



**ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES DES TRAVAUX DE
CONSTRUCTION D'UN OUVRAGE DE FRANCHISSEMENT DU
NOUVEAU CARREFOUR GIRATOIRE DE L'HOPITAL YALGADO
OUEDRAOGO A OUAGADOUGOU AU BURKINA FASO**

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

Présenté et soutenu publiquement le 03/07/2019 par

Jules Ferry TCHANA (20130630)

Directeur de mémoire : M. Arnaud Louis OUEDRAOGO (Enseignant à 2iE)

Encadrant 2iE : Mme Marie Thérèse GOMIS/MBENGUE (Enseignante à 2iE)

Maître de stage : Mme Samira MANDO, Ingénieur Travaux à COGEB

Structure d'accueil du stage : COGEB INTERNATIONAL S.A.

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Malick ZOROM

Membres et correcteurs : M. Issa MADOUGOU (Correcteur)

M. Christian RAMADJI (Correcteur)

M. Arnaud OUEDRAOGO (Membre)

Mme. Marie Thérèse GOMIS/MBENGUE (Membre)

Promotion 2018/2019

DEDICACE

Je dédie ce mémoire de fin d'études à :

- ✓ **Dieu**, le tout puissant qui m'a créé et me donne la vie ;
- ✓ Mon Père **M. FEUNOU Moïse** ;
- ✓ Ma Mère **Mme FEUNOU Marie Nicole/ALIMA** ;
- ✓ Mes frères et sœurs ;
- ✓ Ma grande famille ;
- ✓ La **DAAD** ;
- ✓ Toute personne qui utilisera ce document.

CITATION

« Recommande à l'Eternel tes œuvres, Et tes projets réussiront. »

Proverbes 16 v 3

« C'est pourquoi, quiconque entend ces paroles que je dis et les met en pratique, sera semblable à un homme prudent qui a bâti sa maison sur le roc. La pluie est tombée, les torrents sont venus, les vents ont soufflé et se sont jetés contre cette maison : elle n'est point tombée, parce qu'elle était fondée sur le roc »

Matthieu 7 v 24 - 25

REMERCIEMENTS

Au terme de ces deux années de formation en cycle de master en ingénierie à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), je remercie tout d'abord le Dieu tout puissant et créateur, pour la grâce qu'il me donne d'achever ma formation d'ingénieur dans des bonnes conditions.

Je tiens aussi à exprimer ma gratitude et ma reconnaissance à tous ceux qui de près ou de loin, ont contribué à notre réussite.

Je tiens à remercier particulièrement :

- ✓ **La Direction Générale, l'Administration, le Département du Génie-Civil et Hydraulique et tout le personnel enseignant et administratif de 2iE** pour leur encadrement, leur disponibilité et les bonnes conditions de travail et d'hébergement qu'ils ont bien voulu mettre à notre disposition ainsi que tout ce bagage intellectuel qu'ils ont transmis ;
- ✓ **M. Arnaud Louis OUEDRAOGO**, Enseignant à 2iE pour sa disponibilité, son assistance et la direction des travaux de ce mémoire ;
- ✓ **Mme Marie Thérèse GOMIS/MBENGUE**, Enseignante à 2iE pour sa disponibilité, son assistance et son encadrement ;
- ✓ **M. Moctar MANDO**, Administrateur Général de COGEB INTERNATIONAL S.A. pour m'avoir accueilli dans son entreprise ;
- ✓ **Mme Samira MANDO**, Ingénieur Travaux à COGEB INTERNATIONAL S.A. qui a bien voulu m'accepter comme son stagiaire ;
- ✓ **Tout le personnel de COGEB INTERNATIONAL S.A.** pour leur accueil chaleureux, leur disponibilité et leur soutien ;
- ✓ **Le Professeur Adamah MESSAN**, pour ses précieux conseils ;
- ✓ **La DAAD** pour le financement de mon Master qu'elle a bien voulu m'accorder ;
- ✓ **Ma famille** pour leur soutien de toute nature et leurs encouragements pendant mes études.

RESUME

Les travaux de ce présent mémoire portent sur l'étude technique détaillée de l'ouvrage de franchissement du nouveau carrefour giratoire de l'hôpital YALGADO OUEDRAOGO à Ouagadougou au Burkina-Faso. L'objectif général de notre étude est de faire une étude comparative en termes de coût entre le pont réalisé par l'entreprise sur du gros béton et celui que nous avons étudié sur des pieux afin d'évaluer la différence de coût qu'aurait engendré le gros béton.

L'étude préliminaire d'ouvrages d'art nous a conduit à retenir un pont dalle en béton armé à 4 travées indépendantes de portées 16,5m chacune. Par contre, celui exécuté est à travées continues de portée 16,23m-16,77m-16,77m-16,23m respectivement. Le tablier du pont étudié est de section transversale rectangulaire, reposant sur des piles de type colonne dans sa partie intermédiaire contrairement au tablier de l'ouvrage exécuté qui a pour appuis intermédiaire des piles de type voile. Les appuis extrêmes des deux tabliers sont constitués des culées.

La chaussée portée par l'ouvrage qui est la RN4, est constituée de 2x2 voies de 3,50m de largeur chacune, 2 accotements de 0,75m chacun, 2 trottoirs de 1,10m chacun et un Double Béton Armé (DBA) de 60cm soit une largeur totale de 18,30 m. Cette largeur étant supérieure à 15m, nous avons divisé le tablier en deux tabliers identiques à savoir le tablier Nord et le tablier Sud de largeur 9,14m séparés par un vide de 2 cm.

Le devis quantitatif et estimatif du pont et de ses rampes d'accès s'élève à ***Trois milliards cinq cents quatre-vingt et sept millions six cents quatre-vingt et un mille trois cents sept francs CFA TTC (3 587 681 307 FCFA TTC).***

L'étude comparative révèle que la fondation superficielle sur gros béton réalisée par l'entreprise lui est revenu plus chère comparée à l'option des fondations profondes (pieux). La différence de coût s'élève à **trois cent vingt et neuf millions trois cent quatre-vingt et quinze mille deux cent soixante-trois FCFA (329 395 263 FCFA TTC).**

Mots clés :

- 1. Appui**
- 2. Fondation**
- 3. Pont**
- 4. Tablier**
- 5. Travée**

ABSTRACT

The work of this thesis concerns the detailed technical study of the crossing structure of the new roundabout at the YALGADO OUEDRAOGO Hospital in Ouagadougou, Burkina Faso. The main objective of our study is to make a comparative study between the bridge made by the company on superficial foundations on large concrete and the one we studied on piles in order to evaluate the difference in cost that would have caused the large concrete.

The preliminary study of engineering structures led us to retain a reinforced concrete slab bridge with 4 independent spans each of 16.5m. On the other hand, the one executed is of continuous spans of 16.23m-16.77m-16.77m-16.23m respectively. The deck of the studied bridge is of rectangular cross-section, resting on column-type piles in its intermediate part unlike the deck of the work executed which has for intermediate supports of the sail-type piles. The extreme supports of the two aprons consist of abutments.

The roadway carried by the structure which is the RN4, consists of 2×2 lanes of 3.50m width each, 2 shoulders of 0.75m each, 2 sidewalks of 1.10m each and a DBA of 60cm giving a total width of 18.30m. This width being greater than 15m, we divided the deck into two identical aprons, namely the North deck and the South deck each of width 9.14m separated by a gap of 2cm.

The quantitative and the estimated quotation of the bridge and its access ramps is **three billion five hundred and eighty seven million six hundred and eighty-one thousand three hundred and seven francs CFA TTC (3 587 681 307 FCFA TTC).**

The comparative study reveals that the superficial foundation on big concrete carried out by the company returned to him more expensive compared to if it had opted for deep foundations (piles). The difference in cost is up to **three hundred twenty-nine million three hundred and ninety-five thousand two hundred and sixty-three francs FCFA (329 395 263 FCFA including tax).**

Key words :

- 1. Support**
- 2. Foundation**
- 3. Bridge**
- 4. Apron**
- 5. Span**

LISTE DES ABREVIATIONS

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

BA : Béton Armé

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

BN4 : Barrière Normale de type 4

CCTP : Cahier des Clauses Techniques Particulières

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

CPC : Cahiers des Prescriptions Communes

CRT : Coefficient de Répartition Transversal

DBA : Double Béton Armé

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

FCFA : Franc de Communauté Financière Africaine

HA : Haute Adhérence

HT : Hors Taxe

ITBTP : Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics

PK : Point Kilométrique

PIPO : Portique Ouvert en Béton Armé

PRAD : Poutrelle Précontraintes par fil Adhérent

PSI BA : Passage Supérieur ou Inférieur en Béton Armé

PSI DA : Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Armée

PSI DE : Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Elégie

PSI DP : Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Précontrainte

PSI OM : Passage Supérieur ou Inférieur en Ossature Mixte

RN : Route Nationale

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

TTC : Toute Taxe Compris

TABLE DES MATIERES

| | |
|--|-----|
| DEDICACE | i |
| CITATION | ii |
| REMERCIEMENTS | iii |
| RESUME | iv |
| ABSTRACT | v |
| LISTE DES ABREVIATIONS | vi |
| TABLE DES MATIERES | 1 |
| LISTE DES TABLEAUX | 3 |
| LISTE DES FIGURES | 4 |
| INTRODUCTION GENERALE | 5 |
| CHAPITRE I : GENERALITES | 8 |
| I.1. Présentation de la structure d'accueil | 8 |
| I.2. Présentation générale du projet | 9 |
| I.3. Description sommaire de l'ouvrage réalisé | 10 |
| CHAPITRE II : ETUDE PRELIMINAIRE D'OUVRAGE D'ART | 11 |
| II.1. Données du projet | 11 |
| II.2. Solutions possibles pour le franchissement du giratoire | 13 |
| II.3. Analyse comparative multicritère des variantes et solution optimale | 13 |
| CHAPITRE III : ETUDE DETAILLEE DE LA VARIANTE RETENUE | 17 |
| III.1. Introduction et base de calculs | 17 |
| III.1.1. Description de l'ouvrage | 17 |
| III.1.2. Normes et règlements | 19 |
| III.1.3. Les matériaux | 19 |
| III.1.4. Charges de calcul | 19 |
| III.2. Justification de la dalle | 21 |
| III.2.1. Calcul des coefficients de répartition transversale | 21 |
| III.2.2. Calcul des sollicitations | 22 |
| III.2.3. Calcul du ferrailage du tablier | 23 |
| III.3. Justification des éléments de la pile | 24 |
| III.3.1. Justification du chevêtre | 24 |
| III.3.2. Justification des fûts | 26 |
| III.3.3. Justification de la semelle de liaison | 28 |
| III.3.4. Justification des pieux | 29 |
| III.4. Justification des éléments de la culée | 32 |

| | |
|---|------------|
| III.4.1. Justification de la résistance interne de la culée | 32 |
| III.4.2. Vérification de la stabilité externe de la culée | 38 |
| III.5. Etude de quelques éléments du pont | 39 |
| III.5.1. Etude des appareils d'appuis | 39 |
| III.5.2. Etude des bossages | 42 |
| CHAPITRE IV : ETUDE STRUCTURALE DE LA CHAUSSEE DES RAMPES D'ACCES ... | 44 |
| IV.1. Introduction | 44 |
| IV.2. Description des rampes | 44 |
| IV.3. Conception structurale | 44 |
| IV.4. Prédimensionnement | 44 |
| IV.5. Dimensionnement | 45 |
| IV.5.1. Données | 45 |
| IV.5.2. Valeurs limites admissibles | 46 |
| V.3. Calcul des contraintes et déformations sur Alizé | 47 |
| CHAPITRE V : NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL, DEVIS ET ETUDE COMPARATIVE | 49 |
| V.1. Notice d'impact environnemental et Social | 49 |
| V.1.1. Composante de l'environnement concerné par l'impact | 49 |
| V.1.2. Sources d'impacts potentiels du projet | 49 |
| V.1.3. Impacts positifs | 49 |
| V.1.4. Impacts négatifs et mesures d'atténuations | 50 |
| V.2. Devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage | 51 |
| V.3. Etude comparative | 51 |
| V.3.1. Comparaison de la géométrie des deux ouvrages (étudié et réalisé) | 52 |
| V.3.2. Comparaison quantitative des matériaux et des coûts | 52 |
| CONCLUSION GENERALE | 54 |
| RECOMMANDATIONS | 55 |
| BIBLIOGRAPHIE | 56 |
| ANNEXES | 58 |
| <i>ANNEXE I : Note de Calcul du Pont</i> | <i>59</i> |
| <i>ANNEXE II : Etude Structurale de la Chaussée des Rampes d'Accès</i> | <i>123</i> |
| <i>ANNEXE III : Devis Quantitatif et Estimatif</i> | <i>125</i> |
| <i>ANNEXE IV : Pièces Graphiques de l'Ouvrage</i> | <i>126</i> |
| <i>ANNEXE V : Diagrammes des essais pressiométriques</i> | <i>131</i> |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|--|-----------|
| <i>Tableau 1 : Disposition des essais pressiométriques et sondages carottés par appui</i> | 11 |
| Tableau 2 : Caractéristiques de la voie portée..... | 12 |
| Tableau 3 : Avantages et Inconvénients des variantes restantes..... | 14 |
| Tableau 4 : Analyse comparative multicritère des deux variantes de pont | 14 |
| Tableau 5 : Données relatives aux charges permanentes..... | 19 |
| Tableau 6: Tableau des coefficients de pondération | 20 |
| <i>Tableau 7: Récapitulatif des valeurs du CRT.....</i> | 21 |
| <i>Tableau 8 : Récapitulatif des sollicitations longitudinales globales sur le tablier et calcul des sollicitations longitudinales moyennes pour une bande d'un mètre du tablier</i> | 22 |
| Tableau 9 : Récapitulatif des valeurs des sollicitations longitudinales maximales par bande d'un mètre..... | 23 |
| Tableau 10 : Récapitulatif des moments transversaux à l'ELS | 23 |
| Tableau 11 : Armature principale de la dalle | 23 |
| Tableau 12 : Récapitulatif des charges permanentes du tablier reprises par chaque fût..... | 26 |
| Tableau 13 : Récapitulatif des sollicitations du chevêtre..... | 26 |
| Tableau 14 : Valeurs de q_s en fonction de la profondeur | 29 |
| Tableau 15 : Sollicitations s'exerçantes sur le mur de front..... | 33 |
| Tableau 16 : Sollicitations s'exerçantes sur le mur en retour | 34 |
| Tableau 17 : Valeurs de q_s en fonction de la profondeur..... | 37 |
| Tableau 18 : Epaisseurs des couches de chaussée en fonction de la nature des matériaux | 45 |
| Tableau 19 : Valeurs du CAM | 45 |
| Tableau 20 : Valeur du nombre d'essieux..... | 45 |
| Tableau 21 : Caractéristiques du Béton Bitumineux | 46 |
| Tableau 22 : Récapitulatif des valeurs admissibles obtenues par calcul manuel | 47 |
| Tableau 23 : Récapitulatif des valeurs admissibles obtenues sur Alizé..... | 47 |
| Tableau 24 : Valeurs des contraintes et déformations obtenues sur Alizé pour la variante initiale | 47 |
| Tableau 25 : Valeurs des contraintes et déformations sur Alizé pour la variante 2 | 47 |
| Tableau 26 : Récapitulatif des mesures d'atténuation liée aux impacts négatifs du projet..... | 50 |
| Tableau 27 : Récapitulatif du devis | 51 |
| Tableau 28 : Comparaison géométrique entre le pont réalisé et celui calculé | 52 |
| Tableau 29 : Comparaison des quantités de matériaux et leurs coûts de l'ouvrage étudié et de celui réalisé..... | 52 |

