicitations

Les Coefficient de pondération pour les différentes charges sont consignés dans le tableau ci-après.

Tableau 66 : Coefficients de pondération des chargements

Type de charge	ELU	ELS
Charge permanente	1,35	1
Caractère normal (A, B*)	1,6	1,2
Caractère particulier (M*, D, E)	1,35	1
Charges sur trottoirs	1,6	1
Charge sur remblai	1,6	1,2
Charge due au vent	1,2	1

✚ Charges permanentes

Il s'agit de déterminer le moment fléchissant et l'effort normal d'une charge répartie sur une poutre sur appui simple.

$$M_{max-p} = \frac{P * L^2}{8} \quad \text{et} \quad T_{max-p} = \frac{P * L}{2}$$

Avec P la charge reprise par une poutre qui vaut la charge totale des poutres sur la travée divisée par le nombre de poutres par travée, soit $\frac{121,12}{2} = 60,56 \text{ kN/ml}$; et L la longueur de la travée qui vaut 15 m.

$$M_{max-p} = \frac{60,59 * 15^2}{8} \quad \text{et} \quad T_{max-p} = \frac{60,59 * 15}{2}$$

On obtient alors :

$$M_{max-p} = 1704,09 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad T_{max-p} = 454,43 \text{ kN}$$

✚ Charges d'exploitations

✓ Sollicitations dues à la charge A

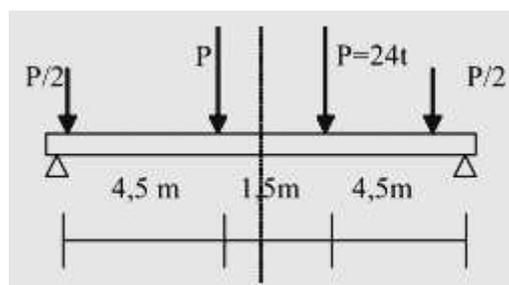
Les sollicitations dues à la charge A sont calculées comme suit avec A la valeur de la surcharge A calculé précédemment, $A(L) = 38,83 \text{ kN/ml}$:

$$M_{max-A} = \frac{A * L^2}{8} = \frac{38,83 * 15^2}{8} = 1092,09 \text{ kN.m}$$

$$T_{max-A} = \frac{A * L}{2} = \frac{38,83 * 15}{2} = 291,225$$

✓ Sollicitations dues aux charges Bc

Le moment fléchissant maximal d'un convoi de charge Bc sur une travée est atteint lorsque la travée est chargée comme suit :



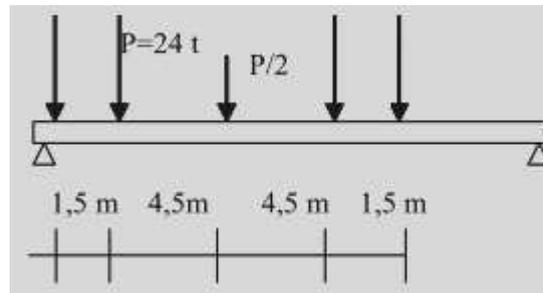
Le moment maximal est obtenu pour les portées de 15 m à $S = 0,375$ de l'axe et le moment maximal est donné par :

$$M_{max-Bc} = P * \left(0,75 * L + \frac{0,422}{L} - 3,375 \right)^2$$

$$M_{max-Bc} = 240 * \left(0,75 * 15 + \frac{0,422}{15} - 3,375 \right)^2$$

$$M_{max-Bc} = \mathbf{1896,75 \text{ kN.m}}$$

L'effort tranchant sur appui dû au convoi de charge Bc est donné par le chargement suivant de la travée :



Ce qui nous donne l'équation suivante :

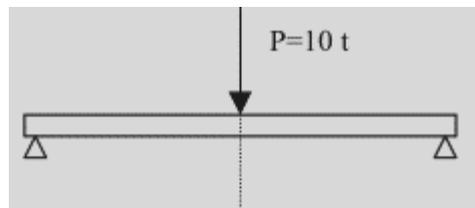
$$T_{max-Bc} = P * \left(4,5 - \frac{27}{L} \right)$$

$$T_{max-Bc} = 240 * \left(4,5 - \frac{27}{15} \right)$$

$$T_{max-Bc} = \mathbf{648 \text{ kN}}$$

✓ Sollicitations dues aux charges Br

Le moment fléchissant maximal d'un convoi de charge Br sur une travée est atteint lorsque la roue est située à l'axe transversale de la travée comme suit :



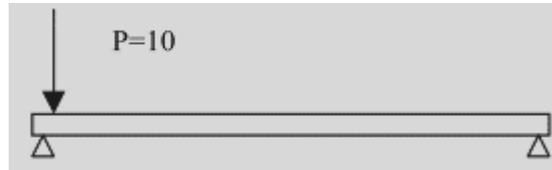
Le moment maximal est donné par :

$$M_{max-Br} = \frac{P * L}{4}$$

$$M_{max-Br} = \frac{100 * 15}{4}$$

$$M_{max-Br} = 375 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant maximum dans le cas de convoi de charge Bc est donné lorsque la roue est placée à l'appui de la travée :

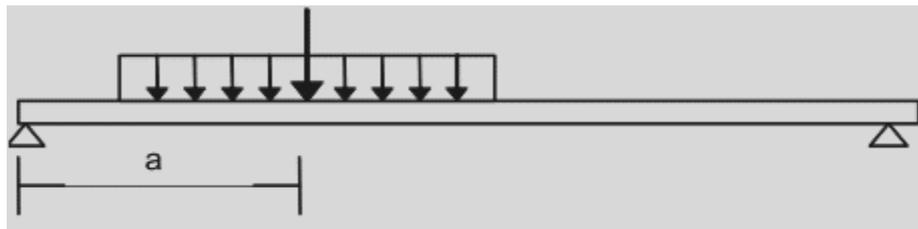


Ce qui nous donne l'équation suivante :

$$T_{max-Br} = P = 100 \text{ kN}$$

✓ Sollicitations dues aux charges militaires Mc80

Nous avons le moment fléchissant le plus défavorable lorsque la résultante P du convoi est situé dans l'axe longitudinal de la travée. D'où $a = L/2$ et b est la longueur de la chenille qui vaut 4,90 m.



Le moment maximal est donné par :

$$M_{max-Mc80} = \frac{P * L}{4} * \left(1 - \frac{b}{2 * L}\right)$$

$$M_{max-Mc80} = \frac{720 * 15}{4} * \left(1 - \frac{4,90}{2 * 15}\right)$$

$$M_{max-Mc80} = 2259 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant maximum dans le cas de convoi de charge Mc80 est donné par l'équation suivante :

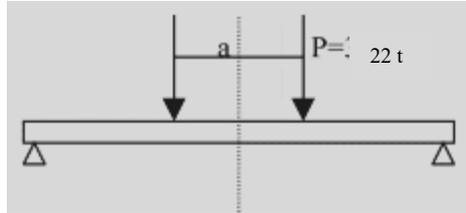
$$T_{max-Mc80} = P * \left(1 - \frac{b}{2 * L}\right)$$

$$T_{max-Mc80} = 720 * \left(1 - \frac{4,90}{2 * 15}\right)$$

$$T_{max-Mc80} = 602,4 \text{ kN}$$

✓ **Sollicitations dues aux charges militaires Me80**

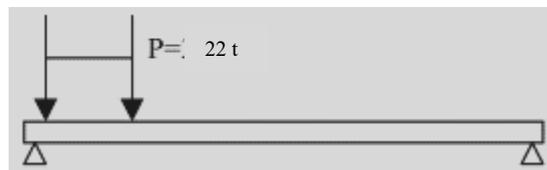
Nous avons le moment fléchissant le plus défavorable calculé au droit de la charge situé à 0,3375 m de l'axe longitudinal de la travée.



Le moment maximal est donné par :

$$M_{max-Me80} = \frac{P * L}{2} * \left(1 - \frac{a}{2 * L}\right)^2$$
$$M_{max-Me80} = \frac{220 * 15}{2} * \left(1 - \frac{1,50}{2 * 15}\right)^2$$
$$M_{max-Me80} = 1489,13 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant maximum dans le cas de convoi de charge Me80 est donné par l'équation suivante :



$$T_{max-Me80} = P * \left(2 - \frac{a}{L}\right)$$
$$T_{max-Me80} = 220 * \left(2 - \frac{1,50}{15}\right)$$
$$T_{max-Me80} = 418 \text{ kN}$$

✓ **Sollicitations dues aux surcharges de trottoir**

Avec la largeur du trottoir de 1 m, le poids du trottoir est $p = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ kN/ml}$

Le moment maximal est donné par l'expression :

$$M_{max-T} = \frac{P * L^2}{8}$$
$$M_{max-T} = \frac{1,5 * 15^2}{8}$$

$$M_{max-T} = 42,19 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant maximum dans le cas des surcharges de trottoir est :

$$T_{max-T} = \frac{P * L}{2}$$

$$T_{max-T} = \frac{1,5 * 15}{2}$$

$$T_{max-T} = 11,25 \text{ kN}$$

b) Coefficient de répartition transversale (CRT)

La répartition des sollicitations entre les poutres est le problème pour lequel des chercheurs comme COURBON, GUYON – MASSONNET et CART – FAUCHART ont menés des études pour l'élaboration des méthodes d'évaluation de cette dernière. Parmi ces méthodes, on a décidé pour notre projet de nous baser sur la Méthode de GUYON – MASSONNET. Cette méthode porte sur la détermination de nos coefficients de répartition transversale.

✚ Calcul du CRT

Les paramètres fondamentaux pour le calcul sont : $2b = L$ la largeur active = 5 m $\rightarrow b = 2,5$ m, $b_1 = b_0$ espacement entre les poutres $\rightarrow b_1 = 2,5$ m et $n =$ nombre de poutres $\rightarrow n = 2$.

Selon Guyon Massonnet le comportement du pont est défini par deux paramètres principaux :

- Le paramètre de torsion : $\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 * \sqrt{\rho_p * \rho_E}}$
- Le paramètre d'entrecroisement : $\theta = \frac{b}{L} * \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$

Le paramètre de torsion α prend en compte en plus des rigidités de flexion ρ_p et ρ_E celles de la torsion γ_E et γ_p , il caractérise l'influence de la torsion et varie entre 0 et 1.

- **Moment d'inertie de flexion I_{Gx}**

De la figure suivante présentant une section de la poutre en T, on peut noter pour notre projet les caractéristiques ci-après : $h_p = 0,9$ m ; $b_a = 0,40$ m ; $b_0 = 2,5$ m et $h_d = 0,20$ m.

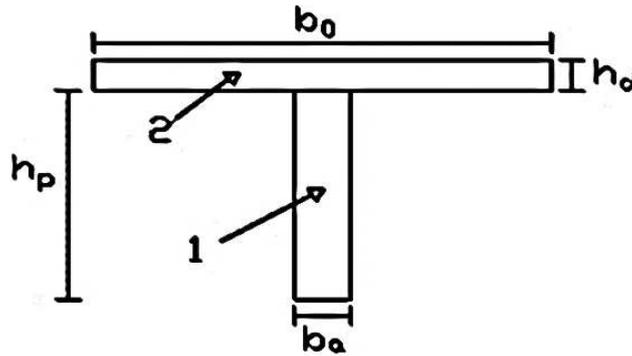


Figure 26 : Représentation de la poutre en T

Du théorème de HYGENS, on obtient : $I_{Gx} = I_{Gi} + S \cdot d^2$

Avec I_{Gx} l'inertie propre de la poutre (cm^4), $I_{Gi} = \frac{b \cdot h^3}{12}$ le moment d'inertie de l'élément considéré (section rectangulaire) en (cm^4), S la surface de l'élément considéré (cm^2) et d la distance entre la position du centre de gravité Y_G et l'axe de l'élément considéré en cm

$$Y_G = \frac{S_1 \cdot Y_1 + S_2 \cdot Y_2}{S_1 + S_2}$$

Les résultats du calcul de l'inertie de la section de poutre sont :

Tableau 67 : Résultats du calcul du moment d'inertie de la poutre

N° section	b (cm)	h (cm)	S (cm^2)	Y_{Gi} (cm)	M_{Gx} (cm^3)	I_{Gxi} (cm^4)	d (cm)	I_{Gx} (cm^4)	Y_G en cm
1	40	90	3600	45	162000	2430000	31,98	6111043,807	76,98
2	250	20	5000	100	500000	166666,7	23,02	2817018,208	
Total			8600		662000			8928062,02	

Nous avons alors $I_{Gx} = 0,0892806202 m^4$

- **Moment d'inertie de torsion K_p**

D'après la théorie de l'analogie de la membrane, l'inertie de torsion de longueur n et de largeur a est donné par l'expression : $K_p = T_1 + T_2$

- Moment d'inertie de la partie horizontale T_1

$$T_1 = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * b_0 * (h_d)^3 = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * 2,50 * (0,20)^3 = 0,00333 m^4$$

- Moment d'inertie de la partie verticale T_2

$$T_2 = K * \left(2 * \frac{h_p}{b_a}\right) * h_p * (b_a)^3 = K * (4,5) * 0,9 * (0,4)^3$$

Or d'après la formule de Sâada : $K = \frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^2} * \frac{1}{6,5} * \tan h \left(\frac{\pi}{2} * 6,5 \right) = 0,333$

$$T_2 = 0,333 * (4,5) * 0,9 * (0,4)^3 = 0,086314 \text{ m}^4$$

D'où : $K_p = T_1 + T_2 = 0,003333 + 0,086314 = 0,0896473 \text{ m}^4$

$$\mathbf{K_p = 0,08964733 \text{ m}^4}$$

- **Rigidité de torsion γ_E et γ_P**

Sachant que le module d'élasticité longitudinale du béton $E_b = 34179,558 \text{ MPa}$ et que la demi-largeur active du pont est $b = (\text{nombre de poutres} * \text{espacement des poutres}) / 2 = (2 * 2,50) / 2$ soit $b = 2,50 \text{ m}$; On a alors :

$$\gamma_p = \frac{E * K_p}{2 * b} = K_p * \frac{E_b}{2 * b} = 0,0896473 * \frac{34179,558}{2 * 2,50}$$

$$\mathbf{\gamma_p = 612,821}$$

$$\gamma_E = \frac{E * K_E}{2 * L} = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * (h_d)^3 * \frac{E_b}{2} = \frac{1}{2} * \frac{1}{3} * (0,20)^3 * \frac{34179,558}{2}$$

$$\mathbf{\gamma_p = 22,78}$$

- **Paramètres fondamentaux α et θ**

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 * \sqrt{\rho_p * \rho_E}} \quad \text{et} \quad \theta = \frac{b}{L} * \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$$

Avec :

$$\rho_p = I_{Gx} * \frac{E_b}{E_p} = 0,0892806202 * \frac{34179,558}{2,50} = \mathbf{1220,629}$$

$$\rho_E = I_h * E_b = \frac{(0,20)^3}{12} * 34179,558 = \mathbf{22,786}$$

Ainsi :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2 * \sqrt{\rho_p * \rho_E}} = \frac{612,821 + 22,78}{2 * \sqrt{1220,629 * 22,786}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\alpha = 1,91}$$

$$\theta = \frac{b}{L} * \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_E}} = \frac{2,50}{15} * \sqrt[4]{\frac{1220,629}{22,786}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{\theta = 0,45}$$

- **Détermination du CRT des poutres**

Le coefficient de répartition transversale est donné par l'expression :

$$\eta = \frac{K}{n}$$

Avec n le nombre de poutre et K un coefficient déterminé par les tableaux de Guyon Massonnet.

➤ **Courbe de K**

- **Interpolation suivant α**

Pour un travail donné, Sattler a proposé les relations suivantes car l'interpolation n'est pas linéaire ;

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) * \alpha^{0,05} \quad 0 \leq \theta \leq 0,1$$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) * \alpha^{(1-e^{\theta_0})} \quad 0,1 \leq \theta \leq 1 \quad \text{avec } \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663}$$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) * \sqrt{\alpha} \quad \theta > 1$$

K_1 et K_0 sont données par les tableaux de Guyon-Massonnet en fonction de θ , e et y.

Pour $\theta = 0,45$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0) * 1,91^{(1-e^{-0,58})} = 1,33K_1 - 0,33K_0$$

- **Interpolation suivant y (la position de la poutre)**

$$Y = 2,5 + 2,5 = 5,0 \text{ m et } b = 2,5 \text{ m, donc } y = \frac{5}{2,5} b = 2 b$$

Les tableaux de Massonnet donnent les valeurs de K pour

$$K_{0,75b} = K_{|y=3b/4} \quad \text{et} \quad K_b = K_{|y=b}$$

$$K_{2b} = K_{0,75b} + (K_b - K_{0,75b}) \frac{2 - 0,75}{1 - 0,75}$$

$$K_{2b} = 5K_b - 4K_{0,75b}$$

$$K_{|y=2b} = 5K_{|y=b} - 4K_{|y=3b/4}$$

- **Interpolation suivant θ**

$\theta = 0,45$, correspond à l'une des valeurs de θ des tableaux de Massonnet, on a donc pas besoin d'interpoler suivant θ .

En résumé, on a deux interpolations à faire, on choisit par ordre :

$$1) K_{|y=2b} = 5K_{|y=b} - 4K_{|y=3b/4}$$

$$2) K_{|\alpha=1,91} = 1,33K_1 - 0,33K_0$$

Il ne reste plus qu'à trouver $K = K(e)$. On détermine tout d'abord un tableau pour $\theta = 0,45$.

- **Tableau pour $\theta = 0,45$**

Tableau 68 : Calcul de K par la méthode de Massonnet

$\theta = 0,45$		e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K_0	$K_{3b/4}$	-1,0640	-0,6060	-0,1402	0,3495	0,8811	1,4671	2,1063	2,7708	3,4340	
	K_b	-1,6003	-1,0640	-0,5152	0,0730	0,7355	1,5059	2,4061	3,4340	4,5496	
	K_{3b}	-3,7455	-2,8960	-2,0152	-1,0330	0,1531	1,6611	3,6053	6,0868	9,0120	
K_1	$K_{3b/4}$	0,5202	0,5969	0,6881	0,8029	0,9458	1,1152	1,3013	1,4809	1,6291	
	K_b	0,4418	0,5202	0,6142	0,7355	0,8933	1,0938	1,3400	1,6291	1,9476	
	K_{3b}	0,1282	0,2134	0,3186	0,4659	0,6833	1,0082	1,4948	2,2219	3,2216	
K_α	K_θ	1,4065	1,2395	1,0888	0,9605	0,8583	0,7927	0,7983	0,9465	1,3108	

Les valeurs de K_0 et de K_1 pour $K_{3b/4}$ et K_b sont recopiées directement à partir des tableaux de Massonnet (les 2 premières lignes pour chaque K) ; Ensuite, on effectue une Première interpolation sur y pour obtenir $K_{0,95b}$; La deuxième interpolation a été effectuée sur α en utilisant la 3^{ème} ligne pour chaque K pour obtenir la dernière ligne $K_{\theta 1}$,
 $K_\alpha = 0,14 K_0 + 0,86 K_1$

- **Valeurs de K calculées**

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K	1,4065	1,2395	1,0888	0,9605	0,8583	0,7927	0,7983	0,9465	1,3108

Les valeurs de K que l'on vient de déterminer vont nous permettre de tracer la courbe $K = K(e)$ représentant la ligne d'influence (Li) de K pour la poutre.