LISTE DES FIGURES

| | |
|---|-----------|
| Figure 1 : Situation géographique du pays du projet | 9 |
| Figure 2 : Situation géographique de la zone d'étude à Ouagadougou | 10 |
| Figure 3 : Localisation du projet dans la ville de Ouagadougou..... | 10 |
| Figure 4 : Coupe transversale du Tablier Nord..... | 18 |
| Figure 5 : Schéma de la pile..... | 18 |
| Figure 6 : Schéma de la culée | 19 |
| Figure 7 : Modélisation du tablier suivant le sens transversal | 21 |
| Figure 8 : Modèle statique du chevêtre | 24 |
| Figure 9 : Répartition des charges sur les pieux..... | 28 |
| Figure 10 : Groupe de pieux..... | 32 |
| Figure 11 : Décomposition du mur en retour en tranche horizontale | 35 |
| Figure 12 : Coupe transversale de la structure de chaussée..... | 48 |

INTRODUCTION GENERALE

I. GENERALITES

Un adage populaire dit : « **La route du développement passe par le développement de la route** » ! En effet, le développement du réseau routier reste un facteur important pour le développement d'un pays. Ce rôle de facteur de développement se justifie par le fait qu'elle est le moyen le plus utilisé comme support de transport des personnes, des marchandises et des biens. Toutefois, il est important de noter que la construction d'une route nécessite parfois la construction d'ouvrages d'art, afin de franchir un obstacle naturel (oueds, montagnes, vallées, rivières...) ou artificiel (routes, autoroutes, chemins de fer, canaux...). C'est ainsi donc qu'en zone urbaine, des échangeurs sont construits à certains carrefours, afin de fluidifier la circulation et de faire gagner en temps les usagers de la route.

C'est dans cette optique que le Gouvernement du Burkina Faso, dans sa stratégie de développement du secteur du transport terrestre, s'est fixé entre autres principaux objectifs : de faciliter la circulation et aussi les évacuations sanitaires dans la ville de Ouagadougou rendues difficiles à cause du trafic. C'est dans ce contexte que l'entreprise COGEB INTERNATIONAL S.A. s'est vue attribuer par le Gouvernement le marché des travaux d'aménagement de la section urbaine de la RN04 allant du croisement de la RN03 à l'échangeur de l'est à Ouagadougou y compris un mini échangeur et le prolongement jusqu'au croisement de l'avenue de la liberté (4,4 Km). C'est ce mini échangeur qui fera l'objet de notre mémoire intitulé : « **Etudes techniques détaillées des travaux de construction d'un ouvrage de franchissement du nouveau carrefour giratoire de l'hôpital YALGADO OUEDRAOGO à Ouagadougou au Burkina Faso** ».

II. PROBLEMATIQUE

La technologie de construction des fondations sur du gros béton est une technologie ancienne qui a été remplacée par celle des pieux afin de réduire les coûts de construction.

Alors la question est de savoir si : **Le choix de l'entreprise de réaliser l'ouvrage sur du gros béton avait été plus économique qu'une réalisation sur des pieux ?**

III. OBJECTIFS

Ce mémoire fait donc suite à la réalisation de l'ouvrage de franchissement du nouveau carrefour giratoire de l'hôpital YALGADO OUEDRAOGO à Ouagadougou au Burkina Faso et a pour

objectif général de **faire une comparaison en termes de coût entre la variante réalisée par l'entreprise sur gros béton et celle calculée sur des pieux.**

Cet objectif général se décline en quatre objectifs spécifiques à savoir :

- ✓ Concevoir et Dimensionner une variante d'ouvrage de franchissement du nouveau giratoire de l'hôpital YALGADO OUEDRAOGA de Ouagadougou au Burkina Faso ;
- ✓ Effectuer un dimensionnement structural des rampes d'accès à l'ouvrage ;
- ✓ Estimer le coût de l'ouvrage et de ses rampes d'accès ;
- ✓ Comparer la variante étudiée à celle réalisée par l'entreprise.

L'atteinte de ces objectifs spécifiques nous permettra d'aboutir aux résultats suivants :

- ✓ Plans de conception et d'exécution du pont ;
- ✓ Coupe transversale de la chaussée sur les rampes d'accès ;
- ✓ Evaluation financière de l'ouvrage d'art et de ses rampes d'accès ;
- ✓ Comparaison de la variante étudiée à celle réalisée ;
- ✓ Conclusion et recommandations.

Pour se faire, notre travail suivra la méthodologie ci-après :

- ✓ Visite prospective du site et de l'ouvrage réalisé ;
- ✓ Recherche documentaire ;
- ✓ Exploitation des données des études de base ;
- ✓ Analyse multicritère et choix de la variante finale ;
- ✓ Conception de la variante retenue ;
- ✓ Dimensionnement de la variante retenue ;
- ✓ Dimensionnement des rampes d'accès ;
- ✓ Notice d'impact environnemental et sociale ;
- ✓ Devis quantitatif et estimatif du projet ;
- ✓ Comparaison de la variante étudiée à celle réalisée.

Ainsi donc, ces étapes feront l'objet des cinq chapitres qui structurent le présent document. Le chapitre I est consacré aux généralités à savoir la présentation de la structure d'accueil et la présentation générale du projet, tandis que le chapitre II aborde l'étude préliminaire de l'ouvrage d'art. Une fois que le choix de l'ouvrage est fait, son étude structurale détaillée est faite dans le chapitre III. Le chapitre IV traite du dimensionnement structural de la chaussée des rampes d'accès et en fin le chapitre V est consacré à la Notice d'impact environnemental et



sociale, au devis quantitatif et estimatif du projet et à la comparaison du pont réalisé à celui étudié.

CHAPITRE I : GENERALITES

Ce chapitre a pour but de donner une vue globale du projet : son contexte, sa situation géographique, l'objectif de l'étude et une présentation succincte de l'entreprise attributaire du marché qui est ici notre structure d'accueil.

I.1. Présentation de la structure d'accueil

Le groupe COGEB INTERNATONAL S.A est une société anonyme au capital de 1 000 000 000 de FCFA, créée en 1993 par Monsieur Moctar MANDO qui en est actuellement l'Administrateur général. L'équipe constituant le groupe COGEB est un brassage de plusieurs nationalités et de cultures (Bénoise, Burkinabé, Centrafricaine, Congolaise, Française, Malienne, Nigérienne, Rwandaise, Togolaise et Tunisienne).

Cette entreprise est inscrite au Registre de Commerce et de Crédit Mobilier au Greffe du Tribunal de commerce de la ville de Ouagadougou sous le N° BF-OUA-2004-B-2405 et dispose d'un agrément en qualité de fournisseur de l'état délivré par le Ministère de l'Economie et des finances, de l'agrément de catégorie B4 du Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme pour les travaux de Bâtiment et de l'agrégat de catégorie T4 du Ministère des infrastructures, pour les travaux d'entretien courant, de réhabilitation et de construction des routes et d'aménagement des pistes. En outre, pour la production industrielle des granulats, COGEB INTERNATIONAL a obtenu du Ministère des Mines et des Carrières l'autorisation permanente d'exploitation de carrière de granite.

COGEB est une entreprise en pleine expansion tournée résolument vers une modernisation de sa gestion (assurée par un personnel dynamique et très compétent) et de ses moyens de production (par acquisition d'engins et de matériels performants).

I.1.1. Organisation de l'entreprise

L'organisation de l'entreprise est faite autour d'un staff composé de :

- Administrateur Général du GROUPE COGEB INTERNATIONAL ;
- Conseiller de l'Administrateur Général ;
- La Direction Technique d'Exploitation (D.T.E) ;
- La direction des finances et comptabilité (D.F.C) ;
- Le Bureau d'Etude et Commercial (B.E.C) ;
- Les centres de profit.

I.2. Présentation générale du projet

I.2.1. Contexte

Dans sa stratégie de développement du secteur du transport terrestre, le Gouvernement du Burkina Faso, s'est fixé entre autres, notamment pour ce qui concerne les infrastructures routières, les principaux objectifs suivants :

- ✓ Assurer une bonne structuration du réseau routier national afin de lui permettre de jouer pleinement son rôle de développement du pays ;
- ✓ Développer le réseau national par la création de nouvelles voies de circulation ;
- ✓ Faciliter la circulation et aussi les évacuations sanitaires dans la ville de Ouagadougou rendues difficiles à cause du trafic ;
- ✓ Maintenir le réseau dans un bon état afin de réduire le coût d'exploitation des véhicules et accroître la sécurité des usagers.

C'est dans cette optique qu'est né le projet des travaux d'aménagement de la section urbaine de la RN04 allant du croisement de la RN03 à l'échangeur de l'est à Ouagadougou y compris un mini échangeur et le prolongement jusqu'au croisement de l'avenue de la liberté (4,4 Km).

I.2.2. Situation géographique

Le projet est localisé dans la commune urbaine de Ouagadougou (Province du Kadiogo/Région du Centre). Les Arrondissements 1, 2 et 5 sont concernés par le projet plus précisément, les Secteurs 3 (dans l'Arrondissement 1), 10 (dans l'Arrondissement 2), 21 et 22 (dans l'Arrondissement 5) sont directement concernés par le projet.

La figure ci-après donne une idée sur la localisation du tronçon de l'aménagement de la RN04 concerné par le projet y compris le mini-échangeur.

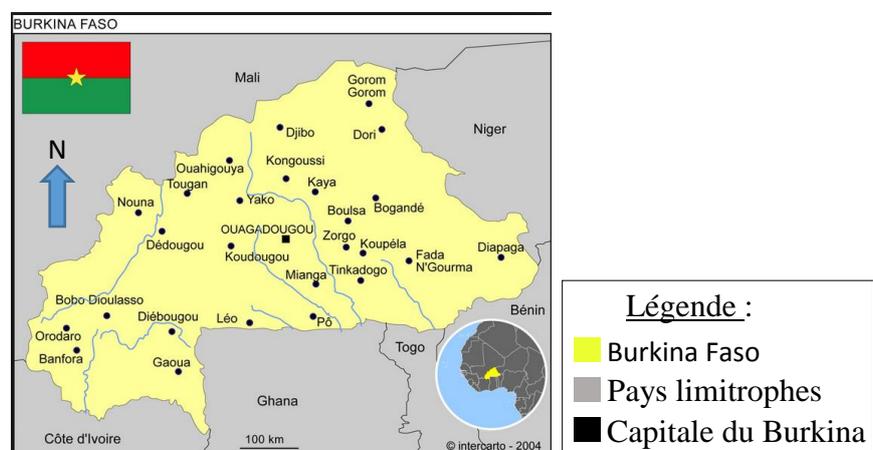


Figure 1 : Situation géographique du pays du projet

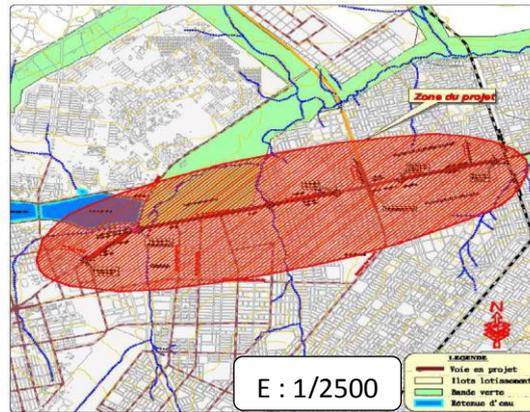


Figure 2 : Situation géographique de la zone d'étude à Ouagadougou
Source : Dossier technique du projet.

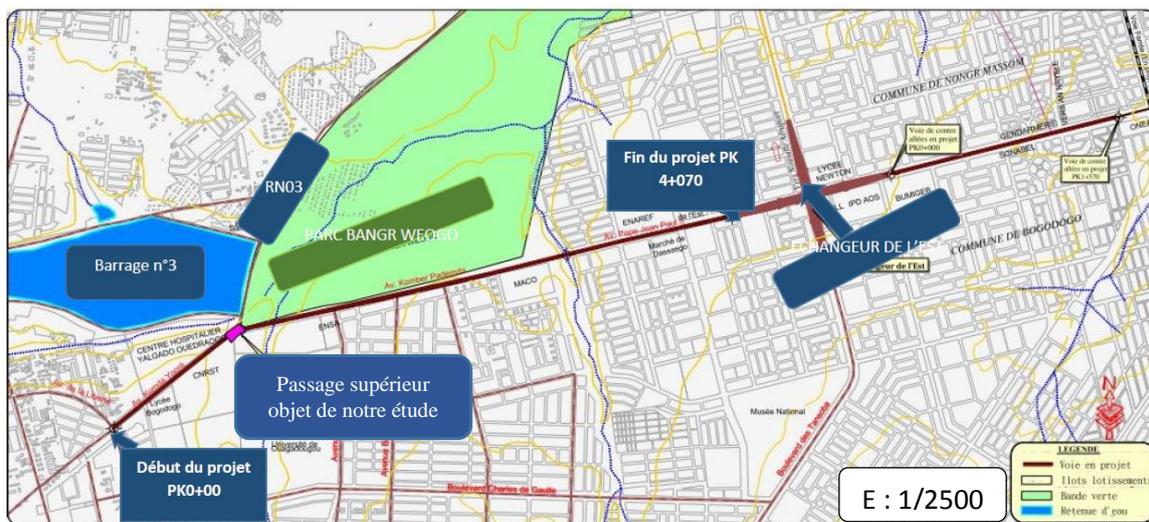


Figure 3 : Localisation du projet dans la ville de Ouagadougou
Source : Dossier technique du projet.

I.3. Description sommaire de l'ouvrage réalisé

L'ouvrage de franchissement du nouveau giratoire de l'hôpital YALGADO est un pont droit de type PSI-DA, long de 67 m et situé au croisement de la RN03 et de la RN04, entre les profils PK0+925 et PK0+995. Il est constitué de deux tabliers de type dalle en béton armé à 4 travées continues de portées respectives : 16,23m-16,77m-16,77m-16,23m et de largeur totale 18,30 m.

La voie portée (RN04) a les caractéristiques suivantes : deux (2) chaussées de deux (2) voies chacune de 3,5 m, un trottoir de part et d'autre de la chaussée de 1,10 m, un accotement de part et d'autre de la chaussée de 0,75 m, des barrières de sécurité de type BN4 et un terre-plein central de 0,60 m. Le gabarit routier situé en dessous de l'ouvrage est de 4,50 m.

CHAPITRE II : ETUDE PRELIMINAIRE D'OUVRAGE D'ART

Certaines données sont nécessaires pour l'étude d'un pont. Le présent chapitre présente les données du projet, les différentes solutions possibles pour le franchissement du giratoire et une analyse multicritère pour le choix de la solution définitive.

II.1. Données du projet

II.1.1. Données naturelles

II.1.1.1. Topographiques

La topographie de la zone du projet est relativement plate avec de légères pentes généralement dirigées vers les canaux de Wemtenga et de Zogona. Les emprises des rues sont bien définies par les murs de clôtures ou par des bornes de lotissement existantes.

II.1.1.2. Données géotechniques

Le rapport géotechnique préconise par rapport aux culées et piles de l'ouvrage :

- ✓ Qu'ils soient fouillés jusqu'à 4,5 m de profondeur ;
- ✓ De faire un gros béton de 1 m d'épaisseur ;
- ✓ De réaliser des fondations superficielles ;
- ✓ Niveau d'assise des fondations : D = 3.50 m / Terrain Naturel ;
- ✓ Contraintes admissibles : $\sigma_a = 0,15$ MPa (1,50 bars) ;
- ✓ Les tassements totaux seront de l'ordre de 1,8 cm au niveau des culées et 1,2 cm au niveau des piles ;
- ✓ N'ayant pas effectué les essais sur tous les appuis, il n'est pas possible de calculer les tassements différentiels ;
- ✓ Trois essais pressiométriques (SP1, SP2 et SP3) et deux sondages carottés (SC1 et SC2) ont été réalisés à raison d'un par appuis disposés comme suit :

Tableau 1 : Disposition des essais pressiométriques et sondages carottés par appui

| Appuis | C0 | P1 | P2 | P3 | C4 |
|--------|-----|-----|-----|-----|-----|
| Essais | SP1 | SC1 | SP2 | SC2 | SP3 |

Source : Rapport géotechnique

II.1.1.3. Actions d'origine naturelle

Les effets de la température et de l'eau seront pris en compte en tant que dilatation ou raccourcissement et affouillement. En revanche, on ne tiendra pas compte des effets du vent (cas des oueds courants), des séismes (rares ou quasi-inexistants) et de la neige.

II.1.2. Données fonctionnelles

C'est l'ensemble des caractéristiques qui permettent au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

II.1.2.1. Données relatives à la voie portée

La voie portée par l'ouvrage est la route nationale N°04 qui sera aménagée du croisement de la route nationale N°04/N°03 à l'échangeur de l'Est y compris un mini échangeur et le prolongement jusqu'au croisement de l'avenue de la liberté.

i. Tracé en plan

L'ouvrage projeté est un pont droit supportant une route dont l'axe en plan fait un angle de 100 grades avec celui des piles et des culées de l'ouvrage. Sa longueur totale projetée est de 67 m.

ii. Profil en long

L'ouvrage présente une pente longitudinale de 1,50% afin de faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

iii. Profil en travers

Les caractéristiques du profil en travers de la voie portée sont consignées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2 : Caractéristiques de la voie portée

| Caractéristiques | Unités | Valeurs |
|---|--------|---------|
| Largeur de la demi-chaussée | m | 7,00 |
| Largeur des accotements | m | 0,75 |
| Largeur du trottoir | m | 1,10 |
| Largeur du terre-plein central | m | 0,60 |
| Largeur totale de la voie portée | m | 18.30 |
| Pente transversale | % | 2,50 |

Source : Dossier technique

II.1.2.2. Données relatives à l'obstacle franchi

- ✓ L'ouvrage de type pont route est conçu pour franchir un carrefour giratoire en passage supérieur avec une brèche de 67 m.
- ✓ Le gabarit de franchissement présentera un tirant d'air de 4,5 m pris au niveau du point le plus bas de la chaussée. Cependant cette hauteur varie du fait de la courbe du profil en long et atteint une hauteur maximale de 5,00 m.
- ✓ En respectant les proportions prescrites entre tirant d'air et portée nous optons pour 4 travées de portée égale à 16,50 m. Et parce que les tassements différentiels n'ont pas été étudié, nous opterons pour des travées indépendantes.

II.1.3. Données d'intégration au site

On prendra en compte l'impact visuel de la construction sur son environnement. C'est le caractère esthétique de l'ouvrage car il n'est pas admissible de défigurer le paysage par un ouvrage laid.

II.2. Solutions possibles pour le franchissement du giratoire

Les données ci-avant réunies et analysées nous permettent d'aboutir à l'ouvrage projeté. Le paramètre fondamental du choix du type d'ouvrage est la portée principale.

Ainsi avec 16,50 m de portée principale, les différents types de ponts correspondant à cette gamme de portée sont les suivants :

i. Ponts en béton armé

- ✓ Le pont-dalle en béton armé (PSI-DA)
- ✓ Le pont à poutres en béton armé (PSI-BA)
- ✓ Le pont en portique ouvert en béton armé (PIPO)

ii. Ponts en béton précontraint

- ✓ Le pont à poutrelles précontraintes par fil adhérent (PRAD)
- ✓ Le pont en dalle précontrainte (PSI-DP)
- ✓ Le pont en dalle élégie (PSI-DE)

iii. Ponts métalliques

- ✓ Le pont à poutres enrobées à travées indépendantes
- ✓ Le pont à poutres enrobées à travées continues

II.3. Analyse comparative multicritère des variantes et solution optimale

Il est question ici de présenter une comparaison des différents types de solutions ci-dessus énumérées sur la base de plusieurs critères afin de retenir la solution la plus adaptée pour le franchissement du giratoire.

La disponibilité sur place des matériaux du béton armé, la facilité des constructions en béton armé et la maîtrise de la technique par les entreprises locales rendent les ponts en béton armé très compétitifs sur le plan économique contrairement aux solutions en béton précontraint. Ces dernières nécessitent un matériel spécifique et une technique de construction non ou peu maîtrisée localement, ce qui entrainera de recourir aux entreprises étrangères. Pour la solution métallique, l'acier coûte excessivement cher. Ceci dit, les ponts en béton précontraint ou métalliques ne seront pas envisagés. Par ailleurs le domaine d'emploi des ponts en portique

ouvert en béton armé (PIPO) ne se limite qu'à une seule travée de portée maximale 20 m, ce qui l'exclut aussi des solutions envisageables.

Il ne reste plus qu'à analyser deux variantes de ponts : le pont-dalle en béton armé (PSI-DA) et le pont à poutres en béton armé (PSI-BA). Le tableau 3 (M. Ben OUEZDOU, 2012) nous donne les avantages et les inconvénients de ces deux variantes. Le tableau 4 fait une comparaison de ces variantes suivant quelques critères déduits du tableau 3 et dont le barème de notation est le suivant :

Lorsque pour un critère donné, les deux variantes ont le même degré d'avantages, le score nul est attribué aux deux. Lorsqu'une variante domine l'autre en termes d'avantage, celle qui domine obtient le score 1 et l'autre 0.

Tableau 3 : Avantages et Inconvénients des variantes restantes

| Variantes | Variante 1 : Pont Dalle en Béton Armé (PSI-DA) | Variante 2 : Pont à Poutre en Béton Armé (PSI-BA) |
|----------------------|--|--|
| Avantages | <p>Tablier mince : Plus esthétique, Gain en remblai d'accès ;</p> <p>Robuste : Bonne résistance au cisaillement et à la torsion, Employé en biais, courbe ou droit ;</p> <p>Economique sur la main d'œuvre ;</p> <p>Forme simple : Economie ou réutilisation du coffrage.</p> | <p>Possibilité de préfabrication : Pose de poutre par grue, Gain de temps ;</p> <p>Economie de la matière (béton et acier)</p> <p>Travées indépendantes : Peu sensible aux tassements différentiels ;</p> |
| Inconvénients | <p>Pas de préfabrication : Construction sur étaies, d'où problème sur cour d'eau ;</p> <p>Consomme plus de matière (supérieure de 25 à 30%) (M. Ben OUEZDOU, 2012) ;</p> <p>Travées continues : Plus sensible aux tassements différentiels, Pas recommandé pour mauvais sol ou fondations superficielles.</p> | <p>Tablier épais : Moins esthétique, augmentation du remblai d'accès ;</p> <p>Moins robuste : Moins adapté pour les ponts biais et courbes, mais plus adapté aux ponts droits ;</p> <p>Coûteux en main d'œuvre ;</p> <p>Consomme plus de coffrage.</p> |

Tableau 4 : Analyse comparative multicritère des deux variantes de pont

| Critère | Variante 1 : PSI-DA | Variante 2 : PSI-BA | Commentaires | Score Var1-Var2 |
|---------|---------------------|---------------------|--------------|-----------------|
| | Observation | Observation | | |
| | | | | |

| | | | | |
|--------------------------------|--|--|--|--------------|
| Délais | Pas de préfabrication donc plus de temps dans la réalisation. | Possibilité de préfabrication donc gain de temps. | La variante 2 est plus avantageuse à causer du gain de temps. | 0 - 1 |
| Accessibilité | Bien accessible | Bien accessible | Les deux variantes sont bien accessibles. | 0 - 0 |
| Faisabilité technique | Matériaux et main d'œuvre disponible ; Exécution facile. | Matériaux et main d'œuvre disponible ; Exécution facile ; Nécessite l'emploi des engins coûteux. | La variante 1 est plus avantageuse car ne nécessite pas des engins coûteux. | 1 - 0 |
| Coût | Main d'œuvre à bon marché ; Consomme plus de matériaux de construction ; Gain dans le remblai d'accès du fait de la minceur du tablier ; Coffrage réutilisable. | Utilisation des engins coûteux ; Consomme moins de matériaux de construction ; Plus de remblai d'accès du fait de l'épaisseur du tablier ; Coffrage non réutilisable. | Les deux variables ont des coûts pas trop éloignés. Car ce que la 1 perd en matériaux, elle la rattrape en main d'œuvre, remblai d'accès et coffrage réutilisable, contrairement à la 2. | 0 - 0 |
| Durabilité et entretien | Sensibilité aux tassements différentiels, mais très grande résistance au cisaillement et à la torsion ; Facile d'entretien. | Peu sensible aux tassements différentiels ; Facile d'entretien. | Les deux variantes ont des degrés de durabilité sensiblement égaux. Car la 1 est moins sensible au cisaillement et à la torsion mais plus sensible aux tassements différentiels ce qui | 0 - 0 |

| | | | | |
|------------------------------------|--------------------------------|-----------------------------------|--|--------------|
| | | | est le contraire de la 2 | |
| Maintien de la circulation | Déviation à créer. | Déviation à créer. | Création de déviation nécessaire pour chaque variante. | 0 - 0 |
| Impact environnementale | Relativement mineur | Relativement mineur | Relativement mineur pour les deux variantes. | 0 - 0 |
| Esthétique | Plus esthétique | Moins esthétique | La variante 1 est plus esthétique que la variante 2. | 1 - 0 |
| Zone d'emploi de préférence | Zone urbaine. | Zone rurale ou sur un cour d'eau. | La variante 1 est plus avantageuse que la variante 2 car notre site est en zone urbaine. | 1 - 0 |
| Score finale | Variante 1 – Variante 2 | | | 3 - 1 |

En conclusion, nous retenons la variante 1 qui est un Pont Dalle en Béton Armé car elle a obtenu un meilleur score par rapport à la variante 2 du Pont à Poutre en Béton Armé. Elle fera donc l'objet d'une étude détaillée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III : ETUDE DETAILLEE DE LA VARIANTE RETENUE

III.1. Introduction et base de calculs

Le présent chapitre présente les principaux résultats obtenus pour le calcul de la variante de pont retenu. Elle indique les références et règlements de calcul, les hypothèses de charges et les caractéristiques des matériaux pris en compte ainsi que les résultats des calculs de dimensionnement des différentes parties de l'ouvrage. Une note de calcul et des pièces graphiques de l'ouvrage sont jointes aux *ANNEXES I et IV* respectivement du présent mémoire.

III.1.1. Description de l'ouvrage

L'ouvrage qui fera l'objet de notre étude est un Pont Dalle en Béton Armé à travées indépendantes long de 67 m. Il sera constitué de deux tabliers nommés respectivement tablier Nord et tablier Sud. A cause de la grande largeur de notre tablier, il sera divisé en deux tabliers nommés respectivement tablier Nord et tablier Sud de 9,14 m de large chacun et séparés par un vide de 2 cm. Les piles seront de type colonne et reposeront sur des pieux.

III.1.1.1. Caractéristiques du tablier

Chaque tablier sera de type dalle en béton armé à 4 travées indépendantes de portées 16,50 m chacune et ne présentera pas de biais.

Le profil en travers présente un dévers unique de 2,5% du Sud vers le Nord pour le tablier Nord et du Nord vers le Sud pour le tablier Sud. Chaque tablier sera une dalle pleine rectangulaire de 75 cm d'épaisseur.

Le profil en long est parabolique (rayon de courbure $R = 2500$ m) avec un point haut presque centré sur l'ouvrage.

Chaque dalle sera composée comme suit :

- ✓ Une corniche préfabriquée reposant de 0,23 m sur le tablier : du côté Nord pour le tablier Nord et du côté Sud pour le tablier Sud ;
- ✓ Une longrine technique de 0,85 m ;
- ✓ Une bande dérasée de 0,75 m ;
- ✓ Une chaussée de $2 \times 3,50$ m ;
- ✓ Un DBA de 0,60 m à cheval sur les deux tabliers.