➤ **Calcul du CRT**

Pour $b = 2,5$ m

e	-2,5	-1,875	-1,25	-0,625	0	0,625	1,25	1,875	2,5
K	1,4065	1,2395	1,0888	0,9605	0,8583	0,7927	0,7983	0,9465	1,3108

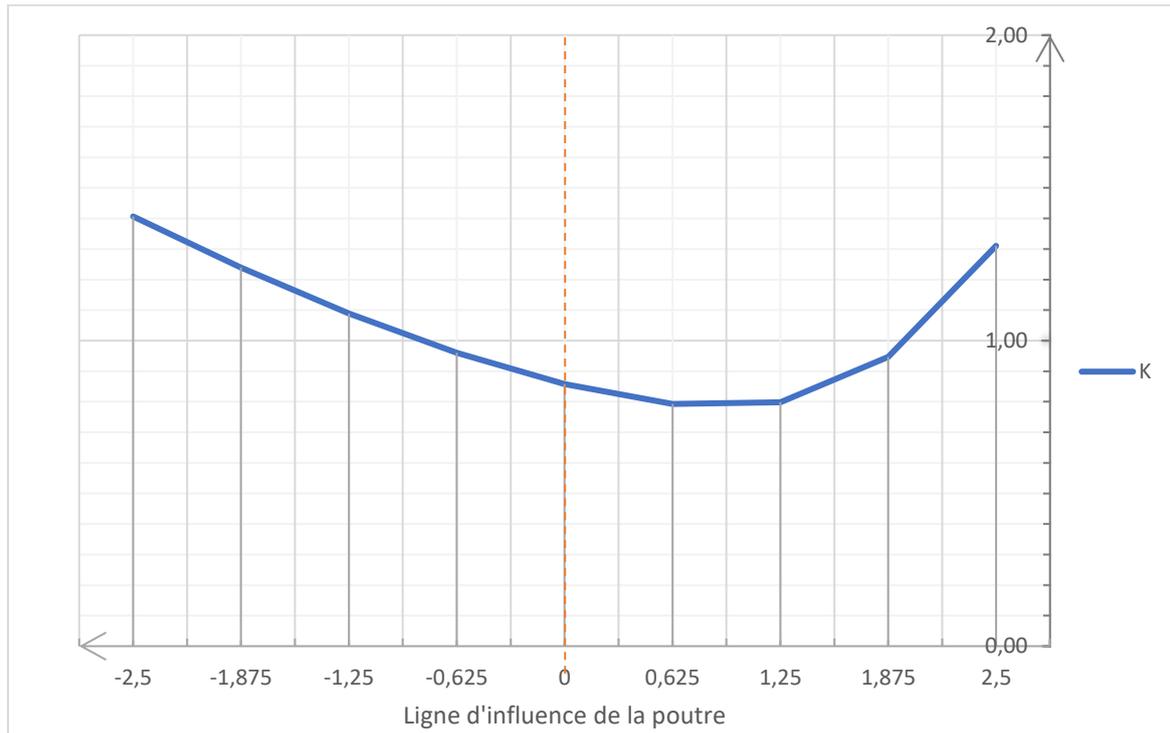


Figure 27 : Ligne d'influence de la poutre

- Système de charges A

On place la charge A suivant les règlements de chargement de la manière la plus défavorable. C'est pourquoi en se basant sur la variation de a_1 et de la longueur de chargement L_{a1} on essaye le cas de notre projet celui d'une voie chargée. Nous savons que :

- Largeur roulable $L_c = 3$ m
- Une voie avec $V = 3$ m
- Pont de classe III
- Paramètre $a_1 = 0,9$

Le coefficient K pour ce cas est l'aire ω_{AL} de la Li correspondant à la charge divisée par la largeur du chargement :

$$K_{AL} = \frac{\omega_{AL}}{L_{AL}} = \frac{1}{3} * \left(\frac{1}{2} * 0,95 + 0,80 + \frac{1}{2} * 0,89 \right) * \frac{2,5}{4} = 0,36$$

Le CRT est donc :

$$\eta_{AL} = \frac{K}{n} = \frac{0,43}{2} = 0,18$$

$$\eta_{AL} * a_1 * L_{AL} = 0,18 * 0,9 * 3 = 0,48$$

$$\mathbf{CRT_{AL} : \eta_{AL} * a_1 * L_{AL} = 0,48}$$

- **Système de charges Bc**

Le cas le plus défavorable est le cas où on a deux files de camions Bc, avec $bc = 1,10$. Mais étant donné qu'on ne peut avoir un plus grand nombre de files que de voies, dans notre cas, le cas le plus défavorable c'est lorsqu'une file de camion Bc est sur la travée avec $bc = 1,2$. Les K_i sont déterminés graphiquement.

$$K_{Bc} = \frac{1}{2} * \sum_{i=1}^2 K_i = \frac{1}{2} * (K_1 + K_2) = \frac{1}{2} * (1,13 + 0,80) = 0,965$$

$$\eta_{Bc} = \frac{K}{n} = \frac{0,965}{2} = 0,48$$

$$\eta_{Bc} * 1,2 = 0,48 * 1,2 = 0,58$$

Le CRT à retenir est

$$\mathbf{CRT_{Bc} : \eta_{Bc} * 1,2 = 0,58}$$

- **Système de charges Br**

Le système de chargement Br est un système composé d'une roue de 10 tonnes.

$$\eta_{Br} = \frac{K}{n} = \frac{0,93}{2} = 0,47$$

- **Système de charges Mc80**

$$K_{Mc80} = \frac{1}{4} * \sum_{i=1}^4 K_i = \frac{1}{4} * (K_1 + K_2 + K_3 + K_4) = \frac{1}{4} * (0,95 + 0,80 + 1,10 + 1,32)$$

$$K_{Mc80} = 1,04$$

$$\mathbf{CRT_{Mc80} : \eta_{Mc80} = \frac{K}{n} = \frac{1,04}{2} = 0,52}$$

- **Système de charges Me80**

$$K_{Me80} = \frac{1}{4} * \sum_{i=1}^4 K_i = \frac{1}{4} * (K_1 + K_2 + K_3 + K_4) = \frac{1}{4} * (0,95 + 0,82 + 0,81 + 0,86)$$

$$K_{Me80} = 0,86$$

$$\mathbf{CRT_{Me80} : \eta_{Me80} = \frac{K}{n} = \frac{0,86}{2} = 0,43}$$

- **Trottoirs**

Le cas le plus défavorable de chargement sur le trottoir est notifié lorsque les deux trottoirs sont chargés. On a alors

$$K_{tr} = \frac{\omega_{tr}}{L_{tr}} = \frac{2,36}{2} = 1,18$$

$$CRT_{tr} : \eta_{tr} = \frac{K}{n} = \frac{1,18}{2} = 0,59$$

Tableau 69 : Récapitulatif des valeurs de K et CRT des surcharges

Surcharges		Valeurs des k	Valeurs des CRT
Civiles	A	0,36	0,48
	Bc	0,97	0,58
	Br	0,93	0,47
Militaires	Mc80	1,04	0,52
	Me80	0,86	0,43
Trottoirs		1,18	0,59

c) Sections d'armatures des poutres

Hypothèses de calcul

La poutre sera dimensionnée comme une poutre en T avec comme table de compression le hourdis. Les caractéristiques de poutre sont $b_0 = 0,4$ m ; $b_1 = 2,50$ m ; $h_p = 0,9$ m et $h_0 = 20$ cm.

Résistance de l'acier Fe = 500 MPa

Résistance du béton a la compression a 28 jours $f_{c28} = 30$ MPa

Résistance du béton a la traction a 28 jours $f_{t28} = 2,4$ MPa

L'enrobage e est pris égale à 3 cm

Le diamètre du plus grand granulat est de 25 mm

$\gamma_b = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$

Le calcul des sections d'aciers se feront à l'ELS vu que la fissuration est préjudiciable et le calcul de l'effort tranchant se fera à l'ELU.

✚ **Calcul de la section d'armatures longitudinales**

- **Calcul de M_{tser}**

$$M_{ser} = 3,01 \text{ MN.m}$$

M_{tser} est le moment de résistance de la section, il doit être inférieur à M_{ser} pour que la structure de la poutre soit considérée en T. Il est déterminé par l'expression :

$$M_{tser} = \frac{\overline{\sigma}_{st} * \left(d - \frac{h_0}{3}\right) * b * h_0^2}{30 * (d - h_0)}$$

Avec : $d = h_p + h_0 - e - 5 = 90 + 20 - 30 - 5 = 0,75 \text{ m}$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{2} * f_e \\ 110 * \sqrt{n * f_{t28}} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{2} * 500 \\ 110 * \sqrt{1,6 * 2,4} \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 333,33 \\ 215,56 \end{array} \right. = 215,56 \text{ Mpa}$$

$$M_{tser} = \frac{215,56 * \left(0,75 - \frac{0,20}{3}\right) * 0,90 * 0,20^2}{30 * (0,75 - 0,20)}$$

$$\mathbf{M_{tser} = 0,321 \text{ MN.m}}$$

Ainsi $M_{tser} < M_{ser}$, la section de la poutre est donc en T.

- **Calcul de M_{serb}**

$$M_{serb} = \frac{1}{2} * b * d^2 * \overline{\sigma}_{bc} * \overline{\alpha}_{ser} * \left(1 - \frac{\overline{\alpha}_{ser}}{3}\right)$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 30 = 18 \text{ MPa}$; $n = 15$

$$\overline{\alpha}_{ser} = \frac{n * \overline{\sigma}_{bc}}{n * \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 * 18}{15 * 18 + 215,56} = 0,556$$

$$M_{serb} = \frac{1}{2} * 0,9 * 0,75^2 * 18 * 0,556 * \left(1 - \frac{0,556}{3}\right)$$

$$\mathbf{M_{serb} = 2,06 \text{ MN.m}}$$

$M_{ser} > M_{serb}$, il y a des aciers comprimés.

- **Calcul des sections d'aciers**

✓ **Aciers tendus**

$$\overline{\alpha}_{ser} = \frac{n * \overline{\sigma}_{bc}}{n * \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{\overline{Y}_{ser}}{d} \rightarrow \overline{Y}_{ser} = \overline{\alpha}_{ser} * d = 41,7 \text{ cm}$$

$$\bar{Z}_{ser} = d - \frac{\bar{Y}_{ser}}{3} = 61,10 \text{ cm}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{serb}}{\bar{Z}_{ser} * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{2,06}{0,6110 * 215,56} * 10000$$

$$A_{st1} = 156,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{st2} = \frac{M_{ser} - M_{serb}}{(d - d') * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{3,01 - 2,06}{0,75 - 0,09 * 215,56} * 10000$$

$$A_{st2} = 66,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$$

$$A_{st} = 223,24 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de non fragilité**

Il s'agit entre autre de vérifier si la section d'aciers est supérieure à la section d'aciers minimale.

$$A_{smin} = \frac{0,23 * f_{t28}}{f_e} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{0,23 * 2,4}{500} * 0,9 * 0,75$$

$$A_{smin} = 7,45 \text{ cm}^2$$

On a donc $A_{smin} = 7,45 \text{ cm}^2 < A_{st} = 223,24 \text{ cm}^2$

On choisit comme armatures longitudinales **18HA40** équilibrant une section de **226,18 cm²**.

✓ **Aciers comprimés**

$$A_{sc} = \frac{M_{ser} - M_{serb}}{(d - d') * \bar{\sigma}_{sc}}$$

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_{sc} = n * \bar{\sigma}_{bc} * \frac{\alpha_{ser} * d - d'}{\alpha_{ser} * d} = 211,73 \text{ MPa}$$

$$A_{sc} = \frac{3,01 - 2,06}{(0,75 - 0,09) * 211,73} * 10000$$

$$A_{sc} = 67,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 7,45 \text{ cm}^2 < A_{sc} = 67,98 \text{ cm}^2$$

On choisit comme armatures longitudinales **9HA32** équilibrant une section de **72,38 cm²**.

✚ Calcul de la section d'armatures d'âme A_t

Suivant le BEAL 91, la justification des contraintes tangentés ne se fait qu'aux états limites ultimes (ELU). Ce qui permet généralement d'obtenir un comportement satisfaisant en service moyennant l'application de dispositions constructives diverses.

- Contrainte de cisaillement

La largeur de l'âme $B = 40$ cm et la hauteur utile réelle $d' = 110$ cm ; la contrainte de cisaillement est donnée par l'expression :

$$\tau_u = \frac{N_u}{B * d'} = \frac{1,181}{0,40 * 1,10} = \mathbf{2,68 MPa}$$

- Contrainte limite de fissuration

En fissuration très préjudiciable, la contrainte ultime de cisaillement vaut :

$$\tau_{ultim} = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} * f_{c28} ; 4 MPa\right) = \min\left(\frac{0,15}{1,5} * 30 ; 4 MPa\right) = \mathbf{3 MPa}$$

En conclusion $\tau_u < \tau_{ultim}$, **la condition est respectée.**

- Section d'armatures

$$A_t < \min\left(\frac{h}{35} ; A_{tlim} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{90}{35} ; 14 ; \frac{40}{10}\right) = \mathbf{2,57 cm^2}$$

On prend pour les armatures d'âmes des **HA 10** et on prévoit **3 brins** espacés de 15 cm équilibrant une section de **3,14 cm²**.

- Calcul des espacements St

L'état limite des aciers soumis à une contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\frac{A_t * f_e}{B * St} \geq \frac{\gamma_s * (\tau_u - 0,3f_{t28} * K)}{0,9} \quad \Leftrightarrow St \leq \frac{0,9 * A_t * f_e}{B * \gamma_s * (\tau_u - 0,3f_{t28} * K)}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage donc $K = 1$

$$St \leq \frac{0,9 * 3,14 * 500}{40 * 1,15 * (2,68 - 0,3 * 2,4)} = \mathbf{15,67 cm}$$

$$\mathbf{St \leq 15,67 cm \quad (1)}$$

A l'état limite de non-fragilité ou de section minimale on a :

$$\frac{A_t * f_e}{B * St} \geq 0,40 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad St \leq 9,813 \text{ cm} \quad (2)$$

En se référant à la condition d'acier minimum on a :

$$St_{max} \leq \min(0,9 * d' ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 * 1,10 ; 0,4\text{m}) = 40 \text{ cm} \quad (3)$$

De ces trois différents choix (1), (2) et (3), nous choisissons un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

d) Calcul du hourdis

✚ Sollicitations

P : charge / m^2 de dalle	TRAPEZE	TRIANGLE ($\alpha=1$)
Efforts tranchants	$p_V(\text{eq}) = p \cdot \frac{l_x}{2} \cdot (1 - \frac{\alpha}{2})$	$p_V(\text{eq}) = p \cdot \frac{l_x}{4}$
Moments fléchissants	$p_M(\text{eq}) = p \cdot \frac{l_x}{2} \cdot (1 - \frac{\alpha^2}{3})$	$p_M(\text{eq}) = p \cdot \frac{l_x}{3}$

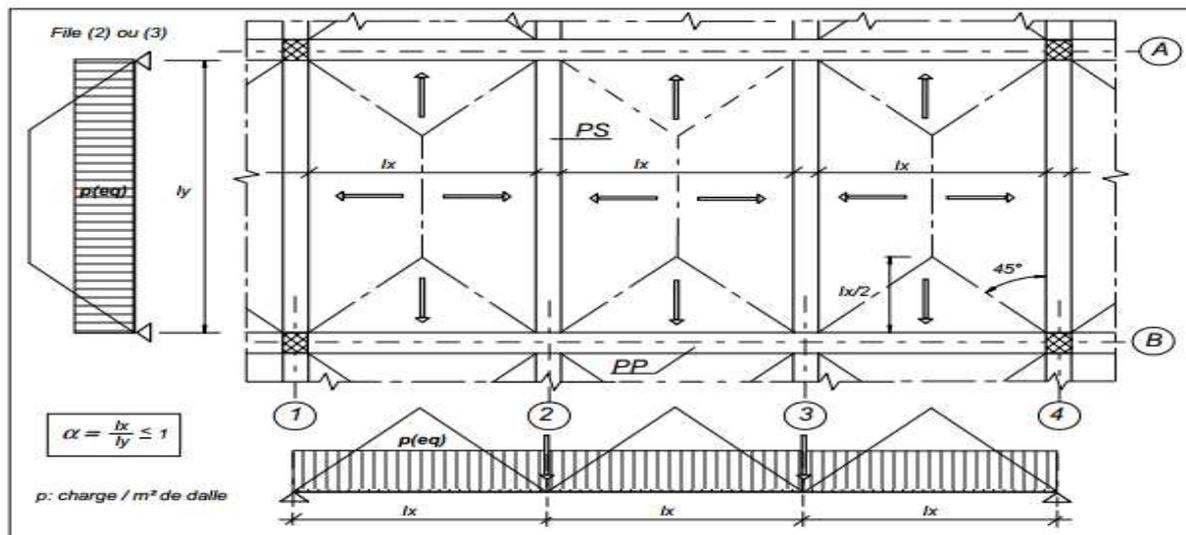


Figure 28 : Représentation du chargement d'une dalle

Tableau 70 : Calcul des sollicitations sur la dalle

Charges	Formules	Valeurs
Charges permanentes	$M_{max} = \frac{P * L^2}{8}$	10,16 kN.m
	$T_{max} = \frac{P * L}{2}$	10,78 kN
Système Bc	$M_{max} = P * (1 - \frac{a}{L})^2$	52,66 kN.m

Avec a = 0,5	$T_{max} = P * \left(1 - \frac{a}{L}\right)$	52,04 kN
Système Br	$M_{max} = \frac{P * L}{4}$	94,25 kN.m
	$T_{max} = P$	100 kN
Système Mc80 Avec b = 1	$M_{max} = \frac{PL}{4} * \left(1 - \frac{b}{2 * L}\right)$	120,12 kN.m
	$T_{max} = P * \left(1 - \frac{b}{2 * L}\right)$	127,45 kN
Système Me80	$M_{max} = \frac{P * L^2}{8}$	97,71 kN.m
	$T_{max} = \frac{P * L}{2}$	103,7 kN

Les sollicitations calculées sont majorées par les coefficients de majoration dynamique pour le hourdis.

Surcharges		Coefficient de majoration	Moment fléchissant kN.m		Effort tranchant kN	
			Non majoré	Majoré	Non majoré	Majoré
Civiles	Bc	1,33	52,66	70,04	52,04	69,21
	Br	1,36	94,25	128,18	100,00	136,00
Militaires	Mc80	1,41	120,45	169,83	127,45	179,70
	Me80	1,31	97,71	128,00	103,70	135,85
Charges permanentes		-	10,16	10,16	10,78	10,78

Pour le calcul du ferrailage ces efforts seront par la suite multipliés par 0,5 pour le calcul du ferrailage de l'appui et 0,8 pour le ferrailage en travée.

Après calcul, nous obtenons :

	ELU		ELS	
	Moment fléchissant Mu kN.m	Effort tranchant Tu kN	Moment fléchissant Mser kN.m	Effort tranchant Tser kN
Efforts	242,99	257,15	179,99	190,48
Appui	121,50	128,58	90,00	95,24
Travée	194,39	205,72	144,00	152,39

Calcul des sections d'armatures

Les armatures d'aciers seront calculées à l'ELU et vérifiées à l'ELS.

On a l'épaisseur de la dalle $h_0 = 20$ cm et la largeur de la dalle $b = 100$ cm.

Appuis

- Vérification de la présence d'aciers comprimés

Pour vérifier s'il y'a ou pas d'aciers comprimés, il faut calculer le moment réduit ultime et la comparé au moment réduit limite qui vaut $\mu_l = 0,373$ pour le cas des aciers Fe E500.

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \overline{\sigma}_{bu}}$$

Avec $d = \min(0,9 * h_0 ; h - c - 3) = 14 \text{ cm}$

$$\overline{\sigma}_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 30}{0,85 * 1,5} = 20 \text{ MPa} \text{ avec } \theta = 0,85 \text{ (contrainte limite du béton)}$$

$$\mu = \frac{0,1215}{1 * 0,18^2 * 20} = 0,18$$

On a alors $\mu_l > \mu$, il n'y a donc pas d'aciers comprimés.

- Section d'aciers

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b * \overline{\sigma}_{st}}$$

Avec, $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,18}) = 0,25$

$$Z_b = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 12,6 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{0,1215}{0,126 * 434,78} * 10000$$

$$A_{st} = 22,18 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de non fragilité

Il s'agit entre autre de vérifier si la section d'aciers est supérieure à la section d'aciers minimale.

$$A_{smin} = \frac{0,23 * f_{t28}}{f_e} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{0,23 * 2,4}{500} * 1 * 0,14$$

$$A_{smin} = 1,55 \text{ cm}^2$$

On a donc $A_{smin} = 1,55 \text{ cm}^2 < A_{st} = 22,18 \text{ cm}^2$

On choisit comme armatures **12HA16** équilibrant une section de **24,13 cm²** avec un espacement de 8 cm.

Travée

- Vérification de la présence d'aciers comprimés

Pour vérifier s'il y'a ou pas d'aciers comprimés, il faut calculer le moment réduit ultime et la comparé au moment réduit limite qui vaut $\mu_l = 0,373$ pour le cas des aciers Fe E500.

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \overline{\sigma}_{bu}}$$

Avec $d = \min(0,9 * h_0 ; h - c - 3) = 14 \text{ cm}$

$$\overline{\sigma}_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 30}{0,85 * 1,5} = 20 \text{ MPa} \text{ avec } \theta = 0,85 \text{ (contrainte limite du béton)}$$

$$\mu = \frac{0,205}{1 * 0,18^2 * 20} = 0,31$$

On a alors $\mu_l > \mu$, il n'y a donc pas d'aciers comprimés.