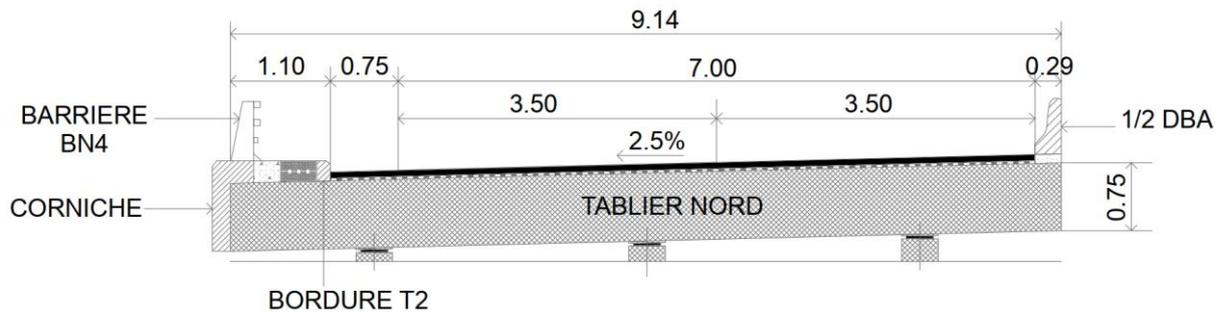


Figure 4 : Coupe transversale du Tablier Nord

III.1.1.2. Caractéristiques des piles et leurs fondations

Chaque pile aura par tablier les éléments suivants, [SETRA, PP 73, 1977] :

- ✓ Trois colonnes de 0,80 m de diamètre ;
- ✓ Un chevêtre ;
- ✓ Une semelle de liaison des pieux ;
- ✓ 2 files de 3 pieux.

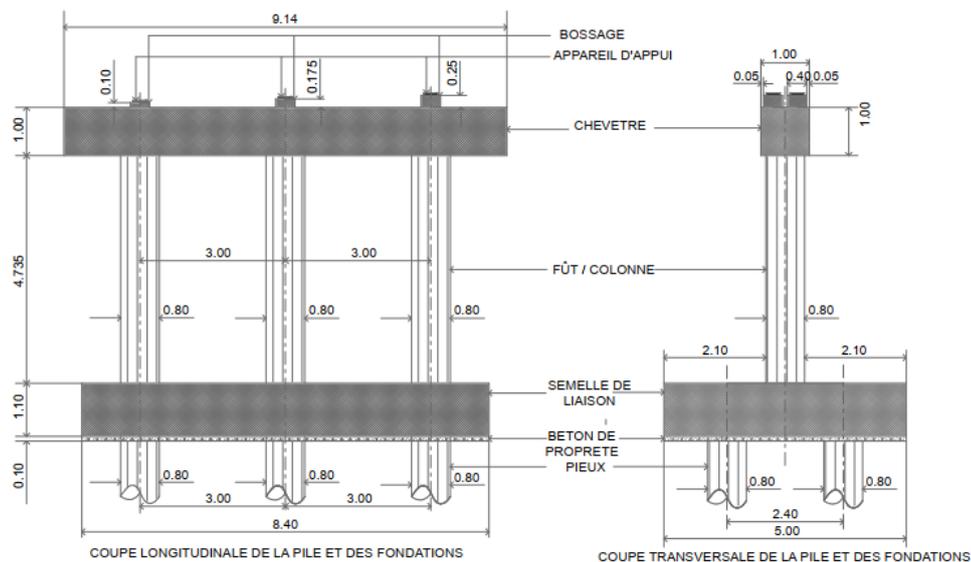


Figure 5 : Schéma de la pile

III.1.1.3. Caractéristiques des culées

Chaque culée sera constituée d'éléments suivant, [CALGARO, 2000] :

- ✓ Mur de front de 1,00 m d'épaisseur qui retient le remblai derrière la culée ;
- ✓ Un mur garde-grève de 0,30 m d'épaisseur jouant le même rôle que le mur de front ;
- ✓ Des murs en retour de 0,45 m d'épaisseur solidaires avec le mur de front et la semelle ;
- ✓ Une dalle de transition de dimension 18,30 m * 4,30 m * 0,30 m reposant sur le mur de front via le corbeau ;
- ✓ Une semelle de dimension 19,70 m * 4,50 m * 1,300 m reposant sur des pieux.

| | | |
|------------------------------------|------|-------------------|
| DBA | 25 | kN/m ³ |
| Corniche | 25 | kN/m ³ |
| Barrière BN4 | 78.5 | kN/m ³ |
| Foureau + équipement divers | 1,5 | kN/ml |

III.1.4.2. Charges d'exploitations

Conformément aux exigences du maître d'ouvrage et conformément à la destination de l'ouvrage, les charges d'exploitations prises en compte (issues du Fascicule 61, Titre II) pour le dimensionnement des différents éléments sont :

- ✓ Des charges routières normales du système A ;
- ✓ Des charges routières normales du système B ;
- ✓ Les charges routières à caractère particulier du type militaire ;
- ✓ Les efforts de freinage ;
- ✓ Les charges sur trottoirs du type local ;
- ✓ Les charges sur remblais.

III.1.4.3. Combinaison des charges pour le BAEL

Le tableau 5 présente les coefficients de pondérations suivant les états limites et la nature des différentes charges nominales des ponts routes [BAEL 91 révisé 99].

Tableau 6: Tableau des coefficients de pondération

| Nature de l'Etat Limite | Ultime de résistance (ELU) | | | De Service (ELS) | | |
|--|------------------------------------|-------------------------|--------------|------------------------------------|-------------------------|------------|
| | Coefficient t pour valeur nominale | Coefficient t pour BAEL | Produit t | Coefficient t pour valeur nominale | Coefficient t pour BAEL | Produit t |
| Charge permanente défavorable G_{max} | - | 1,35 | 1,35 | - | 1,00 | 1,00 |
| Charge permanente défavorable G_{min} | - | 1,00 | 1 | - | 1,00 | 1,00 |
| A(L), Bc, Bt, Br, | 1,07 | 1,5 | 1,605 | 1,2 | 1,00 | 1,2 |

| | | | | | | |
|------------------------------|------|------|--------------|-----|------|-------------|
| Mc 120, Me 120, D, E | 1,00 | 1,35 | 1,35 | 1 | 1,00 | 1,00 |
| Charges sur trottoirs | 1,07 | 1,5 | 1,605 | 1 | 1,00 | 1,00 |
| Charge sur remblais | 1,07 | 1,5 | 1,605 | 1,2 | 1,00 | 1,2 |

Les combinaisons des sollicitations aux états limites s'effectuent comme suit :

$$ELU: 1,35G + Max \left\{ 1,605 Max \begin{pmatrix} A(L) \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{pmatrix}; 1,35 Max \begin{pmatrix} Mc120 \\ Me120 \\ D \\ E \end{pmatrix} \right\} + 1,605 Trottoir$$

$$ELS: G + Max \left\{ 1,2 Max \begin{pmatrix} A(L) \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{pmatrix}; Max \begin{pmatrix} Mc120 \\ Me120 \\ D \\ E \end{pmatrix} \right\} + Trottoir$$

III.1.4.4. Etat limite d'ouverture des fissures

Notre zone du projet est une zone humide. De ce fait, le degré de nocivité des ouvertures de fissures sera donc considéré comme préjudiciable ; le calcul des armatures de flexion sera mené à l'ELS et celui des armatures d'effort tranchant à l'ELU. L'enrobage des armatures sera de 3 cm [BAEL 91 révisé 99].

III.2. Justification de la dalle

Le calcul du tablier se fera sur une bande d'un mètre.

III.2.1. Calcul des coefficients de répartition transversale

La méthode de **Guyon Massonnet Barré** nous a permis de calculer le tablier du pont.

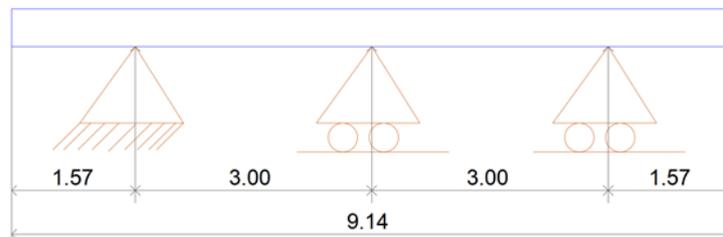


Figure 7 : Modélisation du tablier suivant le sens transversal

Les coefficients de répartition transversale ont été calculés pour les fibres extrême (bord) et interne (centrale). Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 7: Récapitulatif des valeurs du CRT

| Cas de charge | Travée Intermédiaire | | | | | |
|-----------------|------------------------------------|------|-------|--------------------------------------|------|-------|
| | Fibre extérieure (bord du tablier) | | | Fibre intérieure (centre du tablier) | | |
| | K ou η | L(m) | CRT | K ou η | L(m) | CRT |
| A(I) | 0,972 | 9,14 | 0,106 | 1,005 | 9,14 | 0,110 |
| Trottoir | 1,273 | 9,14 | 0,139 | 0,991 | 9,14 | 0,108 |
| Bc | 2,094 | 9,14 | 0,229 | 2,016 | 9,14 | 0,221 |
| Bt | 2,042 | 9,14 | 0,223 | 2,017 | 9,14 | 0,221 |
| Br | 0,613 | 9,14 | 0,067 | 0,507 | 9,14 | 0,055 |
| Mc120 | 1,075 | 9,14 | 0,118 | 1,005 | 9,14 | 0,110 |
| Me 120 | 1,088 | 9,14 | 0,119 | 1,008 | 9,14 | 0,110 |

Les valeurs en surbrillance, sont les valeurs maximales suivant le cas de chargement.

III.2.2. Calcul des sollicitations

Nous utiliserons le logiciel pyBar pour déterminer les sollicitations du pont. Pour les charges routières nous déterminerons d'abord les sollicitations totales exercées sur le tablier et on les multipliera par le coefficient de répartition transversale.

III.2.2.1. Sollicitations dues aux charges permanentes G

- ✓ Charge permanente pour une bande d'un mètre :

$$q_{CP} = \frac{202,78 \text{ kN/ml}}{9,14} = 22,20 \frac{\text{kN}}{\text{ml}} / \text{Bande}$$

- ✓ Moment fléchissant : $M_{Gx} = \frac{q_{CP} \cdot L^2}{8} = \frac{22,20 \cdot 16,5^2}{8} = 755,50 \text{ kN.m/ml}$

- ✓ Effort tranchant : $V_{Gx} = \frac{q_{CP} \cdot L}{2} = \frac{22,20 \cdot 16,50}{2} = 183,15 \text{ kN}$

III.2.2.2. Sollicitations longitudinales dues aux surcharges routières

Le tableau ci-dessous donne les résultats obtenus :

Tableau 8 : Récapitulatif des sollicitations longitudinales globales sur le tablier et calcul des sollicitations longitudinales moyennes pour une bande d'un mètre du tablier

| Système | A | Bc | Bt | Br | Mc120 | Me120 | Tr |
|----------------------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| M₀ | 3544,70 | 2556 | 2785 | 481 | 4213 | 2772 | 56,20 |
| V₀ | 859,32 | 867 | 704 | 116,60 | 1021 | 710,70 | 13,60 |
| CRT | 0,110 | 0,229 | 0,223 | 0,067 | 0,118 | 0,119 | 0,139 |
| M | 389,92 | 585,33 | 621,06 | 32,23 | 497,14 | 329,87 | 7,82 |
| V | 94,53 | 198,55 | 157 | 7,82 | 120,48 | 87,58 | 1,90 |

III.2.2.3. Sollicitations longitudinales aux états limites

Le tableau ci-dessous donne les résultats obtenus :

Tableau 9 : Récapitulatif des valeurs des sollicitations longitudinales maximales par bande d'un mètre

| Etat limite | Sollicitations | |
|-------------|---------------------------|-----------------------|
| | Moment fléchissant (kN.m) | Effort tranchant (kN) |
| ELS | 1508,60 | - |
| ELU | 2029,28 | 569,00 |

III.2.2.4. Moment de flexion transversal des surcharges routières

Tableau 10 : Récapitulatif des moments transversaux à l'ELS

| Système | A | Bc | Bt | Br | Mc120 | Me120 | Tr |
|------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----|
| M _T ELS (kN.m/ml) | 20,75 | 42,44 | 34,50 | 14,34 | 38,03 | 41,76 | 0 |

Le moment transversal de dimensionnement sera à l'ELS, $M_T = 42,44 \text{ kN.m/ml}$.

III.2.3. Calcul du ferrailage du tablier

Le calcul des sections d'aciers du tablier pour une bande d'un mètre est effectué à l'état limite de service (ELS) (fissuration préjudiciable). Les règles BAEL (A.5.1.1) proposant d'étudier l'effort tranchant à l'ELU et les vérifications à l'ELS se traduisent uniquement par des dispositions constructives.

Les différentes données de calcul du ferrailage sont :

$$b = 1,00 \text{ m} ; h = 0,75 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,675 \text{ m} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ;$$

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ; \text{acier } f_e = 500 \text{ MPa} , \text{ fissuration préjudiciable (calculs suivant l'ELS).}$$

Le tableau ci-dessous nous donne les résultats obtenus après dimensionnement :

Tableau 11 : Armature principale de la dalle

| Armature | Section | Choix | Espacement |
|----------------|-------------------------------|--------------------------------------|------------|
| Longitudinale | 96,13 cm ² /ml | 2*7HA32 (112,60 cm ² /ml) | 12,5 cm |
| De montage | - | HA20 | 12,5 cm |
| De répartition | - | HA16 | 35 cm |
| De peau | 3 cm ² /m parement | 2HA12 (2,25 cm ²) | 25 cm |

III.3. Justification des éléments de la pile

III.3.1. Justification du chevêtre

Le chevêtre est calculé comme une poutre continue en flexion longitudinale et en torsion.

✓ En flexion longitudinale

Le chevêtre se calcul comme une poutre appuyée sur 3 appuis. Dans notre cas, les piles sont placées au droit des appareils d'appuis, donc le chevêtre n'aura à supporter que son poids propre et les efforts de vérinage car les charges du tablier seront transmises directement sur les fûts, ce qui est manifestement le cas le plus défavorable.