- Section d'aciers

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b * \overline{\sigma}_{st}}$$

Avec, $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,31}) = 0,48$

$$Z_b = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 11,32 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{0,205}{0,1132 * 434,78} * 10000$$

$$A_{st} = 41,65 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de non fragilité

Il s'agit entre autre de vérifier si la section d'aciers est supérieure à la section d'aciers minimale.

$$A_{smin} = \frac{0,23 * f_{t28}}{f_e} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{0,23 * 2,4}{500} * 1 * 0,14$$

$$A_{smin} = 1,55 \text{ cm}^2$$

On a donc $A_{smin} = 1,55 \text{ cm}^2 < A_{st} = 41,65 \text{ cm}^2$

On choisit comme armatures **9HA25** équilibrant une section de **44,18 cm²** avec un espacement de 10 cm.

✚ Vérification des aciers à l'ELS

$$Y_1 = -3 * (Z - d)$$

On a Y_1 vaut 4,2 cm à l'appui et 8,04 cm en travée.

$$\sigma_b = \frac{2 * M_{ser}}{b * Y_1 * \left(d - \frac{Y_1}{3}\right)} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s * \left(d - \frac{Y_1}{3}\right)}$$

	Moment ELS en kN.m	σ_b MPa	Contrainte admissible du béton MPa	σ_s MPa	Contrainte admissible acier MPa
Appui	90	3,4	18	145,51	200
Travée	144	3,16	18	143,80	200

Toutes les contraintes sont vérifiées, le dimensionnement est donc bon.

e) Calcul de l'encorbellement

✚ Sollicitations

Tableau 71 : Calcul des sollicitations de l'encorbellement

Charges	Formules	Valeurs
Charges permanentes	$M_{max} = \frac{P * L}{2}$	3,25 kN.m
	$T_{max} = P$	6,25 kN
Roue isolée Avec P = 60 kN	$M_{max} = P * L$	60 kN.m
	$T_{max} = P$	60 kN
Charge de 450 kg / m ²	$M_{max} = \frac{P * L^2}{2}$	2,25 kN.m
	$T_{max} = P * L$	4,50 kN

✚ Efforts aux états limites

	ELU		ELS	
	Moment fléchissant Mu kN.m	Effort tranchant Tu kN	Moment fléchissant Mser kN.m	Effort tranchant Tser kN
Valeurs	100,39	104,44	63,25	66,25

f) Calcul des entretoises

✚ Sollicitations

La réaction du vérin est donnée par l'expression suivante

$$R = \frac{P}{2 * N} = \frac{1964,2}{2 * 2} = 491,05 \text{ kN}$$

Avec P le poids total du tablier et N le nombre de poutres. Après avoir modélisé la structure sur ROBOT, nous avons les sollicitations suivantes : $M_u = 121,24 \text{ kN.m}$ (appuis) ;

$M_u = 194,39 \text{ kN.m}$ (travée) et $T_{\max} = 213,6 \text{ kN}$.

✚ Armatures d'aciers longitudinales

Appuis

$M_u = 121,24 \text{ kN.m}$ et $h = 0,6 \text{ m}$.

- Vérification de la présence d'aciers comprimés

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \sigma_{bu}}$$

Avec $d = \min(0,9 * h_0 ; h - c - 3) = 0,53 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{0,121}{1 * 0,53^2 * 20} = 0,021$$

On a alors $\mu > \mu_c$, il n'y a donc pas d'aciers comprimés.

- Section d'aciers

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b * \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{0,121}{0,52 * 434,78} * 10000$$

$$A_{st} = 5,35 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de non-fragilité

Il s'agit entre autre de vérifier si la section d'aciers est supérieure à la section d'aciers minimale.

$$A_{smin} = \frac{0,23 * f_{t28}}{f_e} * b * d$$

$$A_{smin} = 0,58 \text{ cm}^2$$

On a donc $A_{smin} = 0,58 \text{ cm}^2 < A_{st} = 5,35 \text{ cm}^2$

On choisit comme armatures **5HA12** équilibrant une section de **5,65 cm²** avec un espacement de 10 cm.

Travée

Mu = 194,39 kN.m et h = 0,6 m.

- Vérification de la présence d'aciers comprimés

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \bar{\sigma}_{bu}}$$
$$\mu = \frac{0,194}{1 * 0,53^2 * 20} = 0,034$$

On a alors $\mu > \mu$, il n'y a donc pas d'aciers comprimés.

- Section d'aciers

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_b * \bar{\sigma}_{st}}$$
$$A_{st} = \frac{0,194}{0,5208 * 434,78} * 10000$$
$$A_{st} = 8,56 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de non-fragilité

On a $A_{smin} = 0,58 \text{ cm}^2 < A_{st} = 8,56 \text{ cm}^2$

On choisit comme armatures **8HA12** équilibrant une section de **9,05 cm²** avec un espacement de 8 cm.

✚ Armatures d'aciers transversales

$$A_t = 25\% * A_{st} = 2,25 \text{ cm}^2$$

On prend 2HA12 équilibrant une section de 2,26 cm².

✚ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{B * d} = \frac{0,213}{0,40 * 0,54} = 0,99 \text{ MPa}$$
$$\tau_{ulim} = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} * f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15}{1,5} * 30 ; 4 \text{ MPa}\right) = 3 \text{ MPa}$$

En conclusion $\tau_u < \tau_{ulim}$, **la condition est vérifiée.**

g) Calcul des appareils d'appuis

Le tablier repose sur les piles par l'intermédiaire d'appareils d'appui. Ceux-ci permettent de libérer ou de bloquer, selon une ou plusieurs directions données, les mouvements relatifs entre le tablier et ses appuis. Dans le domaine des ponts courants, les appareils d'appui en élastomère fretté sont de loin les plus utilisés. Ils permettent de réaliser des liaisons élastiques dans toutes les directions entre le tablier et l'appui. Nous avons choisi pour notre projet de mettre en place des appareils d'appuis en élastomère fretté de type B. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm, et l'épaisseur des feuilles d'élastomère est, en général, de 8, 10, 12 et de 16 mm. La durée de vie des appareils d'appui en élastomère fretté varie de 5 à 15 ans.

Sollicitations

Il s'agit dans ce cas, des efforts horizontaux et verticaux que transmet les appareils d'appuis au niveau des appuis ; Pour les efforts horizontaux il s'agit plus précisément des charges Mc80 dont l'effort tranchant est maximal dans ce système.

$$F_x = 720/2 = 360 \text{ kN}$$

$$\text{A l'ELU, } F_{xu} = 1,6 * 360 = \mathbf{576 \text{ kN}}$$

Les efforts verticaux compte à eux, on parle de charge verticale transmise du tablier aux appuis.

$$G = 893,50 \text{ kN et } Q = 720 \text{ kN}$$

$$\text{Effort vertical minimal à l'ELU } P_1 = 720 * 1,35 = 972 \text{ kN}$$

$$\text{Effort vertical maximal à l'ELU } P_2 = 893,50 * 1,35 = 1206,225 \text{ kN}$$

Prédimensionnement

La section nette réelle de l'élastomère est

$$\frac{P_1}{20MPa} \leq A' \leq \frac{P_2}{3MPa}$$
$$\frac{972}{20MPa} \leq A' \leq \frac{1206,225}{3MPa}$$
$$48,6 \leq A' \leq 402,075$$

On prend sur les feuilles de dimensions plans $a = 200 \text{ mm}$ et $b = 400 \text{ mm}$ et on suppose un enrobage de 5 mm .

$$A' = (20 - (0,5 * 2)) * (40 - (0,5 * 2)) = 741 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A' = 741 \text{ cm}^2}$$

Dimensions a×b ou Ø	Epaisseur						Nombre de feuillets		Charge admis- sible	
	Feuillets d'élastomère			Frettes			min	max		
mm	mm			mm			n		tonne	
100 × 150	8	-	-	-	3	-	-	2	3	22,5
100 × 200	8	-	-	-	3	-	-	2	3	30
150 × 200	8	-	-	-	3	-	-	2	4	45
Ø 200	8	-	-	-	3	-	-	2	4	47
150 × 250	8	-	-	-	3	-	-	2	4	56
150 × 300	8	-	-	-	3	-	-	2	4	67,5
Ø 250	8	-	-	-	3	-	-	2	4	74
200 × 250	8	-	-	-	3	-	-	3	6	75
200 × 300	8	-	-	-	3	-	-	3	6	90
200 × 350	8	-	-	-	3	-	-	3	6	105
Ø 300	8	-	-	-	3	-	-	3	6	106
200 × 400	8	-	-	-	3	-	-	3	6	120
250 × 300	8	-	-	-	3	-	-	3	7	112,5
Ø 350	8	-	-	-	3	-	-	3	7	144
250 × 400	8	-	-	-	3	-	-	3	7	150
300 × 400	-	12	-	-	-	4	-	3	6	180
Ø 400	-	12	-	-	-	4	-	3	6	188
300 × 500	-	12	-	-	-	4	-	3	6	225
Ø 450	-	12	-	-	-	4	-	3	6	238
300 × 600	-	12	-	-	-	4	-	3	6	270
350 × 450	-	12	-	-	-	4	-	3	7	236
Ø 500	-	12	-	-	-	4	-	3	7	294
400 × 500	-	12	-	-	-	4	-	4	8	300
Ø 550	-	12	-	-	-	4	-	4	8	356
400 × 600	-	12	-	-	-	4	-	4	8	360

Figure 29 : Choix des dimensions des appareils d'appui

✚ Hauteur des couches

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$20 \leq T \leq 40$$

On prend trois feuilles intermédiaires de 8 mm et les feuilles externes auront 6 mm.

$$T = (3 \times 8) + (2 \times 6) = 36 \text{ mm (respectant l'intervalle)}$$

✚ Vérification du dimensionnement

Petit côté réduit a = (20-0,5*2) = 19 cm

Grand côté réduit b = (40-0,5*2) = 39 cm

Aire nette A' = 19*39 = 741 cm²

Déplacement de l'appareil d'appui $V_x = \frac{F_x u \cdot T}{2 \cdot G \cdot a \cdot b}$

G étant le module de cisaillement conventionnel G = 0,9 MPa

$$V_x = \frac{576 * 36 * 10^{-3}}{2 * 0,9 * 20 * 40}$$

$$V_x = 1,44 \text{ cm}$$

Aire nette après distorsion

$$A_r = A' * (1 - V_x/a' - V_y/b')$$

$V_y = 0$ (déplacement vertical nul)

$$A_r = 741 * (1 - 0,0144/0,20) = 687,65 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 687,65 \text{ cm}^2$$

Stabilité au flambement

La stabilité au flambement est vérifiée si et seulement si

$$\sigma_m = \frac{V_{max}}{A_r} = \frac{P_2}{A_r} \leq \sigma_{min} = \frac{2 * a' * G * S1}{3 * T}$$

Avec S1 le coefficient de forme pour le feuillet le plus précis

$$S1 = \frac{a' * b'}{3 * t * (a' + b')} = \frac{19 * 39}{3 * 0,8 * (19 + 39)} = 5,32$$

$$\sigma_{min} = \frac{2 * 19 * 0,9 * 5,32}{3 * 3,6} = 16,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{V_{max}}{A_r} = \frac{1026,225}{687,65} = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 1,49 \text{ MPa} < \sigma_{min} = 16,85 \text{ MPa}$$

La stabilité au flambement est donc vérifiée.

Stabilité au glissement

L'appareil d'appui ne doit pas glisser sous l'effet des charges horizontales, pour cela

$$F_{xu} \leq F_{xlim} = \mu e * F_z$$

$$\text{Avec } \mu e = 0,1 + \frac{1,5 * K_f}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{1,5 * 0,2}{14,14} = 0,12$$

$$F_{xlim} = 0,12 * 9720 = 1166,4 \text{ kN}$$

$$F_{xu} = 576 \leq F_{xlim} = 1166,4 \text{ kN}$$

La stabilité au glissement est vérifiée.

Dimensionnement des frettes

Frettes en acier de type S235

$$t_s \geq \frac{2,6 * F_z * t_i}{A_r * F_y} = \frac{2,6 * 1206,223 * 8}{687,65 * 235} = 1,15 \text{ mm}$$

On prend un espacement de 2 mm.

Les appareils d'appuis seront donc

$$200 * 400 ; 3*(8+2) + 2+(2*6)$$

Avec **H = 44 mm**

Aciers de frettage de bossage

Les bossages sont sollicités en compression et leur petite hauteur de 10 cm et une base de 45 cm x 55 cm fait qu'ils sont frettés pour éviter leur éclatement. Ils reçoivent les surcharges venant du tablier (son poids propre) et des poutres). La formule de frettage de calcul PP73 du SETRA

Avec $\bar{\sigma}_{st} = 0,8 * \zeta = 200 \text{ MPa}$

$$A_s \geq \frac{0,04 * R_s}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,04 * 0,83}{200} = 1,66 \text{ cm}^2$$

Le frettage se fait dans les deux sens :

- Le sens de 55 cm on a 2HA12 espacés de 5,5 cm
- Le sens de 70 cm on a 2HA12 espacés de 7,7 cm

h) Appuis : Piles en voiles

Les voiles seront dimensionnées à l'ELU et seront vérifiées à la compression centrée.

Pour rappel, l'épaisseur des voiles $e = 50 \text{ cm}$, la hauteur max du tirant d'air $h = 1,20 \text{ m}$ une longueur $L = 3,80 \text{ m}$, la portée du tablier est de 75 m et nous avons sept appuis dont quatre voiles espacés de 15 m et deux culées aux extrémités. Nous étudierons la pile la plus sollicitée. Considérons notre voile comme étant un poteau de dimensions $a = 0,5 \text{ m}$ et $b = 1 \text{ m}$.

Sollicitations

Voici l'inventaires des charges agissant sur la culée ;

- Charges permanentes

Poids du tablier = 1964,2 kN

Poids propre du voile = $25 * 16,70 = 417,5 \text{ kN}$

Le poids total de la charge permanente sur la pile est **G = 2381,7 kN**.

- Surcharge routière

Trottoir = 11,25 kN

A_L sur la travée = 1137,56 kN

B_c = 778,60 kN

Effort de freinage pour B_c = 300 kN

M_{c80} = 520,36 kN

On prend la surcharge routière Q comme étant le maximum de ces charges ;

Soit $Q = 1137,56$ kN

- Charges d'exploitation

Vent = $2 \times 3 \times 2 = 12$ kN

Séisme = 181,68 kN

- Combinaison des charges

$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$

$N_u = 1.35 \cdot 2381,5 + 1.5 \cdot 181,68 + 1,6 \cdot 1137,56$

$N_u = 5307,911$ KN

$N_{ser} = G + Q$

$N_{ser} = 4563,057$ KN

1. Armatures longitudinales

Le calcul de sections des armatures longitudinales a été fait par le logiciel ROBOT en flexion composée. Ce qui donne une section d'armature $A_{SL} = 26,19$ cm². On prend des 9HA20 espacés de 10 cm.

2. Armatures transversales

Justification à la compression centrée.

- Calcul de l'élancement

$\lambda = 3,5 \cdot \frac{l_f}{a}$ Avec l_f la longueur de flambement et a le petit côté.

$l_f = 0,75 \cdot l_o$; $l_o = 1,50$ m

$$\lambda = 3,5 \frac{1,50 \cdot 0,75}{0,50}$$

$$\lambda = 7,875$$

on a $\lambda < 50$ il n'y a pas de risque de flambement.

- Calcul de α

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{7,875}{35}\right)^2} = 0,82$$
$$\alpha = 0,82$$

- Calcul de la section d'acier théorique

$$A_{sc} = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} \right) * \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) = (0,50 - 0,02)(1,0 - 0,02)$$

$$B_r = 0,47 \text{ m}^2$$

D'où

$$A_{sc} = \left(\frac{5307,911}{0,82} - \frac{0,47 * 30}{0,9 * 1,5} \right) * \frac{1,15}{500}$$

$$A_{sc} = -5,87 \text{ cm}^2$$

- Calcul de A_{min}

$$A_{min} = \max\left(4 * U ; \frac{0,2 * B}{100}\right)$$

$$U = (a+b) * 2 ; U = (0,50+1) * 2 ; \quad \text{On trouve } u = 3 \text{ m}$$

$$B = a * b = 50 * 1$$

$$B = 50 \text{ cm}^2$$

$$D'où \quad A_{min} = \max\left(4 * 3 ; \frac{0,2 * 50}{100}\right)$$

$$A_{min} = 12 \text{ cm}^2$$

En conclusion :

$$A_s = A_{min} = 12 \text{ cm}^2 \text{ Car } A_{min} > A_{sc}$$

- Choix des aciers

Calcul de \emptyset_t

On prend $\emptyset_t = 16 \text{ mm}$

Espacement des cadres en zone courant

$$St \leq \min (40 \text{ cm}; a+10 \text{ cm}; 15 * \varnothing_{\text{min}})$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement

$$Lr = 0.6 * l_s \quad \text{avec } l_s = 44 * \varnothing_1$$

$$Lr = 0,6 * 44 * 2,0 = 52,8$$

On prend **Lr = 55 cm**

Espacement des cadres en cadre en zone de recouvrement

$$\frac{A_t}{S_t} * f_e = m * \pi * \varnothing * \tau_{su} \quad ; \quad S_t = \frac{A_t * f_e}{m * \pi * \varnothing * \tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0.6 * \psi_s^2 * f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 * 1,5^2 * 2,4$$

$$\tau_{su} = 3,24$$

$$S_t = \frac{0.34 * 500.10^{-4}}{1 * \pi * 16.10^{-3} * 3,24}$$

$$S_t = 10,44 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

On prendra alors 8HA16 espacés de 10 cm.

i) Appuis : Calcul des Culées

 **Vérification de la stabilité de la culée**

La stabilité de la culée sera vérifiée à vide et en service, aussi bien dans les conditions normales que dans les conditions sismiques.

Tableau 72 : Calcul des sollicitations de la culée

Eléments	Poids (kN)	M/o (kN.m)
Mur garde grève	52,5	115,5
Corbeau	2,125	5,84
Semelle	875	2187,5
Dalle de transition	187,5	778,125
Mur en retour	105	367,5
	45	270
	33,75	12,66
Total	1300,875	3737,071

✚ L'excentricité

$$e_i = \frac{M}{V} = \frac{3737,071}{1300,875} = 2,87$$

✚ L'excentricité à l'axe médiane de la semelle

$$e_0 = e_i - \frac{B}{2} = 2,87 - \frac{5}{2} = 0,37$$

$$e_0 = 0,37 < \frac{B}{6} = 0,83$$

La force est à l'intérieur du noyau central de la semelle.

✚ Contrainte sous la semelle

$$\sigma_{1,2} = \frac{F_V}{A} * \left(1 \pm \frac{6 * e}{B}\right) = \frac{1300,875}{8} * \left(1 \pm \frac{6 * 0,37}{5}\right)$$

$$\sigma_1 = 234,81 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_2 = 90,41 \text{ kN/m}^2$$

✚ Calcul en construction avec remblai

- Poussées des terres : $P_h = \frac{1}{2} * K_a * \gamma * h^2 * L$

K_a : Coefficient actif = 0,27 ; γ : Poids volumique du remblai, 22 kN/m³ ; h : Hauteur de la culée = 7 m et L : L'épaisseur du mur en retour fois deux (L = 1 m)

$$P_h = \frac{1}{2} * 0,27 * 22 * 7^2 * 1$$

$$P_h = 177,87 \text{ kN}$$

- Poids des terres : $P_t = 2 * 7 * 1 * 22 = 308 \text{ KN}$

- Surcharge de remblai : $\delta_H = K_a * q * S = 0,33 * 10 * 7$

$$\delta_H = 23,1 \text{ kN}$$

$$\delta_V = 70 \text{ kN}$$

Tableau 73 : Sollicitations culées

Désignation	P _v (kN)	P _h (kN)	Ms/o (kN.m)	Mr/o (kN.m)
Culée	415,85		1455,475	
Poussée des terres		177,87		414,44
Poids des terres arrière	308,00		1925	
Surcharge remblai horizontal		23,1		107,80
Surcharge remblai vertical	70,00		373,1	
Réaction du tablier	893,50		1340,25	
Total	1687,35	200,97	5093,825	522,24

✚ Vérification au renversement

$$F_R = \frac{\sum \text{Moments stabilisatrices}}{\sum \text{Moments motrices}} = \frac{5093,825}{522,24} = 9,75 > 1,5$$

Il n'y a pas de risque de renversement.

✚ Vérification au glissement

$$F_G = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces motrices}} = \frac{1687,35}{200,97} = 8,40 > 2$$

Il n'y a pas de risque de glissement.