✓ En torsion

En phase de construction du pont, le chevêtre subit une torsion quand seule une des travées est posée. Cette sollicitation survient étant donné que l'axe des lignes d'appuis ne coïncide pas avec celui du chevêtre. En effet, le chevêtre subit également une torsion en service dans le cas des deux travées posées et une travée uniquement supportant les surcharges routières, mais cette valeur est moins défavorable que la torsion obtenue lorsqu'une seule travée est posée.

IV.3.1.1. Vérinage : flexion longitudinale

Lors du vérinage nous disposons deux vérins sur le chevêtre.

✓ Descente de charge sur le chevêtre en phase de vérinage

- Poids propre du chevêtre

$$\text{Poids propre du chevêtre : } g = \gamma S = 25 \times 1,00 \times 1,00 = \mathbf{25,00 \text{ kN/ml}}$$

- Poids du tablier repris par un vérin

$$R_v = \frac{202,78 \times 8,25}{2} = 836,47 \text{ kN à l'ELS}$$

$$R_v = 1,35 \times 836,47 = 1129,24 \text{ kN à l'ELU.}$$

✓ Sollicitations en travée et sur appui

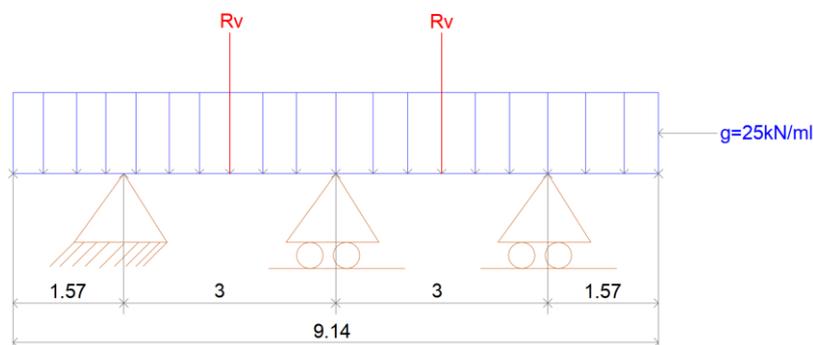


Figure 8 : Modèle statique du chevêtre

Après modélisation sur pyBar on obtient :

- Moment fléchissant sur appui de rive et console à l'ELS : $M_{\text{ser,ap}} = 30,80 \text{ kN.m}$;
- Moment fléchissant sur appui intermédiaire à l'ELS : $M_{\text{ser,ap}} = 483,20 \text{ kN.m}$;

- Moment fléchissant en travée à l'ELS : $M_{ser,tr} = 398,50 \text{ kN.m}$;
- Effort tranchant à l'ELU : $V_u = 818,80 \text{ kN}$.

✓ **Calcul des armatures**

Le tableau ci-dessous nous donne les résultats obtenus après calcul :

| Calcul des armatures principales de flexion du chevronne selon le BAEL 91 mod 99 | | Console et appuis de rives | Appui centrale | Travée | Unités |
|--|---|----------------------------|----------------|--------|-----------------|
| Section des aciers | $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \sigma_{st}}$ | 1,68 | 26,38 | 21,75 | cm ² |
| Section minimale | $A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$ | 11,18 | | | cm ² |
| Armatures de peau car $h = 100\text{cm} \geq 2 \left(80 - \frac{f_e (MPa)}{10} \right) = 80\text{cm}$ | $A_p = 3\text{cm}^2/\text{m}$ de parement | 3,00 | | | cm ² |
| NB: Ferrailage identique sur appuis (fibre supérieure) et en travées (fibre inférieure) | | | | | |
| Choix des armatures principales | 6HA25 pour console, appuis et travées, $A_s = 29,45\text{cm}^2$ | | | | |
| Choix des armatures de peau | 2HA14, $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$ | | | | |

IV.3.1.2. Une seule travée chargée : torsion

L'excentricité des charges transmises par le tablier vaut $a = 30 \text{ cm}$. D'après les résultats précédents, la réaction d'appuis lorsqu'une travée est posée (charge permanente) est :

- ✓ Poids linéique transversal

$$R = \frac{202,78 \cdot 16,5}{9,14} = 366,07 \text{ kN/ml.}$$

- ✓ Poids maximal repris par un appareil d'appui

Ce sont les appuis de rive qui reprennent la charge maximale venant du tablier car ils ont la plus grande largeur d'influence égale 3,07 m contre seulement 3,00 m pour l'appui central.

$$R_{Ap} = \frac{366,07 \cdot 3,07}{2} = 561,92 \text{ kN} \Rightarrow R_u = 1,35 R_{Ap} = 758,60 \text{ kN}$$

Le calcul en torsion se fait à l'Etat limite Ultime (ELU). Le couple de torsion et l'effort tranchant valent respectivement :

$$C_{umax} = R_u \cdot a = 758,60 \cdot 0,30 = 227,58 \text{ kN.m et } V_{umax} = 818,80 \text{ kN.}$$

Le calcul des armatures de torsion est présenté dans le tableau suivant :

| Armatures longitudinales pour la torsion | | | |
|--|---|--------------|-----------------|
| Périmètre de l'aire Ω | $u = 2(h + b - 2b_0)$ | 3,33 | m |
| Section d'armatures longitudinales | $\sum A_t = \frac{u \cdot \gamma_s \cdot C_{u \max}}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$ | 12,56 | cm ² |
| Section minimale | $\frac{\sum A_t}{b_0 \cdot u} \cdot f_e \geq 0,4 \text{MPa} ???$ | 1,13 | OK |
| Choix des armatures longitudinales | 4 HA 20 , As = 12,57cm² réparties dans les angles de la section | | |

III.3.2. Justification des fûts

Ils supportent des charges verticales composées de leur poids propre, des charges transmises par le chevêtre et des charges horizontales qui sont les efforts de freinages. Elles sont donc dimensionnées en flexion composée (flexion + compression). Les colonnes les plus chargées sont celles de rives et feront l'objet des calculs ci-dessous. Leur hauteur est $h = 4,735$ m et leur diamètre est $\emptyset = 80$ cm.

III.3.2.1. Charges permanentes

Le tableau ci-dessous donne les résultats obtenus de la descente de charge permanentes sur les fûts.

Tableau 12 : Récapitulatif des charges permanentes du tablier reprises par chaque fût

| Charge | Fût de rive gauche (kN) | Fût central (kN) | Fût de rive droite (kN) |
|-----------------------|-------------------------|------------------|-------------------------|
| Poids propre tablier | 949,83 | 928,17 | 949,83 |
| Poids propre trottoir | 0 | 0 | 90,75 |
| Poids équipements | 178,83 | 95,04 | 153,50 |
| Total | 1128,66 | 1023,21 | 1194,08 |

Par la suite, on considéra la valeur maximale égale à **R = 1194,08 kN** comme charge permanente venant du tablier et reprise par un appui.

III.3.2.2. Evaluation des charges d'exploitation

Ce sont des charges de chaussées et de trottoirs. Nous étudierons celles qui sont susceptibles de produire un effet plus défavorable. On considère ces efforts équitablement répartis sur les appareils d'appuis à l'exception des surcharges de trottoir.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 13 : Récapitulatif des sollicitations du chevêtre

| Système | A | Bc | Bt | Mc120 | Me120 | Tr |
|---------|---|----|----|-------|-------|----|
|---------|---|----|----|-------|-------|----|

| | | | | | | |
|-----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| Charge brute (kN) | 572,82 | 289,04 | 234,67 | 339,00 | 236,90 | 27,23 |
| Combinaison ELS (kN) | 714,62 | 374,08 | 308,84 | 434,03 | 311,51 | - |
| Combinaison ELU (kN) | 963,08 | 507,62 | 420,35 | 587,80 | 423,93 | - |

Il ressort d'après ce tableau que le système A est prépondérant (système auquel on ajoutera les charges permanentes). Ainsi on aura : $R_{\text{tablier-ELS}} = 1194,08 + 714,62 = 1908,70 \text{ kN}$; $R_{\text{tablier-ELU}} = 1194,08 * 1,605 + 963,08 = 2879,58 \text{ kN}$.

III.3.2.3. Réaction ponctuelle d'un fût

Après modélisation sur pyBar, on obtient :

$R_{ser} = 1991,00 \text{ kN}$ à l'ELS et $R_u = 2991,00 \text{ kN}$ à l'ELU.

III.3.2.4. Poids propre g et effort normal N repris par un fût

$$g_{ser} = g_f = 25 \times \pi \times \frac{0,80^2}{4} \times 4,735 = 59,51 \text{ kN} ; g_u = 1,35 \cdot g_f = 80,34 \text{ kN}$$

Ainsi, $N_{ser} = R_{ser} + g_{ser} = 2050,51 \text{ kN}$; $N_u = R_u + g_u = 3071,34 \text{ kN}$

III.3.2.5. Moment dû aux charges horizontales de freinage F

Les charges des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage appliqués à l'extrémité supérieure des fûts. Ils valent :

- ✓ $\frac{A(L)}{20+0,0035 \cdot S}$ Pour le système A, S désignant en m^2 la surface chargée ;
- ✓ Le poids d'un seul véhicule-type Bc est de 30 tonnes, soit 300 kN. Il ne peut être pondéré.

Par conséquent $F = \text{Max} \left[\frac{A(L)}{20+0,0035 \cdot S} ; 300 \text{ kN} \right]$.

$$F_{A(L)} = \frac{A(L)}{20 + 0,0035 \cdot S} = \frac{14,07 * 7,75 * 15}{20 + 0,0035 * 7,75 * 15} = 80,151 \text{ kN}$$

D'où $F = 300 \text{ kN}$. On supposera que ces efforts se répartissent équitablement sur les six appareils d'appuis de la travée. On a donc pour un fût, $R_f = 50 \text{ kN}$ et le moment à son pied vaut :

$$\text{A l'ELS : } M_{ser} = 1,2 \cdot R_f \cdot h_f = 1,2 \times 50 \times 4,735 = 284,10 \text{ kN.m}$$

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1,605 \cdot R_f \cdot h_f = 1,605 \times 50 \times 4,735 = 379,99 \text{ kN.m}$$

III.3.2.6. Calcul des armatures d'un fût

- ✓ **Armatures de flexion composée**

Le calcul est mené en flexion composée à l'état limite de service en fissuration préjudiciable. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

| | | | |
|---|--|--------|-----------------|
| Section d'aciers réellement tendus | $A_{ser} = A_{fictif} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}}$ | -17,86 | cm ² |
| Section minimale d'aciers tendus (côté remblai) | $A_{min} = \text{Max}\{0,2\%B; 4u\}$ | 10,05 | cm ² |
| Les sections d'aciers théoriques sont trop faibles, ce qui suppose une section de béton surabondante | | | |

On se référera donc aux dispositions constructives minimales du SETRA [PP 73 - Appuis des tabliers – Calculs complémentaires, Ferrailage types (Octobre 1977)].

Armatures verticales : $A_s = \text{Max}\{0,2\%B; 20\text{cm}^2\} = 20\text{cm}^2$; soit **10HA16 totalisant 20,11 cm², esp = 25 cm.**

✓ **Armatures transversales**

Elles sont calculées sous les sollicitations dues aux efforts horizontaux de freinage tels que

$$V_{umax} = 1,6.R_f \Rightarrow V_u = 80 \text{ kN}$$

| | | | |
|--|--|-------------|-----------------|
| Section d'un cours d'aciers transversaux | $A_t = \frac{n\pi\phi_t^2}{4}$ | 1,57 | cm ² |
| Espacement | $S_t \leq \frac{0,9.f_c.A_t(\sin\alpha + \cos\alpha)}{\gamma_s.b_0(\tau_u - 0,3.k.f_{t28})}$ | -12,52 | cm |
| Espacement maximal | $S_{tmax} \leq \text{Min}(0,9.d; 40\text{cm})$ | 40 | cm |
| Espacement régulier S_{to} | | 20 | cm |
| 1 cerce HA 10 tous les 20 cm | | | |
| Condition de non fragilité | $\frac{A_t.f_c}{b_0.S_t} \geq 0,4\text{Mpa} \quad ??$ | 0,49 | OK |

III.3.3. Justification de la semelle de liaison

Pour déterminer le ferrailage de la semaine de liaison, on utilise la méthode des bielles.

III.3.3.1. Sollicitation agissante sur la semelle

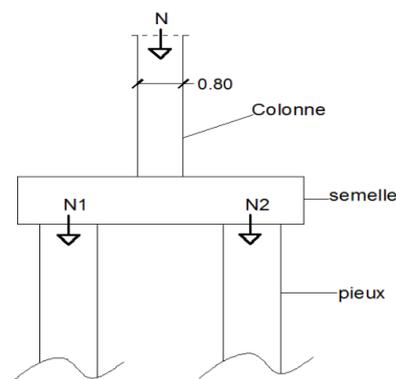


Figure 9 : Répartition des charges sur les pieux

✓ **Effort normal N**

$$N = N_u + \frac{P_{Psemelle}}{n_{fût}} \rightarrow N = 3071,34 + \frac{25*4*1,1*8,4}{3}$$

$$\rightarrow N = 3379,34 \text{ kN}$$

✓ **Calcul de l'effort normal tangentielle maximale**

$$T = \text{Max} \left[N_1 \frac{d_1 - a_1}{z}; N_2 \frac{d_2 - a_2}{z} \right]$$

Avec :

- N_1 est l'effort normal exercée sur la première file et N_2 est l'effort normal exercé sur la deuxième file : $N_1 = N_2 = \frac{N}{2} = \frac{3379,34}{2} = 1689,67 \text{ kN}$
- $d_1 = d_2 = \frac{2,4}{2} = 1,2 \text{ m}$ (demi-entraxe des pieux)
- $a_1 = 0,5 \times D \times N_1 / (N_1 + N_2) = 0,2 \text{ m}$, D est le diamètre des fûts égal à 0,80 m
- $a_2 = 0,5 \times D \times N_2 / (N_1 + N_2) = 0,2 \text{ m}$
- z est le bras de levier ($z = 1,3 \text{ Max} [d_1 - a_1; d_2 - a_2] = 1,3 \text{ m}$)

$$T = \text{Max} \left[1689,67 * \frac{1,2 - 0,2}{1,3}; 1689,67 * \frac{1,2 - 0,2}{1,3} \right] = 1299,75 \text{ kN}$$

✓ **Armature transversal inférieure et supérieure**

$$A_t \geq \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{1,29975 * 1,15}{400} = 0,003737 \text{ m}^2/\text{ml} = 37,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 8HA25 totalisant 39,27 cm²/ml de longueur de semelle.