✚ Sous charges permanentes plus surcharges

Combinaison fondamentale à l'ELU : $1,35 * G + 1,6 * (A_L + Q_{tr}) + 1,6 * Q_f + 0,8 * Q_v$

Tableau 74 : Sollicitations de la culée à l'état limite ultime

Désignations	Coefficient	Charges (kN)	Ms/o (kN.m)	Mr/o (kN.m)
Culée	1,35	561,40	1964,891	
Poussée des terres	1,35	240,125		559,494
Poids des terres arrière	1,35	415,8	2598,75	
Surcharge remblai horizontal	1,5	34,65		161,70
Surcharge remblai vertical	1,5	105	559,65	
Réaction du tablier	1,5	1340,25	2010,375	
Freinage	1,6	480		4200,00
Surcharge A _L	1,6	1820,09	3321,66	
Surcharge Trottoir	1,6	18	32,85	
Total			10488,176	4918,194

✚ Vérification au renversement

$$F_R = \frac{\sum \text{Moments stabilisatrices}}{\sum \text{Moments motrices}} = \frac{10488,176}{4918,194} = 2,13 > 1,5$$

Il n'y a pas de risque de renversement.

✚ Vérification au glissement

$$F_G = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces motrices}} = \frac{4260,54}{754,775} = 5,64 > 2$$

Il n'y a pas de risque de glissement.

Combinaison fondamentale à l'ELS : $G + 1,2 * (A_L + Q_{tr}) + 1,2 * Q_f + 0,6 * Q_v$

Tableau 75 : Sollicitations des culées à l'état limite de service

Désignations	Coefficient	Charges (kN)	Ms/o (kN.m)	Mr/o (kN.m)
Culée	1	414,85	1455,475	
Poussée des terres	1	177,87		414,44
Poids des terres arrière	1	308	1925	
Surcharge remblai horizontal	1	23,10		107,8
Surcharge remblai vertical	1	70	373,1	
Réaction du tablier	1	893,50	1340,25	
Freinage	1,2	360		3150,00
Surcharge A_L	1,2	1365,07	2491,26	
Surcharge Trottoir	1,2	13,5	24,64	
Total			7609,725	3672,24

✚ Vérification au renversement

$$F_R = \frac{\sum \text{Moments stabilisatrices}}{\sum \text{Moments motrices}} = \frac{7609,725}{3672,24} = 2,07 > 1,5$$

Il n'y a pas de risque de renversement.

✚ Vérification au glissement

$$F_G = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces motrices}} = \frac{3064,92}{560,97} = 5,46 > 2$$

Il n'y a pas de risque de glissement.

Combinaison accidentelle : $G + 0,6 * (A_L + Q_{tr}) + 0,5 * Q_f + Q_v$

Tableau 76 : Sollicitations de la culée avec des combinaisons accidentelles

Désignation	Coefficient	Charges (kN)	Ms/o (kN.m)	Mr/o (kN.m)
Culée	1	414,85	1455,475	
Poussée des terres	1	177,87		414,44
Poids des terres arrière	1	308	1925	
Surcharge remblai horizontal	1	23,10		107,8
Surcharge remblai vertical	1	70	373,1	
Réaction du tablier	1	893,50	1340,25	
Freinage	0,5	150		1312,00
Surcharge A_L	0,6	682,536	1245,63	

Surcharge Trottoir	0,6	6,25	12,32	
Séisme	1	181,68		1589,7
Total			6351,775	3423,94

✚ Vérification au renversement

$$F_R = \frac{\sum \text{Moments stabilisatrices}}{\sum \text{Moments motrices}} = \frac{6351,775}{3423,94} = 1,86 > 1,5$$

Il n'y a pas de risque de renversement.

✚ Vérification au glissement

$$F_G = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces motrices}} = \frac{2375,136}{532,65} = 4,46 > 2$$

Il n'y a pas de risque de glissement.

A la suite des différents calculs et les différentes conditions vérifiées, on conclut que la culée est stable.

✚ Calcul du ferrailage des différents éléments de la culée

- Mur garde grève

Calculé comme une console encastrée sur le mur de front, il est soumis aux surcharges du remblai et à la masse des terres.

$$\sigma_H = k_p * \gamma * h + k_q * q$$

Avec : $k_p = k_q = k_a = 0,27$

Z (m)	σ_H (kN/m ²)	Force (kN)	d/o (m)
0	2,70	$F_1 = 2,70 * 0,9 = 2,43$	0,45
0,9	8,046	$F_2 = (8,046 - 2,43) * 0,45 = 2,527$	0,3

On a un moment d'encastrement qui vaut $M = 1,85$ kN.m

Ce qui nous permet d'obtenir une section d'armatures $A_{st} = 1,58$ cm²

Cette section est trop faible, on utilise alors la section minimale d'armatures d'après le R.P.O.A.

$$A_{RPOA} = 0,6\% * S = 0,006 * (0,3 * 0,9) = 16 \text{ cm}^2$$

$A_{st} < A_{RPOA}$ donc le ferrailage sera :

8HA16 équilibrant une section de **16,08 cm²/ml** dans la partie tendue avec espacement = 10cm

$$A_t = 25\% * A_s = 0,25 * 16,08 = 4,02 \text{ cm}^2$$

On prendra **4HA12** avec une section de **4,52 cm²** avec un espacement de 20 cm.

- Corbeau

Le corbeau est calculé comme une console courte encastrée sur mur garde grève.

En considérons la console en condition de courte console, on a les sollicitations suivantes :

Pour $L = 50 \text{ cm}$; $a = 20 \text{ cm}$ et $d = 55 \text{ cm}$

$R_u = 82,73 \text{ kN.m}$; $M_u = 20,68 \text{ kN.m}$; $R_s = 61,05 \text{ kN.m}$; $M_s = 15,26 \text{ kN.m}$

✓ Armatures tendues

$$A_{st} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Cisaillement

$$\tau_u = \frac{R_u}{b*d} = 0,412 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min \{4 ; [0,03 f_{c28} * (2 + \varphi)] * \min (f_{c28}, 30)\} = 4 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{adm}$ La condition vérifiée

✓ Armatures minimums

$$A_{\min} = 0,6\% * B = 33 \text{ cm}^2$$

On prendra dans ce cas **7HA25** par ml avec une section de **34,36 cm²** avec un espacement de 15 cm.

✓ Armature de répartition

$$A_r = 25\% * A_s = 8,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra **6HA14** avec une section de **9,24 cm²** avec un espacement de 15 cm.

- Dalle de transition

La dalle de transition consiste à jeter un pont entre le tablier et la culée. Elle est calculée comme une poutre reposant d'un côté sur le corbeau et de l'autre cote sur le remblai compacté.

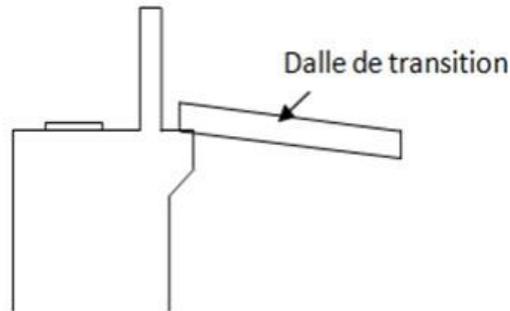


Figure 30 : Représentation de la structure d'une dalle de transition

Charge sur la dalle de transition : 55,15 kN.ml

Moment fléchissant : 62,04 kN.m

Moment réduit : $0,043 < \mu_l = 0,392$ (il n'y a pas d'aciers comprimés).

On obtient une section $A_{st} = 5,95 \text{ cm}^2$.

On prendra **4HA16** avec une section de **6,16 cm²**

Acier minimal $A_{smin} = 2,98 \text{ cm}^2$

✓ **Vérification à l'ELS**

$q_s = 40,7 \text{ kN/ml}$

$M_s = 45,79 \text{ kN.m}$

Position de l'axe neutre : $x = 0,13$

Moment d'inertie : $6,93 \text{ m}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * x = \frac{45,79}{6,93} * 0,13 = 8,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

La condition est donc vérifiée.

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = 138,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 138,76 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 200 \text{ MPa}$$

La condition est donc vérifiée.

✓ **Armature de répartition**

$A_t = 25\% * A_s = 0,25 * 0,000616 = 1,54 \text{ cm}^2$

On prendra **2HA12** avec une section de **2,26 cm²**.

- Mur de Front

Les charges à prendre en compte pour l'évaluation des sollicitations sont le poids propre du mur de front, la poussée des terres, la surcharge du remblai et l'effort de freinage. Le mur de front sera dimensionné en flexion composé. $h = 5 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$; $d = 4,5 \text{ m}$

Tableau 77 : Sollicitations du mur de front

Désignations	Charges verticales kN	Charges horizontales kN	Moments stabilisatrices kN.m	Moments motrices kN.m
Combinaison ELU	1661,86	243,4	950,21	2150,0
Combinaison ELS	1420,25	187,13	536,25	963,12

$$N_u = 1661,00 \text{ kN}$$

$$M_u = 1303,04 \text{ kN.m}$$

L'excentricité $e = 0,79 \text{ m} < h/6 = 0,83 \text{ m}$, il n'y a pas d'aciers comprimés.

La section d'armatures correspondantes est $A_{st} = 25,39 \text{ cm}^2$.

On prend **9HA20** équilibrant une section de **28,27 cm²** avec un espacement de 10 cm.

✓ **Vérification à l'ELS**

Position de l'axe neutre : $x = 0,11$

Moment d'inertie : $15,29 \text{ m}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * x = \frac{1,303}{15,29} * 0,11 = 9,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

La condition est donc vérifiée.

$$\sigma_{st} = n * \frac{M_s(d - x)}{I} = 154,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 154,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 200 \text{ MPa}$$

La condition est donc vérifiée.

- Mur en retour

Pour faciliter les calculs, le mur sera divisé en trois tranches.

$$K_a = 0,33; \gamma = 22 \text{ kN/m}^3 ; q = 10 \text{ kN/m}^2$$

- **ELU:** $\sigma_h = ka (1,35\gamma * h + 1,5 q)$
- **ELS:** $\sigma_h = ka (\gamma * h + q)$

Tableau 78 : Descente des charges du mur retour

h (m)	σ (kN/m ²)	
	ELS	ELU
0	3,3	4,95
2	17,82	24,55
5	39,60	53,955
6	46,86	63,76

Etudes des tranches

Le calcul des sollicitations a été effectué sur la base des abaques de « PIGEAUD ». On a le moment réduit limite $\mu_1 = 0,392$. Les calculs sont réalisés suivant les formules :

$$\mu = \frac{Mu}{b * d^2 * f_{bc}} ; A_{st} = \frac{Mu}{z * \sigma_{st}} ; A_{smin} = 0,6\% * B \text{ et } A_r = 25\% * A_{st}$$

Tableau 79 : Sections d'armatures du mur retour

Désignation	Moment fléchissant en kN.m	Moment réduit μ	Section d'aciers Ast en cm ²	Section minimale d'aciers Asmin en cm ²	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Tranche 1	25,98	0,0022	15,52	45	10HA25 Ast = 49,1 cm ² St = 10 cm	8HA14 Ast = 12,31 cm ² St = 12 cm
Tranche 2	4,99	0,0025	0,18	45	10HA25 Ast = 49,1 cm ² St = 10 cm	8HA14 Ast = 12,31 cm ² St = 12 cm
Tranche 3	40,94	0,0018	29,54	45	10HA25 Ast = 49,1 cm ² St = 10 cm	8HA14 Ast = 12,31 cm ² St = 12 cm

- Etude de la semelle

Le calcul des fondations se résume à la vérification des dimensions de la semelle que l'on mènera à l'ELU. Les dimensions de notre semelle sont : la largeur en base de semelle $B = 5 \text{ m}$ et la hauteur de la semelle $H = 1 \text{ m}$.

Du calcul des sollicitations effectué lors de la vérification de la culée, on a :

$N_u = 4918,194 \text{ kN}$; $M_r = 3672,24 \text{ kN.m}$; $M_s = 10488,176 \text{ kN.m}$ et $M_u = 6815,94 \text{ kN.m}$

✚ Vérification des dimensions de la semelle

La portance du sol.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 1,38 > \frac{B}{6} = 0,83$$

La portance du sol est vérifiée si quatre tiers de la contrainte admissible est supérieure à la contrainte maximale du sol. Avec la surface de la semelle $A = 40 \text{ m}^2$ et $\sigma_{max} = 1,3 \text{ bars}$ on obtient :

$$\sigma_{max} = \max \left\{ \frac{N_u}{A} ; \left(\frac{6 * M_u}{A * B^2} \right) \right\} = 122,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 122,95 \text{ kN/m}^2 < \frac{4}{3} * \sigma_{max} = 130 \text{ kN/m}^2$$

✚ Armatures de la semelle

$$A_L = \frac{N_u * (L - D)}{8 * d * \bar{\sigma}_{st}} = 22,64 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_t = \frac{N_u * (B - D)}{8 * d * \bar{\sigma}_{st}} = 12,94 \text{ cm}^2$$

A_t : Armature parallèle à la largeur de la semelle

A_L : Armature parallèle à la longueur de la semelle

D = Epaisseur du fut = 1 m et d = h-enrobage de 5 cm = 95 cm

Armatures longitudinales	Armatures transversales
8HA20 $A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2$ $St = 12 \text{ cm}$	9HA14 $A_{st} = 13,85 \text{ cm}^2$ $St = 11 \text{ cm}$

✚ Condition de non fragilité

$$A_{smin} = \frac{0,23 * f_{t28}}{f_e} * b * d$$

$$A_{smin} = \frac{0,23 * 2,4}{500} * 1 * 0,95$$

$$A_{smin} = 1,90 \text{ cm}^2$$

On a donc $A_{smin} = 1,90 \text{ cm}^2 < A_{st} = 25,13 \text{ cm}^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

✚ Condition de non-poinçonnement

La condition de non poinçonnement doit être vérifiée car la semelle est comme une dalle sous un mur.

Avec :

P_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen = $2(L + B) + 4H = 34 \text{ m}$

$$1,1 * Nu \leq 0,45 * H * P_c * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$5,4 \text{ MN} \leq 306 \text{ MN}$$

D'où la condition est vérifiée.

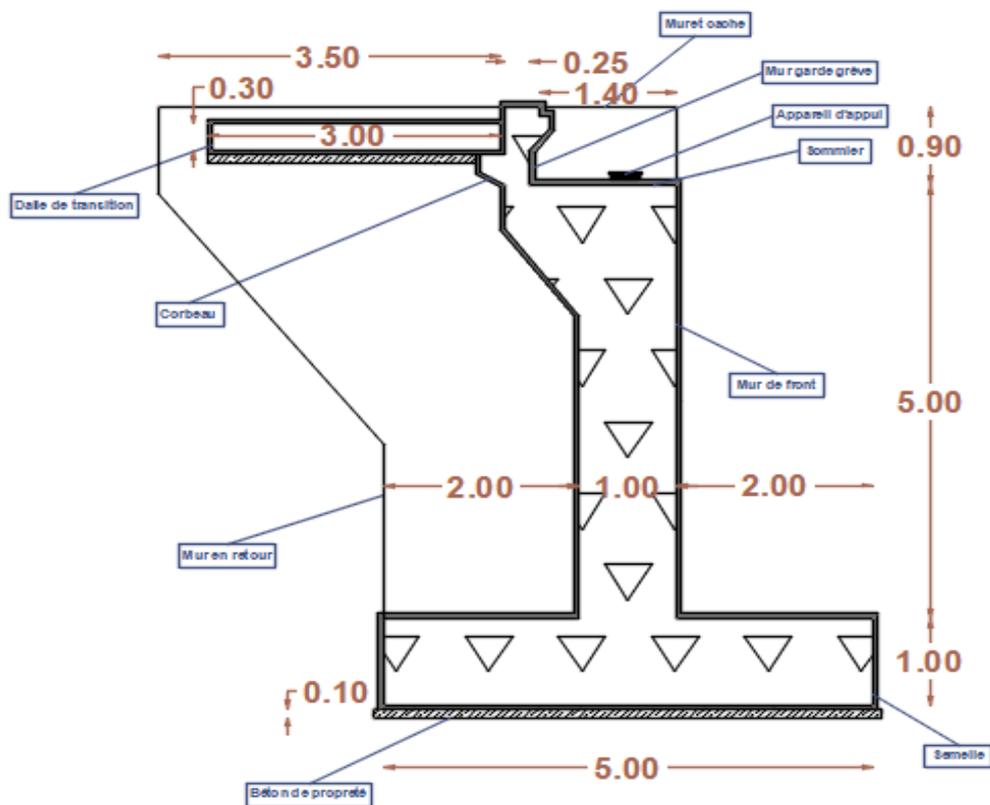


Figure 31 : Coupe transversale de la culée

Annexe VI : Signalisation et sécurité routière

Tableau 80 : Choix des signalisations routières

Panneaux/Types	Description	Nombre
 AB4	Panneau « STOP », Arrêt aux amorces et aux intersections	2
	Arrêt à l'intersection, annonce le panneau AB4	0
 A1a	Virage à droite	1
 A1b	Virage à gauche	1
 B14	Limitation de vitesse	2
 B33	Fin de limitation de vitesse	2
 C20a	Passage pour piéton	2
 A13a	Panneaux de position indiquant un endroit traversé par les enfants	1
	Panneaux de retraitement indiquant le passage d'une chaussée 2*1 voie aune chausse a1 1voie	2
	Indique la longueur de la section comprise entre le signal et le début du passage dangereux ou de la zone où	
	Indique la distance comprise entre le signal et l'endroit où le conducteur doit marquer l'arrêt et céder le passage.	

Annexe VII : Notice d'impact environnementale et sociale

Tableau 81 : Identification des impacts du projet

PHASES	ACTIVITES	IMPACTS	
		NEGATIF (a)	POSITIF (b)
Pré-construction et Construction	Déboisement et installation du chantier	Perte de champs pour les cultures ; Perte de sources de revenus ; Dégagement de poussière.	Création d'emploi Recrutement des manœuvres pour les activités de dégagement des gravats ; Utilisation du gravats comme agrégats
	Fouilles, fondation, terrassement,	Nuisance sonore Suspension de poussière Dégradation des sols, eaux, flore et faune	Création d'emplois ; Recrutement des travailleurs
	Travaux de béton	Nuisance sonore Suspension de poussière	Idem
	Construction des parties ouvrages	Nuisance sonore ; Suspension de poussière Perturbation de la circulation et désagréments des riverains ; Déversement accidentelle des huiles usées et autres ; Pollution du sol et de la nappe par des déchets et les ordures ménagères ; Perturbation du régime hydraulique durant la saison hivernale	Idem
Exploitation	Mise en service de la digue routière et des ouvrages connexes	Insécurité pour le voisinage Risque d'accident ; Risque de noyade ; Risque de prolifération du paludisme	Création d'emplois temporaires Amélioration de la qualité et performance de l'ouvrage Amélioration des nuisances olfactives ; Fluidité d'écoulement des eaux Embellissement du site

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)

Tableau 82 : Evaluation des impacts

	Composantes	Impacts	Nature de l'impact	Ampleur de l'impact	Portée de l'impact	Durée de l'impact	Importance absolue	Valeur de la composante	Importance relative ou la gravité totale de l'impact
Phase de pré-construction et de construction	Air	Pollution de l'air	Négative	Moyenne	Locale	Long terme	Moyenne	Moyenne	Moyenne
	Climat Sonore	Nuisances sonores	Négative	Moyenne	Locale	Long terme	Moyenne	Moyenne	Moyenne
	Sols	Pollution sols	Négative	Moyenne	Locale	Long terme	Moyenne	Moyenne	Moyenne
	Eau	Pollution eaux	Négative	Moyenne	Locale	Long terme	Moyenne	Forte	Majeure
	Paysage	Modification paysage	Négative	Moyenne	Locale	Moyen terme	Moyenne	Moyenne	Moyenne
	Flore	Destruction végétation et coupe des arbres	Négative	Moyenne	Locale	Permanente	Moyenne	Forte	Majeure
	Faune	Faune terrestre	Négative	Moyenne	Locale	Moyen terme	Moyenne	Faible	Moyenne
		Faune aquatique	Négative	Mineure	Locale	Moyen terme	Moyenne	Faible	Mineure
	Economie	Pertes de revenus	Négative	Moyenne	Locale	Moyen terme	Moyenne	Forte	Majeure
		Perte des espaces de maraichage	Négative	Moyenne	Locale	Moyen terme	Moyenne	Forte	Majeure
	Sécurité	Sécurité des riverains, usagers, travailleurs	Négative	Moyenne	Locale	Moyen terme	Moyenne	Forte	Majeure
Emploi	Création d'emploi	Positive	Moyenne	Régionale	Temporaire	Forte	Forte	Majeure	
Vie communautaire	Perturbation de la circulation et autres désagréments	Négative	Moyenne	Locale	Moyen terme	Moyenne	Forte	Majeure	
Phase d'exploitation de l'ouvrage	Social	Création d'emploi	Positive	Moyenne	Locale	Permanent	Moyenne	-	Moyenne
	Eau	Augmentation de la fluidité des eaux	Positive	Moyenne	Régionale	Long terme	Moyenne	Forte	Majeure
	Développement local	Amélioration du cadre de vie Des populations	Positive	Moyenne	Régionale	Long terme	Moyenne	Forte	Majeure
		Amélioration de l'assainissement et diminution des inondations	Positive	Moyenne	Régionale	Permanent	Moyenne	Forte	Majeure
Diminution du paludisme et des autres pathologies		Positive	Moyenne	Régionale	Durable	Moyenne	Forte	Majeure	

L'importance d'un impact est évaluée en combinant trois indicateurs de caractérisation que sont :

- **La durée de l'impact** : elle est soit momentanée ou court terme (quand l'effet de l'impact est ressenti à un moment donné et pour une période de temps inférieur à une saison), soit temporaire ou moyen terme (lorsque l'effet de l'impact est ressenti de façon temporaire mais avec une période de temps inférieure à la durée du projet), ou soit permanente ou long terme (dans ce cas l'effet de l'impact est ressenti à un moment donné et une période de temps supérieure ou égale à la durée du projet).
- **La portée ou l'étendue de l'impact** : elle correspond à son rayonnement spatial ; elle est régionale, locale, selon que l'impact est ressenti respectivement en dehors des limites de la zone d'étude, en dehors du département du village, mais à l'intérieur des frontières de la zone et lorsqu'elle se situe dans les limites du département ou du village.
- **L'ampleur ou le degré de perturbation engendré par l'impact** : ce degré correspond aux modifications qui affectent la dynamique interne et la fonction de l'élément environnemental touché, il peut être moyen (l'impact compromet quelque peu l'intégrité de l'élément touché), mineur (ne modifie pas de façon perceptible l'utilisation de l'élément touché) ou majeur (compromet profondément l'intégrité de l'élément touché).