✓ **Armature longitudinale inférieure**

On détermine les armatures longitudinales inférieures avec un ratio de 0,1% de la section transversale de la semelle, donc $A_l = 44 \text{ cm}^2$, on prend alors **15HA20 totalisant 47,12 cm².**

✓ **Armature longitudinale supérieure**

On détermine les armatures longitudinales inférieures avec un ratio de 0,05% de la section transversale de la semelle, donc $A_l = 22 \text{ cm}^2$, on prend alors **15HA14 totalisant 23,09 cm².**

III.3.4. Justification des pieux

✓ **Détermination de la capacité portante des fondations : Essai pressiométrique**

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}; Q_{ad-ELU} = 0,5 \cdot Q_{pu} + 0,75 \cdot Q_{su}; Q_{ad-ELS} = 0,33 \cdot Q_{pu} + 0,5 \cdot Q_{su}$$

- **Effort limite de pointe Q_{pu}**

$$q_u = k_p \cdot P_{le}^* \text{ avec } 1,1 \leq k_p \leq 1,8 \text{ on prendra } k_p = 1,5; P_{le}^* = 2,82 \text{ MPa.}$$

$$q_u = 1,5 * 2,19 = 4,23 \text{ MPa}$$

$$Q_{pu} = \frac{\pi * 0,8^2}{4} * 4,23 = 2,13 \text{ MN}$$

- **Effort limite de frottement**

$$Q_{su} = \rho_s \cdot p \cdot \sum q_s \cdot z \text{ avec } \rho_s = 1 \text{ pour les pieux à section pleine; } p = \pi \cdot D$$

Tableau 14 : Valeurs de q_s en fonction de la profondeur

| Profondeur | Caractéristique du sol | q_s (MPa) |
|------------|------------------------|-------------|
|------------|------------------------|-------------|

| | | |
|-----------------|---|--------------|
| 1 à 3 m | Remblai latéritique compact très graveleux | 0,067 |
| 3 à 5 m | Argile latéritique compacte et assez graveleuse | 0,200 |
| 5 à 7 m | Saprolite assez compact | 0,057 |
| 7 à 15 m | Roche granitique très altérée | 0,122 |

Source : Courbe pressiométrique

$$Q_{su} = 1 * \pi * 0,8 * (0,067 * 2 + 0,200 * 2 + 0,057 * 2 + 0,122 * 8) = 4,08 \text{ MN}$$

$$Q_u = 6,21 \text{ MN} ; Q_{ad-ELU} = 4,13 \text{ MN} ; Q_{ad-ELS} = 2,75 \text{ MN}.$$

✓ **Nombre de pieux**

$$N_{umax} = 3.N_u + P_{remblai} = 3 * 3379,34 + 20 * 0,8 * (4 * 8,4 - 3 * \pi * 0,8^2 / 4)$$

$$N_{umax} = 10 \text{ 651,50 kN} = 10,652 \text{ MN}$$

$$n_{pieux} \geq \frac{N_{umax}}{Q_{ad-ELU}} = \frac{10,652}{4,13} = 2,58 \rightarrow \text{Ok, car nous avons 2 files de 3 pieux chacune.}$$

✓ **Calcul des sections d'armatures**

Les pieux sont des éléments verticaux travaillant en compression centrée et calculés à l'ELU.

• **Effort supporté par chaque pieux**

$$N_{up} = \frac{N_{umax}}{n_{pieux}} + P_{Ppieux} = \frac{10,652}{6} + 0,025 * 15 * \pi * \frac{0,8^2}{4} = 1,97 \text{ MN}$$

• **Calcul de l'élancement**

$$\lambda = \frac{4.l_f}{\phi} \leq 70 \text{ Avec } l_f = 0,5.l_0 = 7,5 \text{ m et } \phi = 0,80 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{4 * 7,5}{0,8} = 37,5 \leq 70$$

• **Détermination du coefficient α : $0 \leq \lambda \leq 50$**

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * (\frac{\lambda}{35})^2} = 0,692$$

• **Calcul de la section réduite du béton**

$$B_r = \pi * \frac{(\phi - 0,02)^2}{4} = 0,478 \text{ m}^2$$

• **Calcul de la section théorique**

$$A_{th} = \frac{1}{\sigma_s} * \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$$

$$A_{th} = \frac{1,15}{500} * \left[\frac{1,97}{0,692} - \frac{0,478 * 35}{0,9 * 1,5} \right] = -0,0220 \text{ m}^2$$

$$A_{th} < 0 \rightarrow A_s = A_{smin} = \max [4.U; 0,002.B]$$

$$U = 2\pi r = 2 * \pi * 0,4 = 2,52 \text{ m}$$

$$B = \pi.D^2/4 = 5026,55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{smin} = \max [4*2,52; 0,002*5026,55] = 10,08 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section maximale

$$A_{smax} = 0,05.B = 0,005*5026,55 = 251,33 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_{smin} < A_{smax}$, donc la condition est vérifiée.

$A_s = 10,08 \text{ cm}^2$. **Choix : 6HA16 totalisant 12,06 cm².**

✓ **Armature transversale**

$$\phi_t = \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ m}$$

Nous retenons **HA8**

✓ **Espacement**

$$S_t \leq \min (40\text{cm} ; (a+10\text{cm}); 15\phi_{lmin})$$

S_t = 20 cm.

✓ **Vérification des tassements des pieux**

Pour déterminer le tassement d'un pieu dans un sol granulaire, nous utiliserons des méthodes empiriques.

$$S_{1pieu} = \frac{D}{100} + \delta$$

Avec :

- S_{1pieu} : Tassement de la tête en cm ;
- D : Diamètre du pieu en cm ;
- δ : Déformation du pieu en cm ; $\delta = \frac{100*Q_t*l_p}{A*E}$
- $Q_t = \frac{Q_u}{4} = 1552,5\text{kN}$; $l_p = 15 \text{ m} = \text{longueur du pieu}$;
- A : Section du pieu en m² ;
- E : Module d'élasticité du matériau en kPa (béton : $5000 (f_{c28} * 10^3)^{1/2}$; acier : $200*10^6$)

Pour le tassement d'un groupe de pieux, Vesic (1970) propose la relation suivante :

$$S_{groupe} = S_{1pieu} \sqrt{\left(\frac{B}{D}\right)}$$

Avec B : la largeur du groupe.

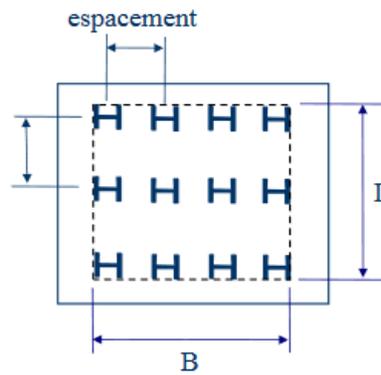


Figure 10 : Groupe de pieux

Application : $B = 680 \text{ cm}$; $D = 80 \text{ cm}$; $A = \pi.D^2/4 = 0,503 \text{ m}^2$; $E_{(\text{Béton})} = 29\,580\,398,92 \text{ kPa}$;

$$\delta = \frac{100 \cdot 1552,5 \cdot 15}{0,503 \cdot 29\,580\,398,92} = 0,16 \text{ cm}$$

$$S_{1\text{pieu}} = \frac{80}{100} + 0,16 = 0,96 \text{ cm} = 9,60 \text{ mm}$$

$$S_{\text{groupe}} = 0,96 * \sqrt{\frac{680}{80}} = 2,80 \text{ cm} = 28 \text{ mm}$$

Notre tassement est de **28mm**. D'après le document de l'ingénieur de Roger Frank, le tassement est admissible lorsqu'il est inférieur à **50mm**. D'où notre tassement est admissible.

✓ Vérification du flambement des pieux

N'ayant pas à faire à des micropieux, il n'y a pas risque de flambement.

III.4. Justification des éléments de la culée

III.4.1. Justification de la résistance interne de la culée

Les éléments structuraux de la culée sont justifiés suivant les règles du BAEL à l'ELS.

III.4.1.1. Justification du mur de front

III.4.1.1.1. Evaluation des sollicitations

Elles sont calculées par rapport à l'axe vertical passant par le centre de gravité de la section du voile et sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Sollicitations s'exerçantes sur le mur de front

| Désignation | Symbole | Bras de levier (m) | Effort normal ELS (KN/ml) | Effort tranchant ELU (KN/ml) | Moment fléchissant ELS (KN.m/ml) |
|--|------------|--------------------|---------------------------|------------------------------|----------------------------------|
| Charges permanentes | | | | | |
| Poids du voile | P_v | 0,00 | 148,90 | - | 0,00 |
| poids du garde-grève | P_{gg} | 0,65 | 8,63 | - | -5,61 |
| Poids du corbeau | P_{corb} | 0,80 | 3,38 | - | -2,70 |
| Poids dalle de transition | P_{dt} | 0,90 | 16,13 | - | -14,51 |
| Poids du remblai au-dessus de la dalle de transition | P_{rdt} | 0,95 | 32,25 | - | -30,64 |
| Poids du tablier | P_{pt} | 0,00 | 178,92 | - | 0,00 |
| Poussée due au remblai sur le voile | F_t | 2,37 | - | 227,00 | 398,29 |
| Poussée due au poids de la dalle de transition | F_t | 3,18 | - | 21,43 | 50,45 |
| Charges d'exploitation | | | | | |
| Charges de trottoirs | P_{tr} | 0,00 | 16,34 | - | 0,00 |
| Charges de chaussée (Bc) | P_{ch} | 0,00 | 55,64 | - | 0,00 |
| Poussée due aux surcharges sur remblai | F_q | 3,553 | - | 37,86 | 100,89 |
| Force de freinage | F_{fr} | 5,956 | - | 80,00 | 357,36 |
| TOTAL | | | 460,18 | 366,29 | 853,53 |

III.4.1.1.2. Calcul des armatures

✓ Calcul des armatures de flexion composée

Le calcul est mené en flexion composée à l'état limite de service en fissuration préjudiciable. Il est calculé par mètre linéaire comme un mur de soutènement encastré dans la semelle. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

| | | | |
|--|--|--------------|--------------------------|
| Section d'aciers réellement tendus (côté remblai) | $A_{ser} = A_{fictif} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$ | 38,23 | cm ² /ml |
| Section minimale d'aciers tendus (côté remblai) | $A_{min} = \text{Max}\{0, 2\% B; 4u\}$ | 20,00 | cm ² /ml |
| CHOIX D'ACIERS PRINCIPAUX | 8HA 25 ; soit esp = 12cm | 39,27 | cm²/ml |
| Dispositions constructives | | | |
| Section d'aciers de répartition horizontale (côté remblai) | $A_H \geq 0,10.h$ | 10,00 | cm ² /ml |
| | 7HA 14; soit esp = 16cm | 10,78 | cm²/ml |
| Section d'aciers de peau, sens vertical (face vue) | $A_v \geq 0,10.h$ | 10,00 | cm ² /ml |
| | 7HA 14; soit esp = 16cm | 10,78 | cm²/ml |
| Section d'aciers de répartition horizontale (face vue) | $A'_H \geq 0,075.h$ | 7,50 | cm ² /ml |
| | 7HA 12; soit esp = 16cm | 7,92 | cm²/ml |

III.4.1.2. Justification du mur en retour

III.4.1.2.1. Sollicitations et armatures verticales

✓ Evaluation des sollicitations pour les armatures verticales du mur en retour

Le mur est encastré dans la semelle et le calcul est mené à l'ELS en fissuration préjudiciable. Les sollicitations sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 16 : Sollicitations s'exerçant sur le mur en retour

| Désignation | Formule | Valeur | Unité |
|---|---|--------|---------|
| Effort normal de compression | $N_{ser} = \gamma_b \cdot E_{mr} \cdot H_{mr}$ | 0,08 | MN/ml |
| Moment dû aux poussées des terres | $M_G = \frac{1}{2} K_a \gamma \frac{H_{mr}^3}{3}$ | 0,39 | MN.m/ml |
| Moment dû aux poussées des surcharges sur remblai | $M_Q = K_a \cdot q \cdot \frac{H_{mr}^2}{2}$ | 0,08 | MN.m/ml |
| Moment de calcul d'aciers verticaux | $M_{ser} = M_G + 1,2M_Q$ | 0,49 | MN.m/ml |

✓ **Calcul des armatures verticales du mur en retour**

Elles sont calculées en flexion composée. Les résultats sont comme suit :

| Armatures de flexion composée (verticales) du mur en retour selon le BAEL 91 mod 99 | | | |
|---|--|--|---------------------|
| Effort normal de compression | | 0,08 | MN/ml |
| Moment de calcul | | 0,49 | MN.m/ml |
| Section théorique d'aciers tendus | | 57,99 | cm ² /ml |
| Section d'aciers minimale | | 11,60 | cm ² /ml |
| CHOIX D'ACIERS PRINCIPAUX | 8HA32; esp = 12 cm, As = 64,34 cm²/ml | | |
| <i>Armatures de répartition horizontale (côté remblai)</i> | <i>Ces aciers sont déterminés dans la section suivante</i> | | |
| Armatures de peau, sens vertical (face vue) | $A_v \geq 0,10 \cdot E_{mr}$ | 4,50 | cm ² /ml |
| | | 4HA 12; soit esp = 33cm, As = 4,52cm²/ml | |
| Armatures de répartition horizontale (face vue) | $A'_v \geq 0,10 \cdot E_{mr}$ | 4,50 | cm ² /ml |
| | | 4HA 12; soit esp = 33cm, As = 4,52cm²/ml | |

NB : il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant.

III.4.1.2.2. Sollicitations et armatures horizontales

✓ **Evaluation des sollicitations pour les armatures horizontales du mur en retour**

Le mur en retour est encasté dans le mur de front et dans le mur garde-grève. Etant donné une variation linéaire des poussées en fonction de la profondeur et de la longueur encastée (dimension horizontale du mur en retour), les sollicitations sont évaluées par tranche (trois tranches horizontales, figure 11). On considère que la pression au centre de chaque tranche (profondeur moyenne) est représentative pour calculer les armatures horizontales du fait qu'une partie de ces mêmes efforts est reprise par les armatures verticales.