L'identification des impacts est faite en mettant en relation les éléments du projet, qu'on soit en phase de construction qu'en phase d'exploitation, avec les composantes du milieu récepteur. A la suite de l'identification des impacts, on a réalisé l'évaluation de ces impacts grâce aux matrices de Léopold et de Fecteau.

Tableau 83 : Matrice de Léopold

Phases de projets/Activités Sources	Phase de pré-construction			Phase de construction			Phase d'exploitation			Phase de remise en état		
	Effets positifs	Effets négatifs	Effets nuls	Effets positifs	Effets négatifs	Effets nuls	Effets positifs	Effets négatifs	Effets nuls	Effets positifs	Effets négatifs	Effets nuls
Accès au site			X						X			
Installation du chantier		X										
Déboisement		X			X							
Désherbage	X			X								
Démolition de l'ouvrage					X							
Déplacement des matériaux					X							
Extraction du matériau									X			
Transport									X			
Matériau de construction									X			
Construction					X							
Débarras du chantier											X	
Mise en service										X		

Tableau 84 : Matrice de Fecteau des impacts du projet

Phases de projets/Activités Sources	Environnement atmosphérique			Environnement aquatique		Environnement Terrestre			Utilisation des ressources		
	Poussière	Bruits	Vibrations	Qualité eau - Sédiments	Faune aquatique	Géologie Sols	Végétation	Faune	Aquatiques	Terrestres	Patrimoniales
Accès au site	o	o									
Installation du chantier	o					o					
Déboisement		o					o	o		o	
Désherbage							o	o			
Démolition de l'ouvrage	o	o	o		o						
Déplacement des matériaux	o	o				o		o		o	
Extraction du matériau	o	o	o			o		o		o	
Transport	o	o		o		o		o		o	
Matériau de construction	o						o	o	o	o	
Construction									o		
Débarras du chantier		o									o
Mise en service						o		o			o

Annexe VIII : Etudes de prix

1. Estimation du coût global du projet sur la base des prescriptions du Mercuriale 2018– BTP – Ouagadougou

Tableau 85 : Décomposition des corps d'états en ouvrages élémentaires

TRAVAUX DE CONSTRUCTION DE LA DIGUE ROUTIERE DU BARRAGE DE TOEMIGHIN- REGION DU SUD			
Décomposition en ouvrage élémentaire			
N° prix	Désignation	U	Observations
Série 100 - INSTALLATION GENERALE DU CHANTIER			
100	Amenée et repli du matériel y compris montage et démontage	ff	La mobilisation (achats, transports) des équipes, du matériel et des matériaux dans le site des travaux ; Enlever tous le matériels et le reste des matériaux ayant servi au travaux, démontage de la base vie et dépose des ouvrages provisoires
101	Installation et Implantation du chantier	ff	La mise en place des infrastructures nécessaires à la vie des ouvriers sur le site : logements, sanitaires Ainsi que l'implantation des ouvrages à réaliser soit l'axe de la route et l'emprise du barrage
Série 200 - TRAVAUX PREPARATOIRES			
200	Débroussaillage et nettoyage	Ha	Nettoyage et évacuation des gravas durant les travaux, Remise en état du site après travaux ...
201	Décapage de l'emprise, épaisseur max 30cm	m2	
202	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m3	
Série 300 - DIGUE, DEVERSOIR ET DIGUE DE PROTECTION			
300	Déblai manuel pour muret de crête, mur en paraquet, butée et drain de pied	m3	Pour mémoire
301	Remblai argileux pour tranchée d'encrage	m3	
302	Remblai argileux pour le corps de la digue et la diguette de protection	m3	
303	Couche de couronnement latéritique compacté pour crête	m3	Compactage des couches pour la stabilité de la crête et des talus

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)

304	Couche de pose en remblai de moellons latéritique de 45 cm sur les talus amont et aval	m3	
305	Filtre horizontal	m3	Le drainage des eaux s'infiltrant dans la digue
306	Maçonnerie de moellons pour muret parapet	m3	Pour mémoire
307	Enrochement à la main pour butée et drain y compris déblai	m3	
308	Matériau graveleux-latéritique pour couronnement de crête de la diguette	m3	Matériau prélevé dans la zone d'emprunt et compacté à des épaisseurs variables suivant la crête, la diguette ou les talus
309	Matériau graveleux-latéritique légèrement tassé pour la protection du talus aval	m3	
310	Béton cyclopéen dosé à 350kg/m3 pour la mise en œuvre du déversoir poids	m3	Pour mémoire
311	Perré sec de protection du talus intérieur de la digue de protection (sur 50 m)	m2	
312	Gabions métalliques 2x1x0,50 de blocage au pied de la digue de protection (sur 50 m)	u	
Série 400 - CHAUSSEE			
400	Couche de forme en graveleux latéritique	m3	Graves latéritiques compacté à 95% de l'OPM d'épaisseur 25 cm
401	Couche de roulement en graveleux latéritique	m3	Graves latéritiques compacté à 95% de l'OPM d'épaisseur 20 cm
402	Signalisation routière	u	Signalisations verticales
403	Eclairage publique	u	Lampadaires solaires
Série 500 - TABLIER EN BETON ARME DU PONT			
500	Béton B30 pour la dalle	m3	Béton avec une résistance à la compression à 28 jours de 30 MPa donc une classe de ciment C30/37
501	Béton B30 pour les poutres	m3	
502	Béton B30 pour les entretoises	m3	
503	Béton B30 pour encorbellement	m3	
504	Aciers HAFe E500 tablier	kg	Pour mémoire
505	Coffrage tablier	m2	
506	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour trottoirs	m3	

Série 600 - APPUIS, FONDATIONS ET EQUIPEMENTS DU PONT				
600	Béton B30 pour culées	m3	Béton avec une résistance à la compression à 28 jours de 30 MPa donc une classe de ciment C30/37	
601	Béton B30 pour bossages	m3		
602	Béton B30 pour piles	m3		
603	Aciers HAFe E500	kg	Pour mémoire	
604	Coffrage appuis et fondations	m2		
605	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 sous semelle	m3		
606	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour semelles	m3		
607	Etanchéité Ep = 4 cm	m2		
608	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 sous la dalle de transition	m3		
609	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour la dalle de transition	m3		
610	Garde-corps de type BN4	ml		
611	Joint de trottoir	ml		
612	Appareils d'appuis en élastomère fretté	u		
613	Gargouilles PVC de 100mm de diamètre	ml		
614	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour corniches	m3		
Série 700 - Mise en œuvre du plan de gestion environnementale et sociale				

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)

Tableau 86 : Avant métré des ouvrages

TRAVAUX DE CONSTRUCTION DE LA DIGUE ROUTIERE DU BARRAGE DE TOEMIGHIN- REGION DU SUD									
Avant métré des ouvrages									
N° prix	Désignation	Nombre de partie	Dimensions en mètre			U	Surfaces, volumes ou poids		Observations
			Longueur	Largeur	Epaisseur		Partiels	Définitif	
Série 100 - INSTALLATION GENERALE DU CHANTIER									
100	Amenée et repli du matériel y compris montage et démontage					ff			
101	Installation et Implantation du chantier					ff			
Série 200 - TRAVAUX PREPARATOIRES									
200	Débroussaillage et nettoyage	1	515	120		Ha	6,18	6,18	
201	Décapage de l'emprise, épaisseur max 30cm	1	515		30	m2	15450	15450	
202	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	1	515	10,5	0,8	m3	4326	4326	
Série 300 - DIGUE, DEVERSOIR ET DIGUE DE PROTECTION									
300	Déblai manuel pour muret de crête, mur en paraquet, butée et drain de pied	1	515	10,5	0,55	m3	2974,125	2974,125	
301	Remblai argileux pour tranchée d'encrage	1	515	3,5	3	m3	5407,5	5407,5	
302	Remblai argileux pour le corps de la digue et la diguette de protection	1	515	16,5	6	m3	50985	50985	
303	Couche de couronnement latéritique compacté pour crête	1	410	5	0,2	m3	410	410	
304	Couche de pose en remblai de moellons latéritique de 45 cm sur les talus amont et aval	2	410	13,4	0,45	m3	2472,3	4944,6	
305	Filtre horizontal	1	410	5	0,3	m3	615	615	
306	Maçonnerie de moellons pour muret parapet	2	410	0,5	1	m3	205	410	
307	Enrochement à la main pour butée et drain y compris déblai	1	410	8	0,35	m3	1148	1148	
308	Matériau graveleux-latéritique pour couronnement de crête de la diguette	1	80	5	0,2	m3	80	80	

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)

309	Matériau graveleux-latéritique légèrement tassé pour la protection du talus aval	1	410	13,4	0,3	m3	1648,2	1648,2	
310	Béton cyclopéen dosé à 350kg/m3 pour la mise en œuvre du déversoir poids	1	75	8,4	4	m3	2520	2520	
311	Perré sec de protection du talus intérieur de la digue de protection	1	80		0,5	m2	40	40	
312	Gabions métalliques 2x1x0,50 de blocage au pied de la digue de protection (sur 50 m)	1	80	2	0,5	u	80	80	
Série 400 - CHAUSSEE									
400	Couche de forme en graveleux latéritique	1	519	5	0,25	m3	648,75	648,75	
401	Couche de roulement en graveleux latéritique	1	519	5	0,2	m3	519	519	
402	Signalisation routière	15				u	1	15	
403	Eclairage publique	19				u	1	19	
Série 500 - TABLIER EN BETON ARME DU PONT									
500	Béton B30 pour la dalle	1	75	5	0,2	m3	75	75	
501	Béton B30 pour les poutres	2	75	0,4	0,9	m3	27	54	
502	Béton B30 pour les entretoises	30	2,5	0,2	0,6	m3	0,3	9	
503	Béton B30 pour encorbellement	1	75	1,25	0,2	m3	18,75	18,75	
504	Aciers HAFe E500 tablier	1				kg	7007,43	7007,43	
505	Coffrage tablier	1	1532,952	11,2		m2	17169,062	17169,0624	
506	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour trottoirs	2	75	1	0,2	m3	15	30	
Série 600 - APPUIS, FONDATIONS ET EQUIPEMENTS DU PONT									
600	Béton B30 pour culées	2	8	4,85	7	m3	271,6	543,2	
601	Béton B30 pour bossages	2	4	2	0,4	m3	3,2	6,4	
602	Béton B30 pour piles	4	5	0,4	1,5	m3	3	12	
603	Aciers appuis et fondations HAFe E500	1				kg	4549,52	4549,52	
604	Coffrage appuis et fondations	1	58	21,45		m2	1244,1	1244,1	
605	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 sous semelle	2	8	5	0,1	m3	4	8	
606	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour semelles	2	8	5	1	m3	40	80	

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)

607	Etanchéité Ep = 4 cm	1	75	5	0,4	m2	150	150	
608	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 sous la dalle de transition	2	8	3	0,3	m3	7,2	14,4	
609	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour la dalle de transition	2	8	3	0,1	m3	2,4	4,8	
610	Garde-corps de type BN4	2	75			ml	75	150	
611	Joint de trottoir	1	6,4			ml	6,4	6,4	
612	Appareils d'appuis en élastomère fretté	6				u	1	6	
613	Gargouilles PVC de 100mm de diamètre	2	75			ml	75	150	
614	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour corniches	2	75	0,5	0,2	m3	7,5	15	
Série 700 - Mise en œuvre du plan de gestion environnementale et sociale						ff			

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)

Tableau 87 : Evaluation des coûts sur la base des prix du Mercuriale

TRAVAUX DE CONSTRUCTION DE LA DIGUE ROUTIERE DU BARRAGE DE TOEMIGHIN- REGION DU SUD					
Evaluation des coûts sur la base des prix du Mercuriale					
N° prix	Désignation	U	Qté	Prix U	Prix total
Série 100 - INSTALLATION GENERALE DU CHANTIER					
100	Amenée et repli du matériel y compris montage et démontage	ff	1	20 000 000	20 000 000
101	Installation et Implantation du chantier	ff	1	30 000 000	30 000 000
Sous-total Série 100					50 000 000
Série 200 - TRAVAUX PREPARATOIRES					
200	Débroussaillage et nettoyage	Ha	6,18	45000	278100
201	Décapage de l'emprise, épaisseur max 30cm	m2	15450	400	6180000
202	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m3	4326	3500	15141000
Sous-total Série 200					21 599 100
Série 300 - DIGUE, DEVERSOIR ET DIGUE DE PROTECTION					
300	Déblai manuel pour muret de crête, mur en paraquet, butée et drain de pied	m3	2974,125	3500	10409437,5
301	Remblai argileux pour tranchée d'encrage	m3	5407,5	4000	21630000
302	Remblai argileux pour le corps de la digue et la diguette de protection	m3	50985	3500	178447500
303	Couche de couronnement latéritique compacté pour crête	m3	410	3500	1435000
304	Couche de pose en remblai de moellons latéritique de 45 cm sur les talus amont et aval	m3	4944,6	4000	19778400
305	Filtre horizontal	m3	615	4500	2767500
306	Maçonnerie de moellons pour muret parapet	m3	410	30000	12300000
307	Enrochement à la main pour butée et drain y compris déblai	m3	1148	10000	11480000
308	Matériau graveleux-latéritique pour couronnement de crête de la diguette	m3	80	5000	400000
309	Matériau graveleux-latéritique légèrement tassé pour la protection du talus aval	m3	1648,2	5000	8241000
310	Béton cyclopéen dosé à 350kg/m3 pour la mise en œuvre du déversoir poids	m3	2520	150 000	378 000 000
311	Perré sec de protection du talus intérieur de la digue de protection	m2	40	5 000	200 000
312	Gabions métalliques 2x1x0,50 de blocage au pied de la digue de protection	u	80	8 000	640 000
Sous-total Série 300					645 728 838

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)

Série 400 - CHAUSSEE					
400	Couche de forme en graveleux latéritique	m3	648,75	4750	3081562,5
401	Couche de roulement en graveleux latéritique	m3	519	6750	3503250
402	Signalisation routière	u	15	150000	2250000
403	Eclairage public	u	19	2000000	38000000
Sous-total Série 400					46 834 813
Série 500 - TABLIER EN BETON ARME DU PONT					
500	Béton B30 pour la dalle	m3	75	205000	15375000
501	Béton B30 pour les poutres	m3	54	205000	11070000
502	Béton B30 pour les entretoises	m3	9	205000	1845000
503	Béton B30 pour encorbellement	m3	18,75	205000	3843750
504	Aciers HAFe E500 tablier	kg	7007,43	1500	10511145
505	Coffrage tablier	m2	17169,06	15000	257535936
506	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour trottoirs	m3	30	150000	4500000
Sous-total Série 500					304 680 831
Série 600 - APPUIS, FONDATIONS ET EQUIPEMENTS DU PONT					
600	Béton B30 pour culées	m3	543,2	205000	111356000
601	Béton B30 pour bossages	m3	6,4	205000	1312000
602	Béton B30 pour piles	m3	12	205000	2460000
603	Aciers appuis et fondations HAFe E500	kg	4549,52	1500	6824280
604	Coffrage appuis et fondations	m2	1244,1	15000	18661500
605	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 sous semelle	m3	8	65000	520000
606	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour semelles	m3	80	150000	12000000
607	Etanchéité Ep = 4 cm	m2	150	16538	2480700
608	Béton de propreté sous la dalle de transition	m3	14,4	65000	936000
609	Béton armé dosé à 150 kg/m3 pour la dalle de transition	m3	4,8	250000	1200000
610	Garde-corps de type BN4	ml	150	350000	52500000
611	Joint de trottoir	ml	6,4	230000	1472000
612	Appareils d'appuis en élastomère fretté	u	6	5000000	30000000

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)

613	Gargouilles PVC de 100mm de diamètre	ml	150	1400	210000
614	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour corniches	m3	15	150000	2250000
Sous-total Série 600					244 182 480
Série 600 - Mise en œuvre du plan de gestion environnementale et sociale		ff	1	15 000 000	15 000 000
total des travaux hors taxe					1 328 026 061
Suivi contrôle des travaux + Étude					265 605 212
Coût de la construction Hors taxe					1 593 631 273
Taxe sur la Valeur Ajouté (18%) TVA					286 853 629
Coût du projet en TTC					1 880 484 902
Le coût global de la construction de la digue routière ainsi que du pont franchissant le déversoir du barrage de TOEMIGHIN s'élève à un milliard huit cent quatre-vingt millions quatre cent quatre-vingt-quatre milles neuf cent deux francs (1 880 484 902) FCFA TTC					

2. Estimation du coût global du projet sur la base du calcul des sous détail de prix

Le principe du calcul est le suivant :

- L'avant métré des ouvrages est réalisé pour quantifier chaque ouvrage élémentaire à l'aide des plans des ouvrages ;
- A la suite de l'avant métré, on évalue les déboursés secs unitaires (Ds) de main d'œuvre (déboursé horaire de main d'œuvre), de matériel (temps d'utilisation du matériel nécessaire pour réaliser une unité d'ouvrage élémentaire) et des matériaux (quantité de composantes qu'il faut mettre à la disposition des ouvriers pour réaliser une unité d'ouvrage élémentaire) ;
- Le calcul des déboursés secs se fait comme suit :

$$Ds = \sum (Q * Dv)$$

- Pour l'évaluation des prix de ventes unitaires, on procède comme suit :

$$DT = Ds + FC$$

Avec DT le déboursé total, DS les déboursés secs et FC les frais de chantier

- Le prix de revient $PR = DT + FS + FG$ avec FS les frais spéciaux et FG les frais généraux.
- Le prix de vente hors taxes $PV HT = PR + MA$ avec MA la marge et les aléas, le bénéfice du projet.
- Le prix de vente toutes taxes comprises $PV TTC = PV HT + TVA$

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)