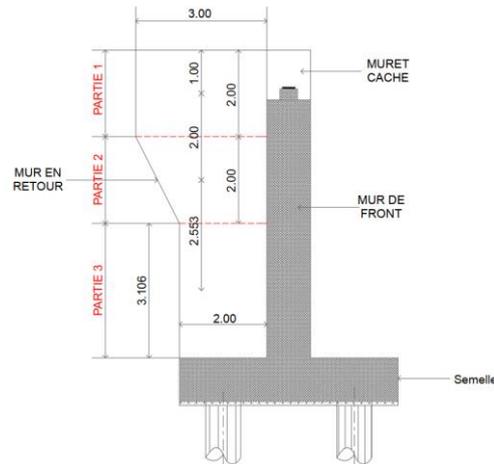


Figure 11 : Décomposition du mur en retour en tranche horizontale

Les sollicitations sur le mur en retour pour les armatures horizontales sont :

- ✓ Moment fléchissant dû à la poussée des terres : $M_G = K_a \cdot \gamma \cdot Z_i \cdot \frac{l_i^2}{2}$; avec Z_i la profondeur moyenne du centre de la tranche, l_i la longueur moyenne encastree.
- ✓ Moment fléchissant dû à la poussée des surcharges sur remblai : $M_Q = K_a \cdot q \cdot \frac{l_i^2}{2}$
- ✓ Moment de calcul : $M_{ser} = M_G + 1,2M_Q$

Le calcul est mené à l'ELS en fissuration préjudiciable en flexion simple et les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

| Tranche | Profondeur au centre Z_i (m) | Portée au centre l_i (m) | Moment dû à la poussée des terres M_G (MN.m/ml) | Moment dû aux surcharges sur remblai M_Q (MN.m/ml) | Moment de calcul M_{ser} (MN.m/ml) | Section d'armatures théoriques A_{ser} (cm ² /ml) | Section d'armatures choisie A_s (cm ² /ml) | Section minimale A_{min} (cm ² /ml) | CHOIX d'aciers horizontaux (HA Fe400) |
|---------|--------------------------------|----------------------------|---|--|--------------------------------------|--|---|--|---------------------------------------|
| 1 | 1,00 | 3,00 | 0,03 | 0,01 | 0,05 | 6,07 | 12,57 | 5,03 | 4HA20/ml esp = 25cm |
| 2 | 3,00 | 2,50 | 0,06 | 0,01 | 0,07 | 8,49 | 12,57 | 5,03 | 4HA20/ml esp = 25cm |
| 3 | 5,55 | 2,00 | 0,07 | 0,01 | 0,08 | 9,70 | 12,57 | 5,03 | 4HA20/ml esp = 25cm |

III.4.1.3. Justification du mur garde-grève

Il doit résister à son poids propre, aux efforts de poussée des terres, aux poussées des charges locales, aux efforts de freinage du système Bc et aux efforts transmis par la dalle de transition. Il a pour épaisseur 30 cm et un dévers de 2,5%, soit une hauteur variant de 0,92 m à 1,15 m. Son ferrailage est tiré des dispositions types recommandées par le SETRA dans son dossier pilote pour les murs garde-grève de 20 cm d'épaisseur et de hauteur inférieure à 3,00 m.

- ✓ Hauteur du mur comprise entre 0,92 m et 1,15 m

- ✓ Epaisseur du mur : 30 cm
- ✓ Ferrailage vertical : Ø12HA
 - Espacement : tous les 20 cm sur les deux faces
- ✓ Ferrailage horizontal : Ø10HA
 - Espacement : tous les 15 cm sur les deux faces

III.4.1.4. Justification des murets-caches

Ils sont réalisés en béton armé et ne sont soumis à aucune sollicitation en dehors de leur poids propre. Ils sont donc très faiblement sollicités et ne sont pas pris en compte dans les calculs. Ils auront un ferrailage forfaitaire analogue à celui du mur garde-grève.

- ✓ Hauteur du mur : 0,92 m
- ✓ Epaisseur du mur : 20 cm
- ✓ Ferrailage vertical : Ø12HA
 - Espacement : tous les 20 cm sur les deux faces
- ✓ Ferrailage horizontal : Ø10HA
 - Espacement : tous les 15 cm sur les deux faces

III.4.1.5. Justification de la dalle de transition

Elle est destinée à atténuer les effets de dénivellations se produisant entre la chaussée courante et l'ouvrage d'art. Elle a une épaisseur de 30 cm ; une longueur de 4,30 m et règne sur toute la largeur entre les murs en retour (soit 17,80 m). Elle aura une dénivellation relative d'une dizaine de centimètres au maximum. Son ferrailage est identique à celui proposé par le SETRA dans sa notice technique.

III.4.1.6. Justification du corbeau d'appui

Le corbeau sert d'appui pour la dalle de transition. Il est identique à ceux prévus pour les ouvrages types PICF (ou PIPO) dont la coupe transversale est présentée à l'ANNEXE IV.

Il règne sur toute la largeur de la dalle de transition. Compte tenu de l'évolution des dispositions constructives, on disposera des goujons Ø10HA tous les 20 cm en lieu et place des goujons Ø25HA espacés de 2,00 m.

III.4.1.7. Justification de la semelle de liaison

La semelle a été calculée sur le logicielle CYPE. Sa modélisation et son plan de ferrailage se trouvent à l'ANNEXE IV.

III.4.1.8. Justification des pieux

- ✓ **Détermination de la capacité portante des fondations : Essai pressiométrique**

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} ; Q_{tu} = 0,7 * Q_u \quad Q_{ad-ELU} = 0,5 * Q_{pu} + 0,75 * Q_{su} ; Q_{ad-ELS} = 0,33 * Q_{pu} + 0,5 * Q_{su}$$

- **Effort limite de pointe Q_{pu}**

$q_u = k_p \cdot P_{le}^*$ avec $1,1 \leq k_p \leq 1,8$ on prendra $k_p = 1,5$; $P_{le}^* = 3,9$ MPa.

$$q_u = 1,5 \cdot 3,9 = 5,85 \text{ MPa}$$

$$Q_{pu} = 5,85 \cdot \pi \cdot 0,8^2 / 4 = \mathbf{2,94 \text{ MN}}$$

- **Effort limite de frottement**

$Q_{su} = \rho_s \cdot p \cdot \Sigma q_s \cdot z$ avec $\rho_s = 1$ pour les pieux à section pleine ; $p = \pi \cdot D$

Tableau 17 : Valeurs de q_s en fonction de la profondeur

| Profondeur | Caractéristique du sol | q_s (MPa) |
|------------|---|-------------|
| 1 à 4 m | Remblai latéritique compact très graveleux | 0,143 |
| 4 à 5 m | Argile latéritique compacte et assez graveleuse | 0,095 |
| 5 à 8 m | Saprolite assez compact | 0,000 |
| 8 à 15 m | Roche granitique très altérée | 0,156 |

Source : Courbe pressiométrique

$$Q_{su} = 1 \cdot \pi \cdot 0,8 \cdot (0,143 \cdot 3 + 0,095 \cdot 1 + 0,000 \cdot 3 + 0,156 \cdot 7) = \mathbf{4,06 \text{ MN}}$$

$$Q_u = 7,00 \text{ MN} ; Q_{tu} = 4,90 \text{ MN} ; Q_{ad-ELU} = 4,52 \text{ MN} ; Q_{ad-ELS} = 3,01 \text{ MN}.$$

- ✓ **Nombre de pieux**

$$N_{umax} = 21\,945,5 \text{ kN} = \mathbf{21,95 \text{ MN}}$$

$$n_{pieux} = \frac{N_{umax}}{Q_{umax}} = \frac{21,95}{4,52} = 4,86 \rightarrow \mathbf{Ok, \text{ car nous avons 2 files de 6 pieux chacune.}}$$

- ✓ **Calcul des sections d'armatures**

Les pieux sont des éléments verticaux travaillant en compression centrée et calculés à l'ELU.

- **Effort supporté par chaque pieux**

$$N_{upieux} = \frac{N_{umax}}{n_{pieux}} + P_{ppieux} = \frac{21,95}{12} + 0,025 \cdot 15 \cdot \pi \cdot \frac{0,8^2}{4} = 2,02 \text{ MN}$$

- **Calcul de l'élanement**

$$\lambda = \frac{4 \cdot l_f}{\phi} \leq 70 \text{ Avec } l_f = 0,5 \cdot l_0 = 7,5 \text{ m et } \phi = 0,80 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{4 \cdot 7,5}{0,8} = 37,5 \leq 70$$

- **Détermination du coefficient α : $0 \leq \lambda \leq 50$**

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,692$$

- **Calcul de la section réduite du béton**

$$B_r = \pi \cdot \frac{(\phi - 0,02)^2}{4} = 0,478 \text{ m}^2$$

- **Calcul de la section théorique**

$$A_{th} = \frac{1}{\sigma_s} \cdot \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$$

$$A_{th} = \frac{1}{348} \cdot \left[\frac{2,02}{0,692} - \frac{0,478 \cdot 35}{0,9 \cdot 1,5} \right] = -0,0218 \text{ m}^2$$

$$A_{th} < 0 \rightarrow A_s = A_{smin} = \max [4.U; 0,002.B]$$

$$U = 2\pi r = 2 \cdot \pi \cdot 0,4 = 2,52 \text{ m}$$

$$B = \pi \cdot D^2 / 4 = 5026,55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{smin} = \max [4 \cdot 2,52; 0,002 \cdot 5026,55] = 10,08 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section maximale

$$A_{smax} = 0,05 \cdot B = 0,005 \cdot 5026,55 = 251,33 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_{smin} < A_{smax}$, donc la condition est vérifiée.

$A_s = 10,08 \text{ cm}^2$. **Choix : 6HA16** totalisant **12,06 cm²**.

✓ **Armature transversale**

$$\phi_t = \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ m}$$
 Nous retenons **HA8**

✓ **Espacement**

$$S_t \leq \min (40\text{cm} ; (a+10\text{cm}); 15\phi_{lmin})$$

$$S_t = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

✓ **Vérification des tassements des pieux**

$$B = 1830\text{cm} ; D = 80\text{cm} ; A = \pi \cdot D^2 / 4 = 0,503\text{m}^2 ; E_{(\text{Béton})} = 29\ 580\ 398,92 \text{ kPa} ;$$

$$Q_t = \frac{Q_u}{4} = 1750 \text{ kN} ; l_p = 15 \text{ m.}$$

$$\delta = \frac{100 \cdot 1750 \cdot 15}{0,503 \cdot 29\ 580\ 398,92} = 0,18 \text{ cm}$$

$$S_{1pieu} = \frac{80}{100} + 0,18 = \mathbf{0,98 \text{ cm} = 9,80 \text{ mm}}$$

$$S_{groupe} = 0,98 * \sqrt{\frac{1830}{80}} = \mathbf{4,7 \text{ cm} = 47 \text{ mm}}$$

Notre tassement est de **47mm**. D'après le document de l'ingénieur de Roger Frank, le tassement est admissible lorsqu'il est inférieur à **50mm**. Donc notre tassement est admissible.

✓ **Vérification du flambement des pieux**

N'ayant pas à faire à des micropieux, il n'y a pas risque de flambement.

III.4.2. Vérification de la stabilité externe de la culée

Comme tout ouvrage de soutènement, l'étude de la stabilité de la culée se fait conformément au *Fascicule 62 Titre 5, Article C.4 : Justifications (des fondations profondes)*.

III.4.2.1. Etat limite de mobilisation local du sol

La justification requise consiste à vérifier que la charge axiale de calcul en tête d'un pieu reste comprise entre Q_{min} et Q_{max} .

A l'ELU combinaison fondamentale, on a :

$$Q_{min} = -\frac{Q_{tu}}{1,4} = -\frac{4,90}{1,4} = -3,50 \text{ MN} \text{ et } Q_{max} = \frac{Q_u}{1,4} = \frac{7,00}{1,4} = 5,00 \text{ MN}$$

Or $N_{upieu} = 2,02 \text{ MN} \rightarrow Q_{min} < N_{upieu} < Q_{max}$

V.4.2.2. Etat ultime de stabilisation d'ensemble

Les pieux ont un caractère stabilisant. Donc notre culée sur pieux sera stable.

III.5. Etude de quelques éléments du pont

III.5.1. Etude des appareils d'appuis

Le tablier du pont repose sur ses appuis (pile et culées) par l'intermédiaire des appareils d'appui. Ils sont conçus pour transmettre à la fois des efforts verticaux et horizontaux d'après le guide technique du SETRA. Les appareils d'appui à mettre en place sont de type B, appareils d'appui comportant au moins deux frettes et entièrement enrobés.

III.5.1.1. Sollicitations sur les appareils d'appuis

Elles sont évaluées pour un seul appareil d'appui à l'état limite ultime (ELU)

✓ Efforts horizontaux

Ce sont notamment les forces de freinage correspondant au poids d'un camion B_c (300 kN). Les effets dus à la température et au retrait seront ici négligés par rapport aux charges d'exploitation. Pour les ouvrages sur élastomère fretté, ces efforts se répartissent équitablement sur l'ensemble des appareils d'appuis du tablier. On a donc :

$$F_x = 1,605 * \frac{300}{6} = 80,25 \text{ kN}$$

✓ Efforts verticaux

Ce sont le poids propre du tablier, les charges de chaussées et de trottoirs :

- Charges permanentes : $G = 597,04 \text{ kN}$
- Charges de chaussées : $Q_1 = 286,41 \text{ kN}$
- Charges de trottoirs : $Q_2 = 13,62 \text{ kN}$
- Effort vertical minimal à l'ELU : $F_{zmin} = 1,35 * G = 806,01 \text{ kN}$
- Effort vertical maximal à l'ELU : $F_{zmax} = 1,35 * G + 1,605(Q_1 + Q_2) = 1287,56 \text{ kN}$

III.5.1.2. Prédimensionnement

✓ Aire de l'appareil d'appui A'

Elle s'obtient en maintenant la contrainte de compression moyenne entre 2 MPa (condition de non-cheminement) et 15 MPa (condition de non-écrasement) sur la surface des frettes A' :

$$2MPa \leq \sigma_m \leq 15MPa$$

On obtient donc : $\frac{F_{zmax}}{15MPa} \leq A' \leq \frac{F_{zmin}}{2MPa} \rightarrow 858,37 \text{ cm}^2 \leq A' \leq 4030,05 \text{ cm}^2$

Pour notre étude, nous opterons pour des appareils d'appuis de forme carré de côté a. D'où on a : $85\ 837 \text{ mm}^2 \leq a^2 \leq 403\ 005 \text{ mm}^2 \rightarrow 292,98 \text{ mm} \leq a \leq 634,83 \text{ mm}$. (1)

✓ **Hauteur nette de l'élastomère T**

$$T \geq 2u_1$$

Où u_1 est le raccourcissement dû au retrait (fluage) et dû à l'effet de longue durée de température.

$$u_1 = u_r + u_t, \text{ où } u_r = 0,0004 * 16,5 = 0,0066 \text{ m et } u_t = 0,0003 * 16,5 = 0,00495 \text{ m}$$

$$T \geq 2(u_r + u_t) = 2(0,0066 + 0,00495) = 0,0231 \text{ m} = 23,10 \text{ mm}$$

On choisit 4 feuillets d'épaisseur t = 12 mm, soit T = 48 mm.