Tableau 88 : Evaluation des coûts du projet avec le sous détail des prix

TRAVAUX DE CONSTRUCTION DE LA DIGUE ROUTIERE DU BARRAGE DE TOEMIGHIN- REGION DU SUD					
Sous détail des prix unitaires					
N° prix	Désignation	Unité	Qté	Prix de vente unitaire	Prix de vente avec TVA
Série 100	INSTALLATION GENERALE DU CHANTIER	ff	1	115297476	136051021,8
Série 200 - TRAVAUX PREPARATOIRES					
200	Débroussaillage et nettoyage	Ha	6,18	7002712,5	8263200,75
201	Décapage de l'emprise, épaisseur max 30cm	m2	15450	10504068,75	12394801,13
202	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m3	4326	29411392,5	34705443,15
Sous-total Série 200					55 363 445
Série 300 - DIGUE, DEVERSOIR ET DIGUE DE PROTECTION					
300	Déblai manuel pour muret de crête, mur en paraquet, butée et drain de pied	m3	2974,125	20111033,25	23731019,24
301	Remblai argileux pour tranchée d'encrage	m3	5407,5	42659767,5	50338525,65
302	Remblai argileux pour le coprs de la digue et la diguette de protection	m3	50985	402220665	474620384,7
303	Couche de couronnement latéritique compacté pour crête	m3	410	3234490	3816698,2
304	Couche de pose en remblai de moellons latéritique de 45 cm sur les talus amont et aval	m3	4944,6	39007949,4	46029380,29
305	Filtre horizontal	m3	615	4158630	4907183,4
306	Maçonnerie de moellons pour muret parapet	m3	410	9241400	10904852
307	Enrochement à la main pour butée et drain y compris déblai	m3	1148	10350368	12213434,24
308	Matériau graveleux-latéritique pour couronnement de crête de la diguette	m3	80	901600	1063888
309	Matériau graveleux-latéritique légèrement tassé pour la protection du talus aval	m3	1648,2	18575214	21918752,52
310	Béton cyclopéen dosé à 350kg/m3 pour la mise en œuvre du déversoir poids	m3	2520	391740300	462253554
311	Perré sec de protection du talus intérieur de la digue de protection (sur 50 m)	m2	40	345450	407631
312	Gabions métalliques 2x1x0,50 de blocage au pied de la digue de protection (sur 50 m)	u	80	690900	815262

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)

Sous-total Série 300					1 113 020 565
Série 400 - CHAUSSEE					
400	Couche de forme en graveleux latéritique	m3	648,75	7445963,25	8786236,635
401	Couche de roulement en graveleux latéritique	m3	519	7445963,25	8786236,635
402	Signalisation routière	u	15	6456037,5	7618124,25
403	Eclairage public	u	19	10903530	12866165,4
Sous-total Série 400					38 056 763
Série 500 - TABLIER EN BETON ARME DU PONT					
500	Béton B30 pour la dalle	m3	75	18375000	21682500
501	Béton B30 pour les poutres	m3	54	13230000	15611400
502	Béton B30 pour les entretoises	m3	9	2205000	2601900
503	Béton B30 pour encorbellemnt	m3	18,75	4593750	5420625
504	Aciers HAFe E500	kg	7007,43	12876152,63	15193860,1
505	Coffrage	m2	17169,0624	42064202,88	49635759,4
506	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour trottoirs	m3	30	3307500	3902850
Sous-total Série 500					114 048 894
Série 600 - APPUIS, FONDATIONS ET EQUIPEMENTS DU PONT					
600	Béton B30 pour culées	m3	543,2	202287680	238699462,4
601	Béton B30 pour bossages	m3	6,4	2383360	2812364,8
602	Béton B30 pour piles	m3	12	4468800	5273184
603	Aciers HAFe E500	kg	4549,52	14211563,1	16769644,46
604	Coffrage appuis et fondations	m2	1244,1	4419665,25	5215204,995
605	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 sous semelle	m3	8	923650	1089907
606	Béton armé pour semelles	m3	80	37240000	43943200
607	Etanchéité Ep = 4 cm	m2	150	4406343,375	5199485,183
608	Béton de propreté sous la dalle de transition	m3	14,4	2302020	2716383,6
609	Béton armé pour la dalle de transition	m3	4,8	1787520	2109273,6
610	Garde-corps de type BN4	ml	150	64312500	75888750
611	Joint de trottoir	ml	6,4	164640	194275,2

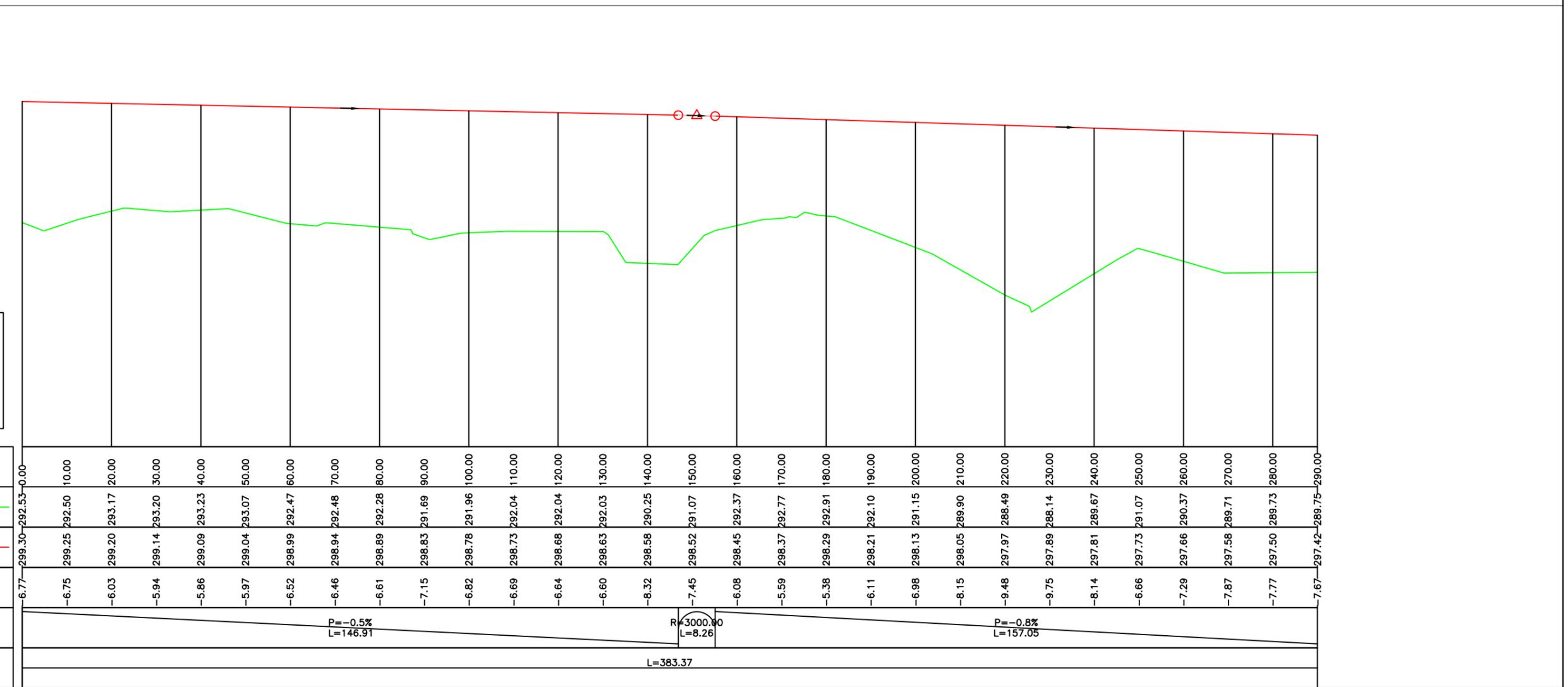
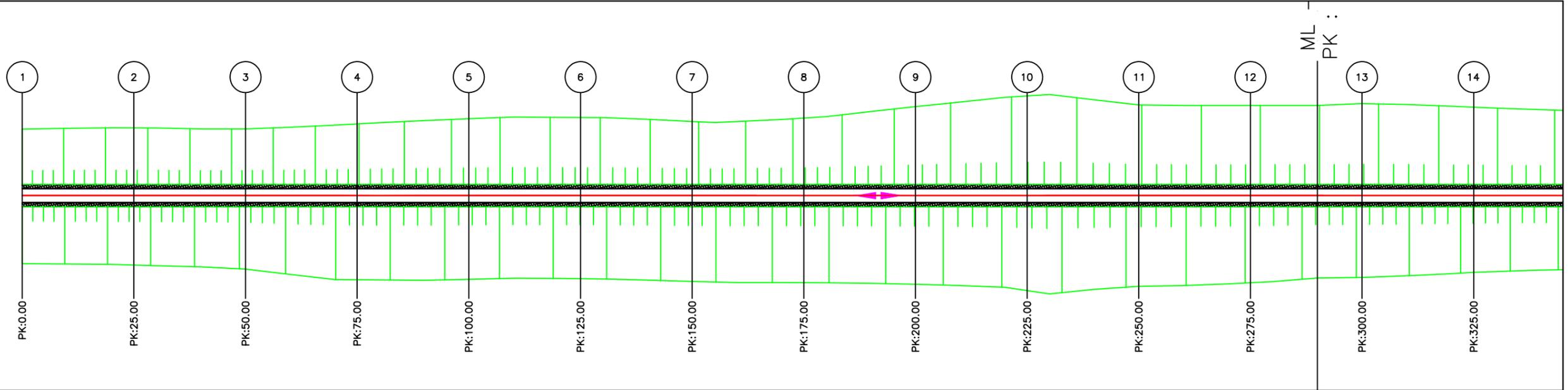
ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN (PROVINCE DE ZOUNDWEOGO, BURKINA FASO)

612	Appareils d'appuis en élastomère fretté	u	6	41160000	48568800
613	Gargouilles PVC de 100mm de diamètre	ml	150	360150	424977
614	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ pour corniches	m ³	15	2513700	2966166
Sous-total Série 600					451 871 078
Total des travaux					1 908 411 768

Le coût global de la construction de la digue routière ainsi que du pont franchissant le déversoir du barrage de TOEMIGHIN s'élève à un milliard neuf cent huit millions quatre cent onze milles sept cent soixante-huit francs (**1 908 411 768**) FCFA TTC

Annexe IX : PLANS

- 1. Tracé combiné**
- 2. Profils en travers**
- 3. Coupe transversale de la digue**
- 4. Coupe du déversoir**
- 5. Coupe longitudinale du pont**
- 6. Coupe transversale du tablier du pont**
- 7. Ferrailage de la poutre du tablier**
- 8. Ferrailage des entretoises**
- 9. Ferrailage du hourdis**
- 10. Ferrailage des voiles**
- 11. Ferrailage du mur en retour**
- 12. Ferrailage de la culée**
- 13. Ferrailage de la semelle**



PL : Digue routière
Ech H : 1/1000
Ech V : 1/250
PC : 280.0

Distances Cumulées	0.00	10.00	20.00	30.00	40.00	50.00	60.00	70.00	80.00	90.00	100.00	110.00	120.00	130.00	140.00	150.00	160.00	170.00	180.00	190.00	200.00	210.00	220.00	230.00	240.00	250.00	260.00	270.00	280.00	290.00			
Cotes Terrain	292.53	292.50	293.17	293.20	293.23	293.07	292.47	292.48	292.28	291.69	291.96	292.04	292.04	292.03	290.25	291.07	292.37	292.77	292.91	292.10	291.15	289.90	288.49	288.14	289.67	291.07	290.37	289.71	289.73	288.75			
Cotes Projet	299.30	299.25	299.20	299.14	299.09	299.04	298.99	298.94	298.89	298.83	298.78	298.73	298.68	298.63	298.58	298.52	298.45	298.37	298.29	298.21	298.13	298.05	297.97	297.89	297.81	297.73	297.66	297.58	297.50	297.42			
TN - Projet	-6.77	-6.75	-6.03	-5.94	-5.86	-5.97	-6.52	-6.46	-6.61	-7.15	-6.82	-6.69	-6.64	-6.60	-8.32	-7.45	-6.08	-5.59	-5.38	-6.11	-6.98	-8.15	-9.48	-9.75	-8.14	-6.66	-7.29	-7.87	-7.77				
Géométrie verticale	P=-0.5% L=146.91																R=3000.00 L=8.26		P=-0.8% L=157.05														
Géométrie horizontale	L=383.37																																

FEUILLES PREPAREES
PAR:
INSTITUT 2iE
RUE DE LA SCIENCE - 01 BP
594 OUAJADOUGOU 01 -
BURKINA FASO



ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE DE L'OUVRAGE DE
FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN

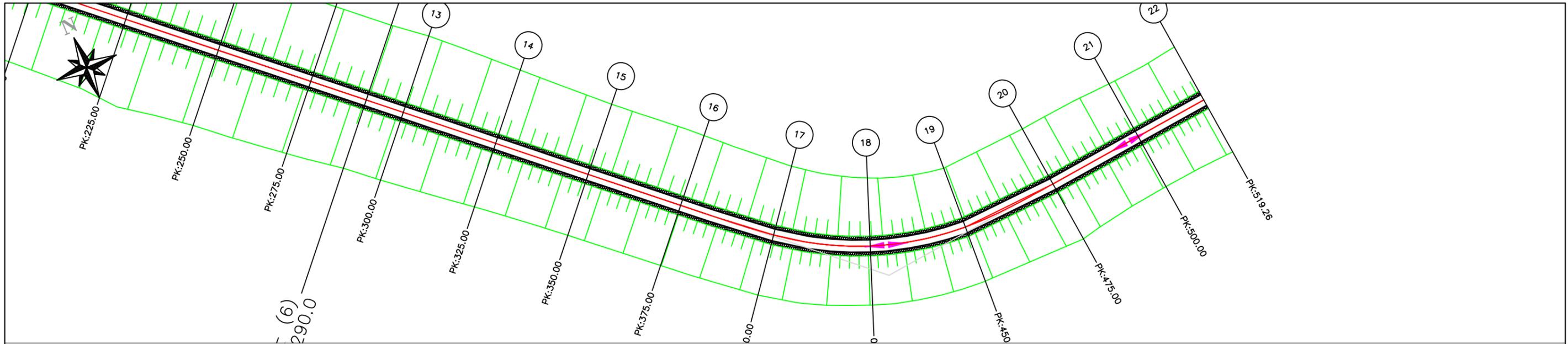
TRACE EN PLAN ET PROFIL EN LONG

DESSEINE PAR :
MOUHINGOU TSILA GENPINE AMOURE SOUVENIRE
VERIFIE PAR :
MME MARIE THERÈSE MARAME MBENGUE
APPROUVE PAR :
MME MARIE THERÈSE MARAME MBENGUE
ECHELLE :
1/1000

N°
PAGE - 1
FORMAT
A3



PROJET PREPARE
POUR:
ASSOCIATION
KILIMANJAROHOPE



PL : Digue routière
 Ech H : 1/1000
 Ech V : 1/250
 PC : 280.0

Distances Cumulées	290.00	300.00	310.00	320.00	330.00	340.00	350.00	360.00	370.00	380.00	390.00	400.00	410.00	420.00	430.00	440.00	450.00	460.00	470.00	480.00	490.00	500.00	510.00	519.26
Cotes Terrain	289.75	289.22	289.40	289.96	290.05	290.15	290.41	290.63	290.76	290.90	291.02	290.89	290.82	290.63	290.86	291.02	290.77	290.93	291.18	291.46	291.89	292.22	292.30	292.16
Cotes Projet	297.42	297.34	297.26	297.19	297.15	297.15	297.18	297.24	297.32	297.39	297.46	297.54	297.61	297.68	297.76	297.83	297.91	297.98	298.05	298.13	298.20	298.27	298.35	298.42
TN - Projet	-7.67	-8.12	-7.86	-7.23	-7.10	-7.00	-6.77	-6.62	-6.56	-6.49	-6.44	-6.64	-6.79	-7.06	-6.90	-6.82	-7.13	-7.05	-6.87	-6.66	-6.31	-6.05	-6.04	-6.26
Géométrie verticale	P=-0.8% L=157.06		R=3000.00 L=45.85					P=0.7% L=161.18																
Géométrie horizontale	L=383.37										L=25.00 A=44.72		L=41.50 R=80.00		L=25.00 A=44.72		L=44.39							

FEUILLES PREPAREES
 PAR:
 INSTITUT 2iE
 RUE DE LA SCIENCE - 01 BP
 594 OUAJAGADOUGOU 01 -
 BURKINA FASO



ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE DE L'OUVRAGE DE
 FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN

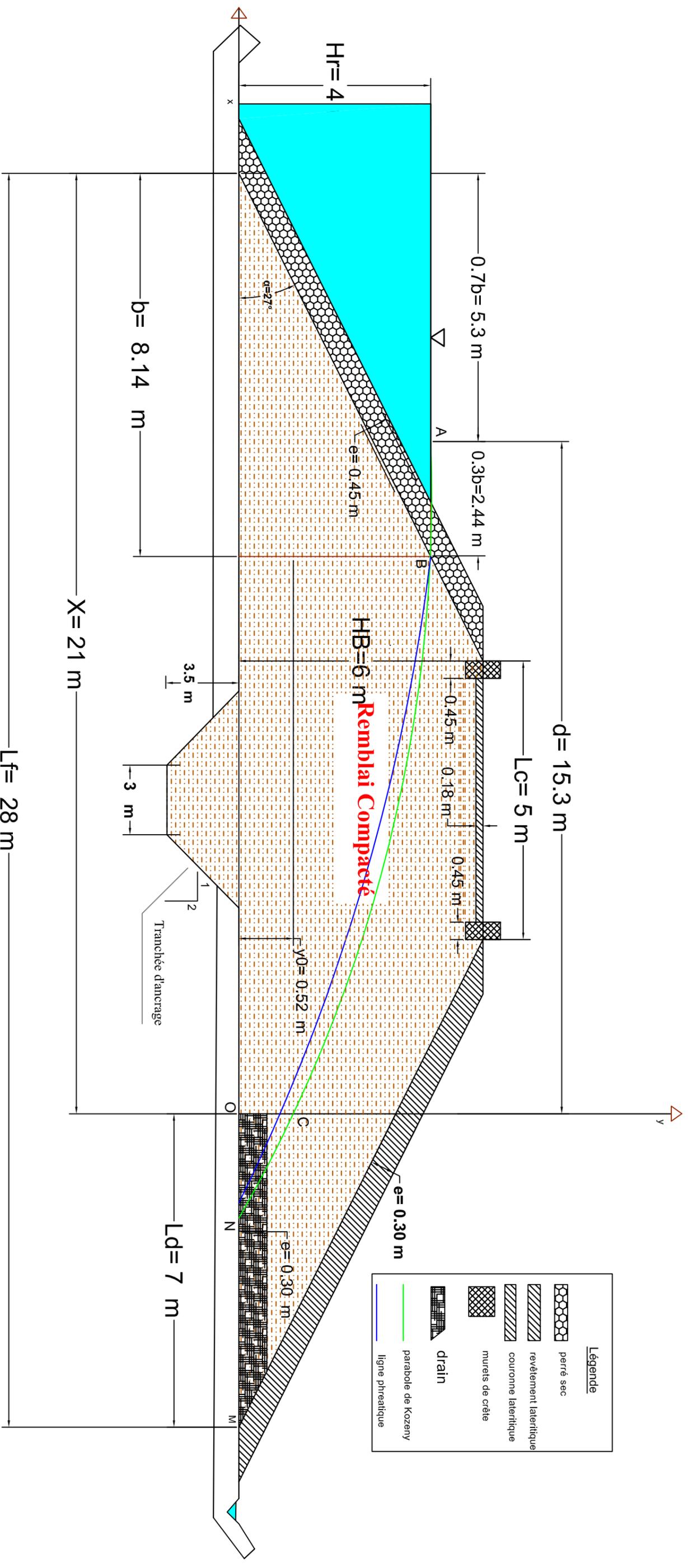
TRACE EN PLAN ET PROFIL EN LONG

DESSINE PAR :
 MOUHINGOU TSILA GENPINE AMOURE SOUVENIRE
 VERIFIE PAR :
 MME MARIE THERÈSE MARAME MBENGUE
 APPROUVE PAR :
 MME MARIE THERÈSE MARAME MBENGUE
 ECHELLE :
 1/1000

N°
 PAGE - 2
 FORMAT
 A3



PROJET PREPARE
 POUR:
 ASSOCIATION
 KILIMANJAROHOPE



Institut ZIE
Rue de la science
01 BP 594
Ouagadougou
BURKINA Faso



ETUDES TECHNIQUES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE
DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN

COUPE TRANSVERSALE
DE LA DIGUE

Dessiné par : MOUHINGOU TSILA
Génie Souvenir Amoure

Vérifié et approuvé par : Mme. Marie
Thérèse Marama MBENGUE

Date de modification : 19 / 09 / 2020

N : 1

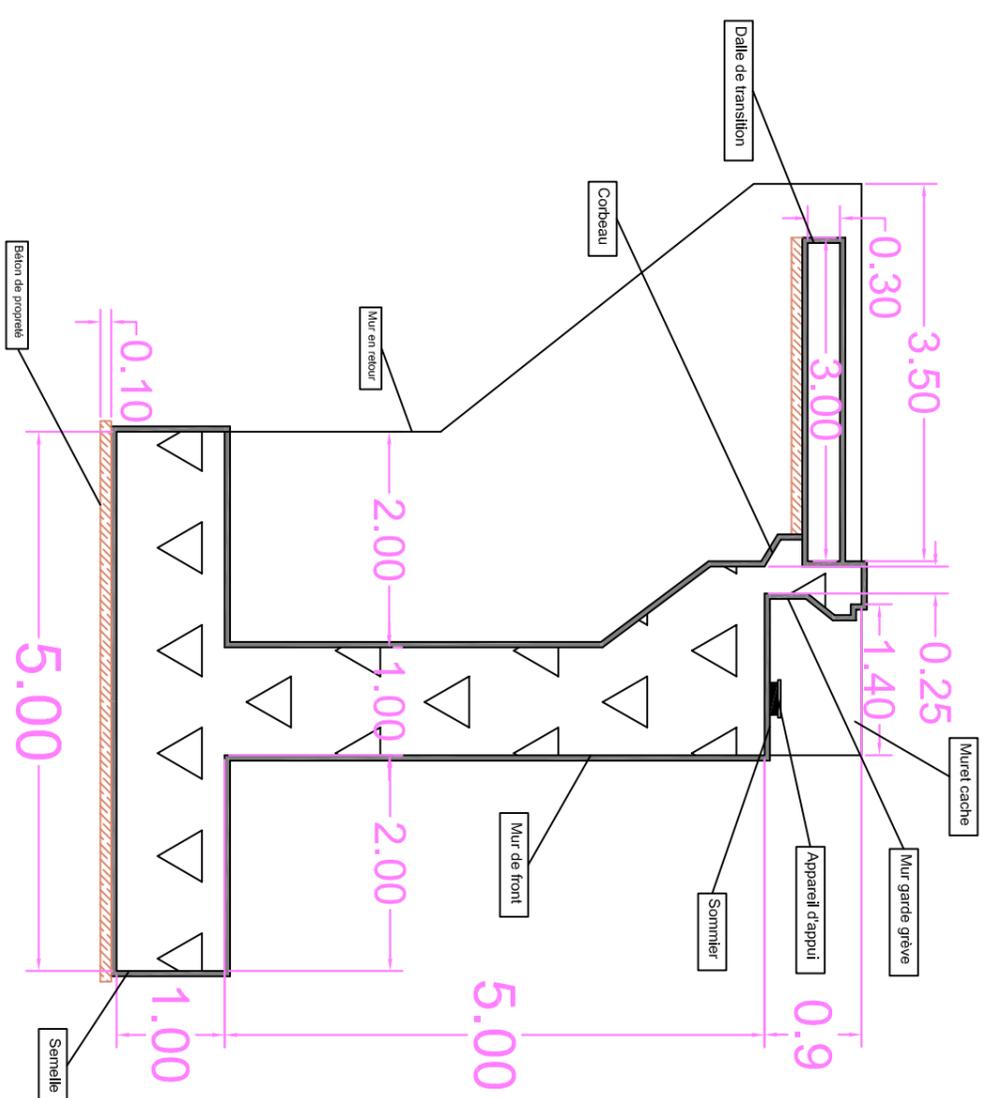
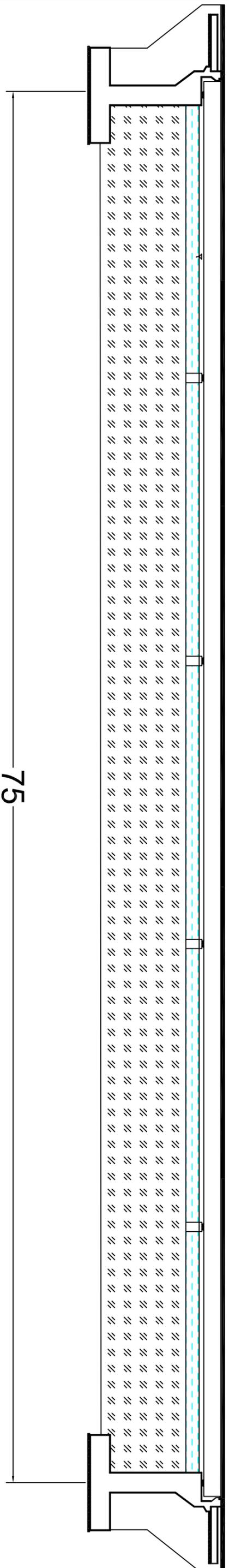
ECHELLE : 1/2500

FORMAT : A3



ASSOCIATION
KILIMANJARO Hope

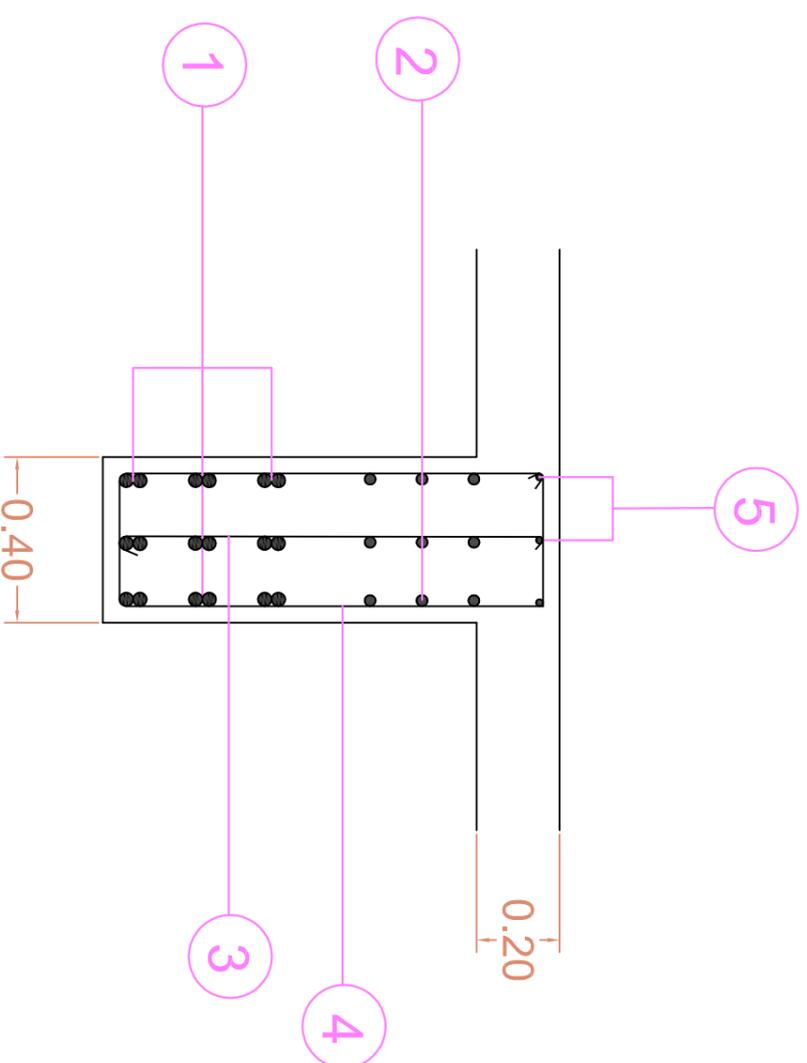
COUPE LONGITUDINALE DU PONT



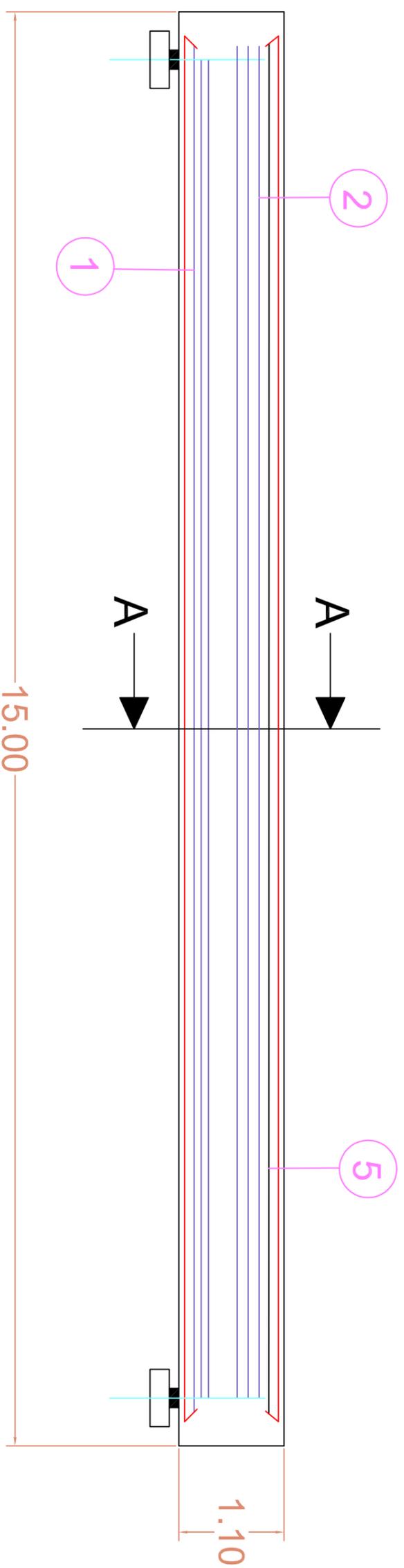
ELEMENTTS CONSTITUTIFS DE LA CULLEE

Institut 2IE Rue de la science 01 BP 594 Ouagadougou BURKINA Faso				ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN		Dessiné par : MOUHINGOU TSILA Génie Souvenir Amoure		N : 1			
COUPES LONGITUDINALES DU PONT ET DE LA CULLEE		Vérifié et approuvé par : Mme. Marie Thérèse MABENGUE		ECHELLE : 1/100		Date de modification : 19 / 09 / 2020		FORMAT : A3		ASSOCIATION KILIMANJAR Hope	

Module		POSITION	ø mm	NBRE. PIÈCES	ESPACEMENT m	FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf
1	40	18	10.00	13	1420	257.94	9.86	2542.29	
2	32	9	15.00	1420	127.8	6.31	806.418		
3	10	96	15.00	18	900	103.68	0.62	64.28	
4	10	48	15.00	40	900	124.8	0.62	77.38	
5	10	3	15.00	1420	42.6	0.62	26.412		



COUPE A-A



Institut ZIE
Rue de la science
01 BP 594
Ouagadougou
BURKINA Faso



ETUDES TECHNIQUES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE
DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN

FERRAILLAGE DE LA POUTRE
DU TABLIER

Dessiné par : **MOUHINGOU TSILA**
Génie Souvenir Amoure

N : 1

Vérifié et approuvé par : Mme. Marie
Thérèse Marame MBENGUE

ECHELLE : 1/200

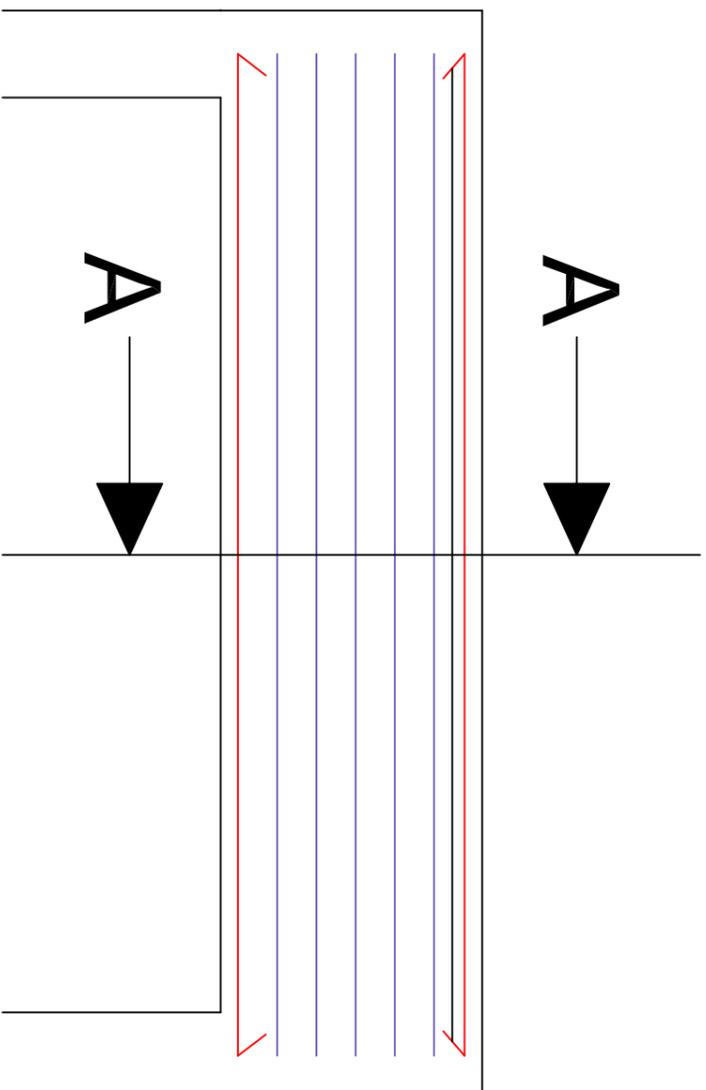
Date de modification : 19 / 09 /2020

FORMAT : A3

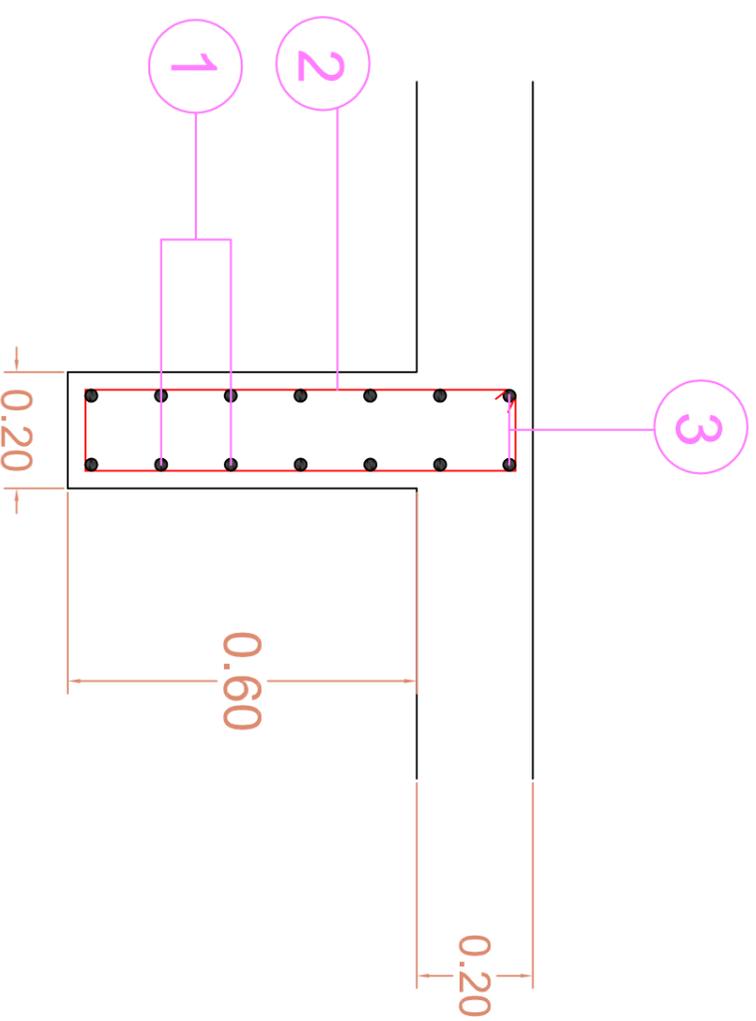


ASSOCIATION
KILIMANJARO Hope

Module		FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf		
POSITION	ø mm						
NBRE. PIÈCES							
ESPACEMENT m							
1	12	12	10.00	242	29.04	0.89	25.85
2	10	14	15.00	72	23.52	0.62	14.58
3	10	2	15.00	242	4.84	0.62	3.01



COUPE A-A



Institut ZIE
Rue de la science
01 BP 594
Ouagadougou
BURKINA Faso



*ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE
DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN*

FERRAILLAGE DES ENTRETOISES

Dessiné par : **MOUHINGOU TSILA**
Génie Souvenir Amoure

N : 1

Vérifié et approuvé par : Mme. Marie
Thérèse Marame MBENGUE

ECHELLE : 1/200

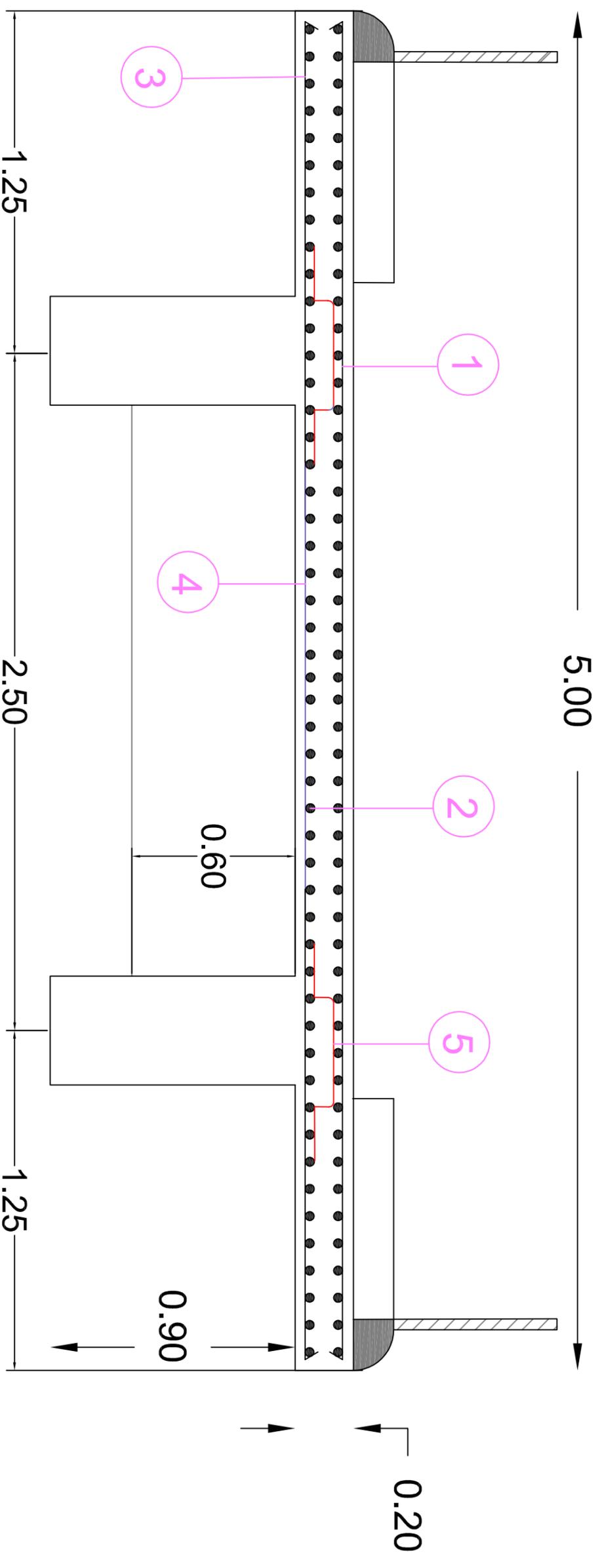
Date de modification : 19 / 09 /2020

FORMAT : A3



ASSOCIATION
KILIMANJARHope

POSITION	ø mm	NBRE. PIÈCES	ESPACEMENT m	FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf
1	14	60	25.00	15 492 15	313.2	1.21	378.97
2	10	96	10.00	1420	1363.2	0.62	845.18
3	16	23	10.00	26 324 26	86.48	1.58	136.64
4	25	22	15.00	175	38.5	3.85	148.23
5	10	96	15.00	40 10	53.76	0.62	33.33



Institut 2IE
Rue de la science
01 BP 594
Ouagadougou
BURKINA Faso



*ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE
DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN*

**FERRAILLAGE DU
HOURDIS**

Dessiné par : **MOUHINGOU TSIILA**
Génie Souvenir Amoure

N : 1

Vérifié et approuvé par : Mme. Marie
Thérèse Marame MBENNGUE

ECHELLE : 1/100

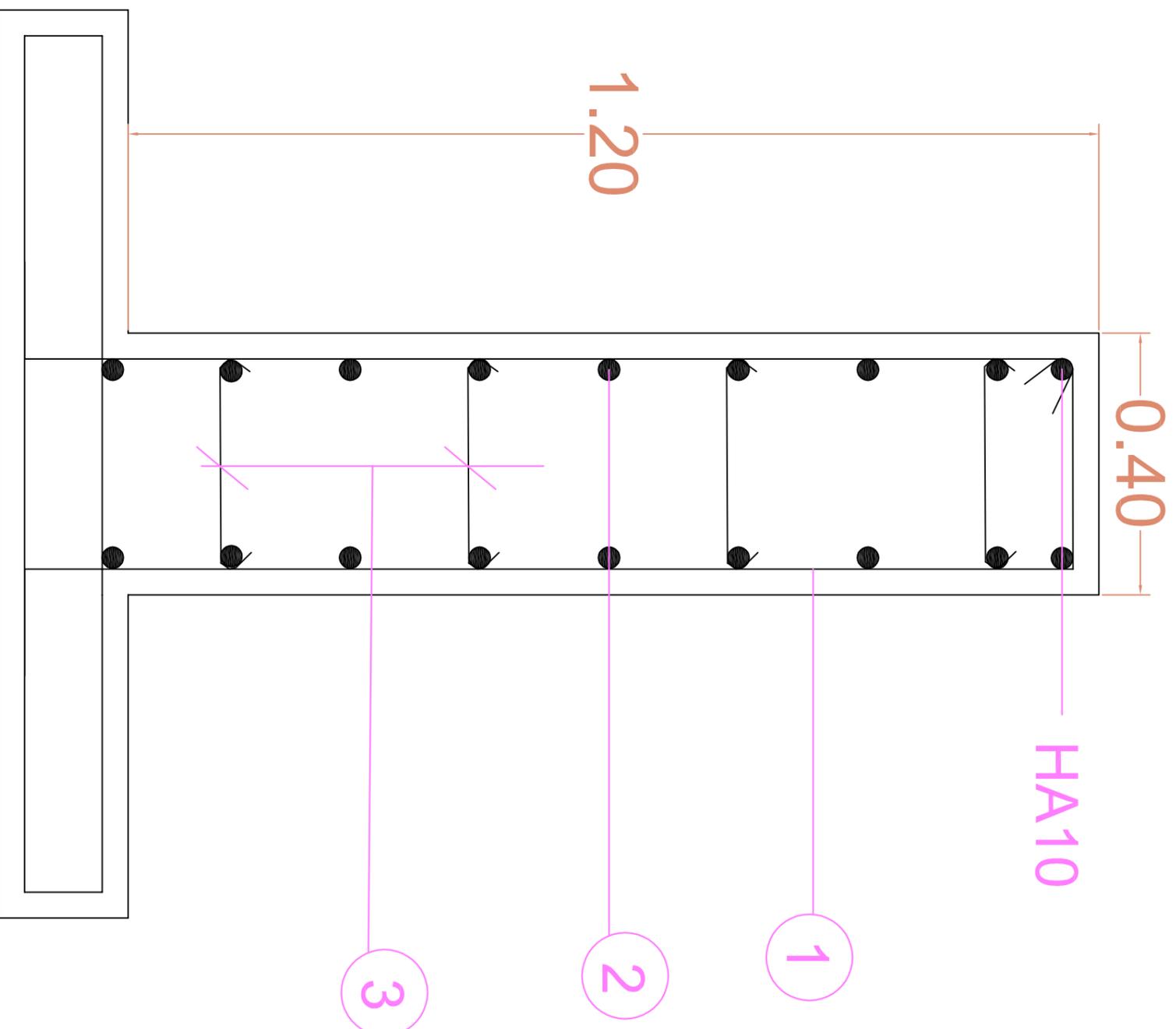
Date de modification : 19 / 09 / 2020

FORMAT : A3



ASSOCIATION
KILIMANJARHOPE

Module		POSITION	ø mm	NBRE. PIÈCES	ESPACEMENT m	FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf
1	20	Ø	10.00	15	120	120	12.6	2.46	30.99
2	16	Ø	10.00	492	492	59.36	59.36	1.58	62.19
3	12	Ø	20.00	4	32	14.4	14.4	0.89	12.82



HA10

1.20

0.40

3

2

1

ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE

DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN

FERRAILLAGE DES

VOILES

Dessiné par : MOUHINGOU TSILA
Génie Souvenir Amoure

Vérifié et approuvé par : Mme. Marie
Thérèse Maramé MBENGUE

Date de modification : 19 / 09 /2020

N : 1

ECHELLE : 1/300

FORMAT : A3

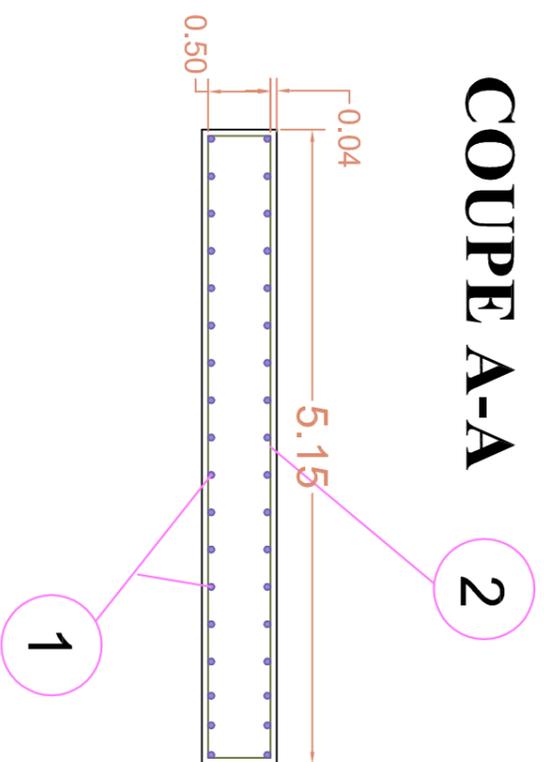
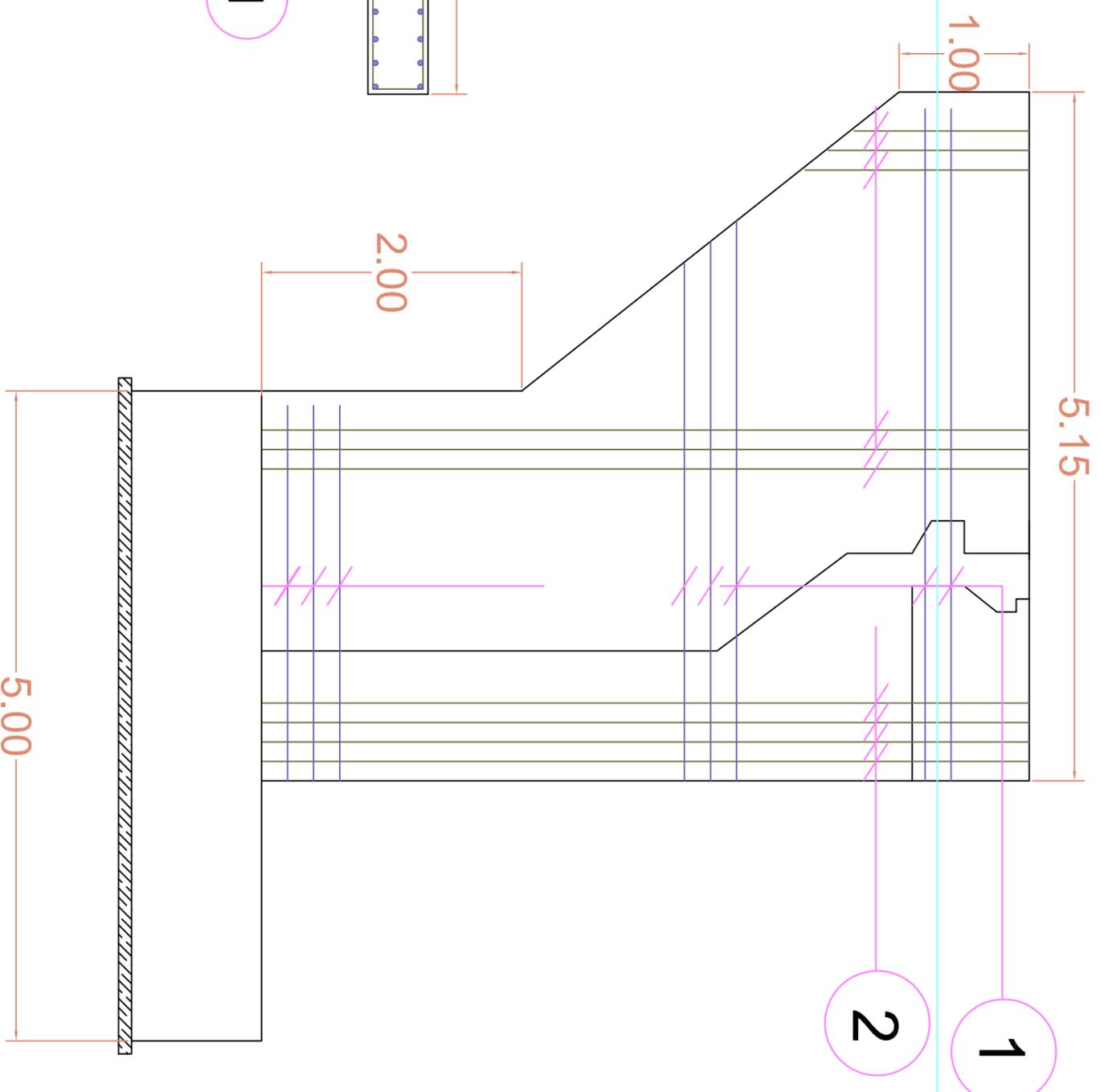


ASSOCIATION
KILIMANJARO Hope

Institut ZIE
Rue de la science
01 BP 594
Ouagadougou
BURKINA Faso



Module		POSITION	Ø mm	NBRE. PIÈCES	Espacement e	FAÇONNAGE $L = cm$	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf
1	2	14	32	12.0	13 21	507	170.56	1.21	206.38
2	25	20	10.0	26	26	592	128.8	3.85	495.88



ETUDES TECHNIQUES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE
DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN

**PLAN DE FERRAILLAGE
DU MUR EN RETOUR**

Dessiné par : **MOUHINGOU TSILA**
Génie Souvenir Amoure

Vérifié et approuvé par : Mme. Marie
Thérèse Marame MBENGUE

Date de modification : 19 / 09 /2020

N : 1

ECHELLE : 1/200

FORMAT : A3

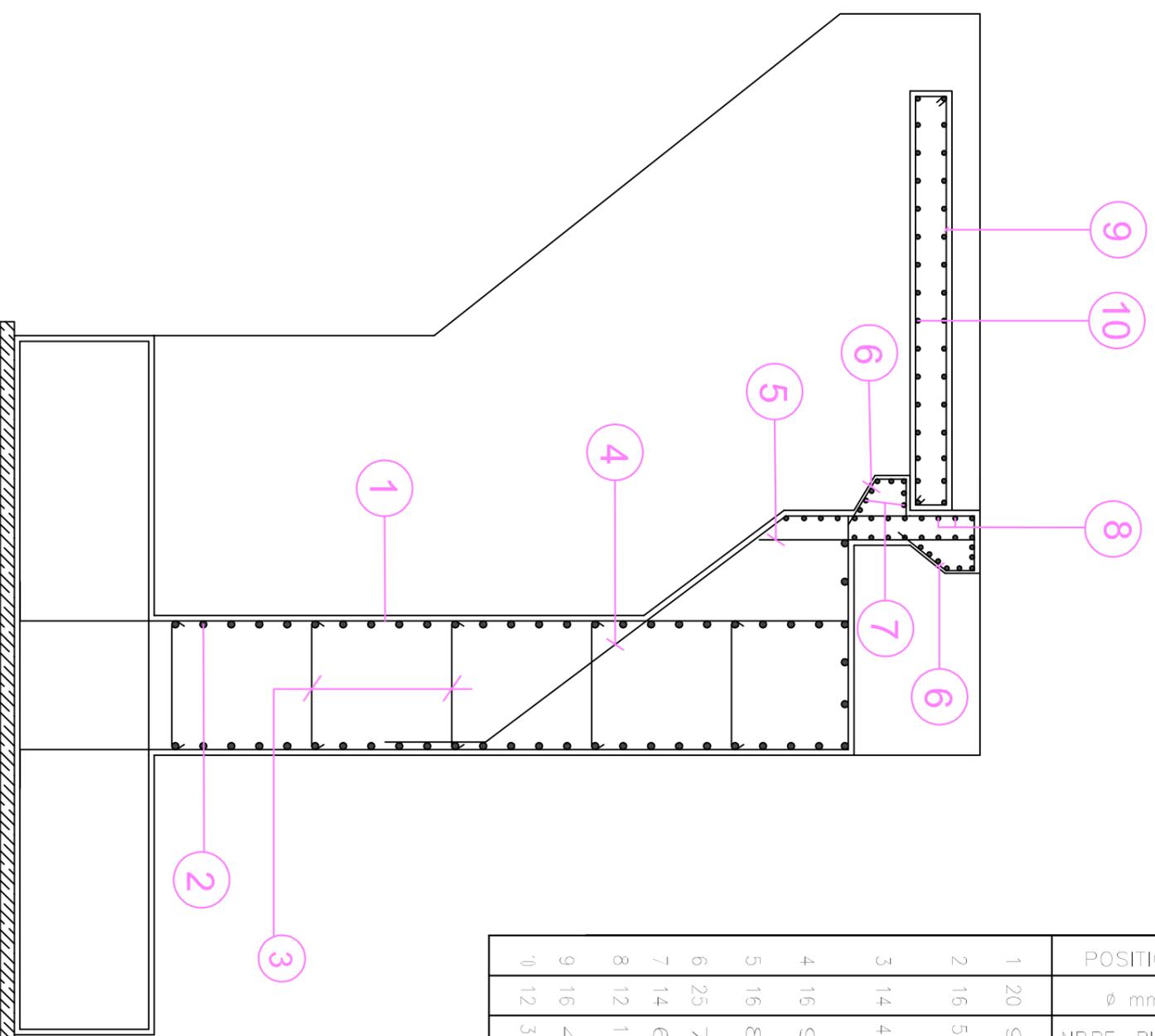


ASSOCIATION
KILIMANJAR Hope

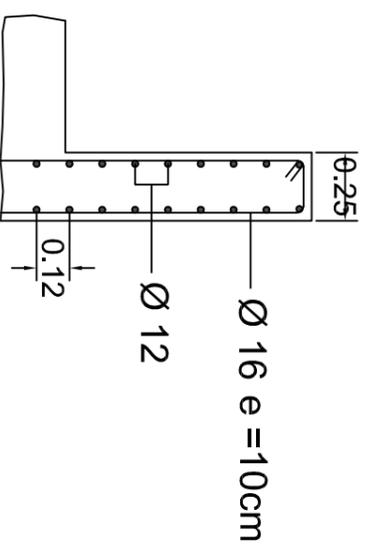
Institut ZIE
Rue de la science
01 BP 594
Ouagadougou
BURKINA Faso



Module		POSITION	ø mm	NBRE. PIÈCES	ESPACEMENT	FAÇONNAGE	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf
1	20	Ø	20.00	15	492	15	49.98	2.47	116.04
2	16	Ø	50	10.00	92	4	4	1.58	72.68
3	14	Ø	45	20.00	92	100	48.6	1.21	58.81
4	16	Ø	15.00	262	23.58	1.58	37.25		
5	16	Ø	10.00	122	21.6	1.58	34.13		
6	25	Ø	15.00	87	6.09	3.85	23.45		
7	14	Ø	15.00	507	30.42	1.21	36.81		
8	12	Ø	8.00	507	50.7	0.89	45.13		
9	16	Ø	5.00	292	23.92	1.58	37.79		
10	12	Ø	32	507	162.24	0.89	144.39		



DETAIL DU MUR GARDE GREVE



Institut ZIE
Rue de la science
01 BP 594
Ouagadougou
BURKINA Faso



ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN

FERRAILLAGE DES ELEMENTS LA CULEE

Dessiné par : MOUHINGOU TSILA
Génie Souvenir Amoure

Vérifié et approuvé par : Mme. Marie Thérèse Marame MBENGUE

Date de modification : 19 / 09 /2020

N : 1

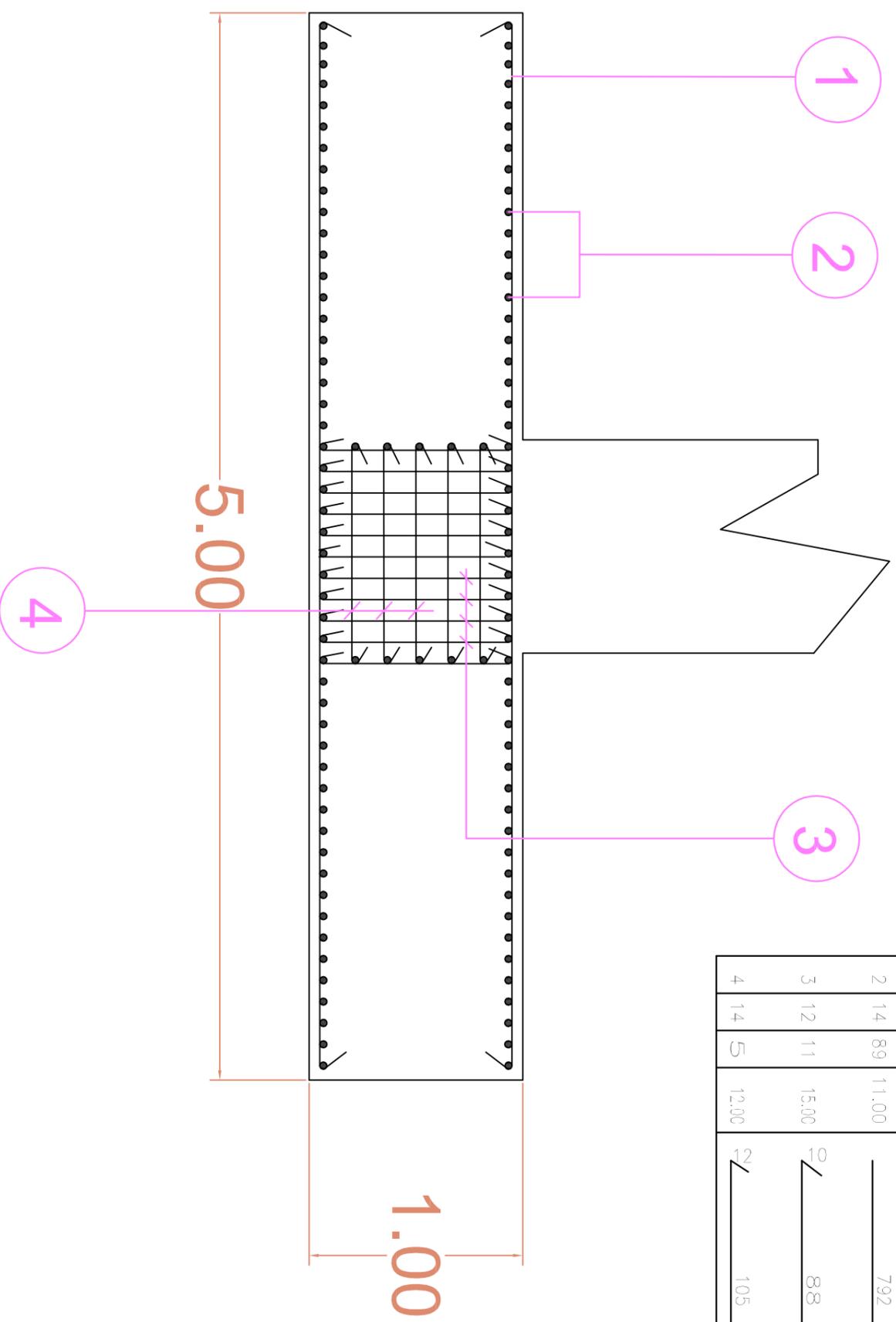
ECHELLE : 1/200

FORMAT : A3



ASSOCIATION
KILIMANJARO Hope

Module		POSITION	ø mm	NBRE. PIÈCES	ESPACEMENT m	FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf
1	20	14	12.00	24	492	75.6	2.47	186.73	
2	14	89	11.00	792	704.88	1.21	852.30		
3	12	11	15.00	88	11.88	0.89	10.57		
4	14	5	12.00	105	6.45	1.21	7.81		



**ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES D'UNE DIGUE ROUTIERE ET DE L'OUVRAGE
DE FRANCHISSEMENT AU DROIT DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE TOEMIGHIN**

FERRAILLAGE DES

SEMELLES

Institut ZIE
Rue de la science
01 BP 594
Ouagadougou
BURKINA Faso



Dessiné par : **MOUHINGOU TSILA**
Génie Souvenir Amoure

N : 1

Vérifié et approuvé par : Mme. Marie
Thérèse Marame MBENGUE

ECHELLE : 1/400

Date de modification : 19 / 09 /2020

FORMAT : A3



ASSOCIATION
KILIMANJAR Hope