✓ **Dimensions en plan**

$$\text{Condition de non-flambement : } \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \rightarrow 5T \leq a \leq 10T \rightarrow 240 \leq a \leq 480 \text{ (2)}$$

En fonction des conditions (1) et (2) on choisit **a = 300 mm**.

✓ **Epaisseur des frettes**

La valeur usuelle des frettes pour t = 12 mm est **t_s = 3 mm**. [MONGI BEN OUEZDOU, 2012].

✓ **Récapitulatif du pré-dimensionnement**

$$a = b = 300 \text{ mm} ; n = 4 ; t = 12 \text{ mm} ; T = 48 \text{ mm} ; t_s = 3 \text{ mm} ; E = T + n.t_s = 60 \text{ mm}$$

III.5.1.3. Dimensionnement

Le dimensionnement des appareils d'appui est essentiellement basé sur la limitation des contraintes de cisaillement qui se développent dans l'élastomère au niveau des plans de frettage et qui sont dues aux efforts appliqués ou aux déformations imposées à l'appareil. L'appareil d'appui est soumis à la compression, à la distorsion et à la rotation.

✓ **Compression**

Sous un effort normal, des contraintes de cisaillement τ_N apparaissent au niveau du plan de frettage suivant la répartition donnée sur la figure ci-dessous.

$$\tau_N = \frac{1,5 \cdot \sigma_m}{\beta} \text{ où } \beta = \text{coefficient de forme donné par :}$$

$$\beta = \frac{a \cdot b}{2 \cdot t \cdot (a + b)} = \frac{300 \cdot 300}{2 \cdot 12 \cdot (300 + 300)} = 6,25$$

$$\sigma_m : \text{Contrainte moyenne de compression} = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{1,28756}{0,3 \cdot 0,3} = 14,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_N = \frac{1,5 \cdot 14,31}{6,25} = 3,44 \text{ MPa}$$

✓ **Distorsion**

La distorsion des contraintes au niveau du plan du frettage est uniforme.

H : Effort horizontal appliqué ; γ : Angle de distorsion

1^{er} cas : la déformation u_1 de l'appareil est lente (dilatation thermique de longue durée, retrait-fluage) et **connue**.

On peut déterminer l'angle de distorsion γ_1 , la contrainte de cisaillement τ_{H1} , et l'effort correspondant H_1 .

$$\text{tg}(\gamma_1) = \frac{u_1}{T} = \frac{11,55}{48} = 0,241$$

$\tau_{H1} = G \cdot \text{tg}(\gamma_1)$, avec G : module d'élasticité transversal = 0,9 MPa.

$$\tau_{H1} = 0,9 * 0,241 = 0,217$$

2^{ème} cas : L'effort dynamique H_2 (freinage) est **connu**.

$$\tau_{H2} = \frac{H_2}{a \cdot b} = \frac{0,08025}{0,3 * 0,3} = 0,892 \text{ MPa}$$

Effort dynamique : module d'élasticité transversale $G_{\text{dyn}} = 2 \cdot G_{\text{stat}} = 2 \cdot G$

$$\text{tg}(\gamma_2) = \frac{H_2}{2G} = \frac{0,08025}{2 * 0,9} = 0,045$$

$$\text{tg}(\gamma_2) = \frac{u_2}{T} \rightarrow u_2 = T \cdot \text{tg}(\gamma_2) = 48 * 0,045 = 2,16 \text{ mm}$$

1^{er} et 2^{ème} cas : On introduit une contrainte conventionnelle de calcul qui sous effort statique seul nous donne la même déformation totale : $u = u_1 + u_2 = 13,71 \text{ mm}$.

Cette contrainte conventionnelle est :

$$\tau_H = G \cdot \text{tg}(\gamma) = G \cdot \frac{u}{T} = 0,9 * \frac{13,71}{48} = 0,257 \text{ MPa}$$

$$0,7 * G = 0,7 * 0,9 = 0,63 \text{ MPa}$$

$\tau_H < 0,7 * G \rightarrow$ **la condition est vérifiée.**

✓ Rotation

Lorsqu'une frette solidaire d'un feuillet, accomplit une rotation par rapport à l'autre frette solidaire du même feuillet, la répartition des contraintes de cisaillement s'établit comme indiqué dans la figure ci-dessous :

La contrainte maximale apparaît généralement sur les bords parallèles à l'axe de rotation et a pour valeur :

$$\tau_a = \frac{G}{2} * \left(\frac{a}{t}\right)^2 * \alpha_t \text{ où } \alpha_t : \text{ angle de rotation d'un feuillet élémentaire en radian ;}$$

$$\alpha_t = \frac{\alpha_T}{n} = \frac{\alpha_0 + \theta}{n} = \frac{(3 + 19,50) * 10^{-3}}{4} = 5,625 \cdot 10^{-3} \text{ rad ;}$$

α_T : angle de rotation de l'appareil d'appui ;

α_0 : défaut de pose de tablier en béton armé coulé sur place = $3 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$;

θ : rotation calculée ; n : le nombre de feuillet ;

L'angle de rotation maximale est atteint sous la surcharge Mc120

$$\theta = \frac{g \cdot l^3}{24 \cdot E_v \cdot I} + \frac{q M_{c120} \cdot l^3}{24 \cdot E_i \cdot I} \text{ où } E_v = 11500 \text{ MPa} ; E_i = 34180 \text{ MPa} ; I = 0,321 \text{ m}^4.$$

$$\tau_a = \frac{0,9}{2} \cdot \left(\frac{300}{12}\right)^2 \cdot 5,625 \cdot 10^{-3} = 1,582 \text{ MPa} \leq 5 \cdot G = 4,50 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Non glissement**

$$H = H_1 + H_2 = a \cdot b \cdot \tau_{H1} + H_2 = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 0,217 + 0,08025 = 0,100 \text{ MPa}$$

$$\text{Le coefficient de frottement est } f = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{0,6}{14,31} = 0,142$$

$$f \cdot N_{\min} = 0,142 \cdot 0,80601 = 0,115 \text{ MPa}$$

$H < f \cdot N_{\min} \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

✓ **Non soulèvement**

$$\frac{3}{\beta} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_m}{G} = \frac{3}{6,25} \cdot \left(\frac{12}{300}\right)^2 \cdot \frac{14,31}{0,9} = 12,22 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\alpha_t = 5,625 \cdot 10^{-3} \text{ rad} < \frac{3}{\beta} \cdot \left(\frac{t}{a}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_m}{G} = 12,22 \cdot 10^{-3} \text{ rad} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Notre appareil d'appui vérifie à toutes les conditions. Donc il est bien dimensionné.

III.5.2. Etude des bossages

On disposera des bossages inférieurs dont le rôle essentiel est de :

- ✓ Matérialiser l'emplacement des appareils d'appui
- ✓ Permettre de réaliser assez facilement une surface plane et bien réglée
- ✓ Assurer la mise en hors d'eau des appareils d'appui, principalement sur les culées
- ✓ Permettre de réserver une hauteur libre entre l'appui et l'intrados du tablier.

III.5.2.1. Géométrie

- ✓ La hauteur des bossages ($h \geq 5 \text{ cm}$) varie des rives vers l'axe pour donner au tablier le dévers $p = 2,5\%$. On a :

- 1^{er} Bossage de rive : $h_0 = 10 \text{ cm}$
- 2^{ème} Bossage intermédiaire : $h_1 = h_0 + p \cdot e = 17,50 \text{ cm}$
- 3^{ème} Bossage axial : $h_2 = h_0 + p \cdot (2 \cdot e) \Rightarrow h_2 = 25 \text{ cm}$

- ✓ Les dimensions en plan présenteront, par rapport aux appareils d'appui, un débord de 10 cm de chaque côté. Ce qui donne des bossages de 40 cm x 40 cm.

III.5.2.2. Sollicitations sur les bossages

Ils sont soumis à leur poids propre et aux réactions d'appui transmis par les appareils d'appui qui sont le poids propre du tablier, les charges de chaussées et de trottoirs. Nous calculons ici le bossage le plus sollicité (bossage de rive) et considérons un même ferrailage.

- Charges permanentes : $G = 597,04 + 25 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 0,25 = 598,04 \text{ kN}$

- Charges de chaussées : $Q_1 = 286,41 \text{ kN}$
- Charges de trottoirs : $Q_2 = 13,62 \text{ kN}$
- Réaction maximale sur le bossage à l'ELS : $R_s = G + 1,2(Q_1 + Q_2) = 958,08 \text{ kN}$

III.5.2.3. Armatures de frettage du bossage

Les bossages sont sollicités en compression simple, et du fait de leur faible hauteur ils seront frettés pour éviter leur éclatement. La section totale d'armature de frettage dans une direction doit vérifier $A_s = \frac{0,04R_s}{\bar{\sigma}_{st}}$ (SETRA PP73, Dispositions et équipements divers)

avec $\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\} = 250 \text{ MPa}$ la contrainte limite de traction pour l'acier AH Fe E500 et pour un béton B35

$$A_s = \frac{0,04 \times 0,95808}{250} \times 10^4 = \mathbf{1,53 \text{ cm}^2}$$
 ; On considère un enrobage de 2 cm et on choisit :

On retient un frettage dans chaque direction de : **4 HA8 totalisant 2,01cm² espacés de 12cm.**

CHAPITRE IV : ETUDE STRUCTURALE DE LA CHAUSSEE DES RAMPES D'ACCES

IV.1. Introduction

Pour bien remplir son rôle d'ouvrage de franchissement, le pont a besoin des voies d'accès. Ainsi donc, notre ouvrage aura deux rampes côtés Ouest et Est qui lui serviront de voies d'accès. Ces deux rampes porteront la chaussée de la RN4 dont le dimensionnement structural au niveau des rampes fera l'objet de ce chapitre.

IV.2. Description des rampes

Les rampes d'accès de notre ouvrage seront d'une hauteur de 6,35 m au droit des culées, d'une longueur de 195 m pour la rampe C0 côté Ouest et 204 m pour la rampe C4 côté Est. Elles seront constituées de murs de soutènement réalisés par des pierres Atalus 120 soutenant un remblai latéritique qui portera la chaussée de la RN4.

IV.3. Conception structurale

Nous disposons de plusieurs zones d'emprunts à Ouagadougou et ses périphéries notamment à SAABA. Ces emprunts ont des CBR à 95% OPM variant de 44 à 73%. Le matériau de CBR égal à 73 sera utilisé comme couche de fondation (CBR>30). Il sera amélioré par le concassé de la carrière de SAABA pour atteindre un CBR > 80 afin d'être utilisé comme couche de base (CBR>80). La couche de roulement sera en béton bitumineux (BB).

Ainsi donc, notre chaussée sera structurée comme suit :

- ✓ Couche de roulement : Béton Bitumineux (BB)
- ✓ Couche de base : Graveleux latéritique amélioré au concassé (GNT)
- ✓ Couche de fondation : Graveleux latéritique naturel (GNT).

IV.4. Prédimensionnement

✓ Classe de la plate-forme

Le matériau de CBR égal à 44% sera utilisé pour le remblai de nos rampes d'accès en dessous de la couche de fondation. Il constituera donc la plate-forme de notre chaussée. Son CBR est compris entre 20% et 50%, donc la plate-forme est de classe de portance S4 selon le classement CEBTP et PF3 selon celui du LCPC.

- ✓ **Classe de trafic** : La classe de trafic est T3.

Le guide pratique de dimensionnement des chaussées des pays tropicaux nous permet de choisir les épaisseurs des différentes couches de notre chaussée en fonction de la nature des matériaux par couche, de la classe de portance de la plate-forme et du trafic.

Tableau 18 : Epaisseurs des couches de chaussée en fonction de la nature des matériaux

| Trafic T3-T4 | | S1 | | S2 | | S3 | | S4 | | S5 | |
|--------------|-----------------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| | | T3 | T4 |
| R | Béton Bitumineux | 5 | 7 | 5 | 7 | 5 | 7 | 5 | 7 | 5 | - |
| B | Grave latéritique amélioré | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | 20 | - |
| F | Grave latéritique naturel | 45 | 50 | 25 | 30 | 20 | 25 | 15 | 20 | 0 | - |
| | | | | | | | | | | | |
| R | Béton Bitumineux | 5 | 7 | 5 | 7 | 5 | 7 | 5 | 7 | 5 | 7 |
| B | Concassé o/d | 20 | 25 | 20 | 25 | 20 | 25 | 20 | 25 | 20 | 25 |
| F | Grave latéritique naturel | 40 | 45 | 30 | 30 | 25 | 25 | 20 | 20 | 0 | 0 |

Source : Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées en Pays Tropicaux

Ainsi donc nous obtenons comme variante initiale : **5BB + 20GNT + 15GNT + PF3**

IV.5. Dimensionnement

Le dimensionnement de la chaussée se fera pour une durée de 15 ans et pour un pourcentage de poids lourds voisin de 30% du trafic total.

IV.5.1. Données

✓ Trafic

- **Trafic en nombre cumulé de poids lourds (N)**

Le guide technique de conception et de dimensionnement des chaussées des pays tropicaux donne pour la classe de trafic T3, un trafic en nombre cumulé de poids lourds compris entre $1,5 \cdot 10^6$ et $4 \cdot 10^6$. Dans le cas de notre projet, nous opterons $N = 2,5 \cdot 10^6$.

- **Coefficient d'Agressivité Moyen (CAM)**

Nous sommes dans le cas d'un trafic faible. Le tableau ci-dessous donne les valeurs du CAM en fonction de la nature du trafic et des matériaux.

Tableau 19 : Valeurs du CAM

| Couche | BB | GNT | Sol support |
|------------|-----|-----|-------------|
| CAM | 0,7 | 07 | 0.7 |

- **Nombre d'essieux : NE = N * CAM**

Tableau 20 : Valeur du nombre d'essieux

| Couche | BB | GNT | Sol support |
|--------|----|-----|-------------|
| | | | |

| | | | |
|----|-------------------|-------------------|-------------------|
| NE | $1,75 \cdot 10^6$ | $1,75 \cdot 10^6$ | $1,75 \cdot 10^6$ |
|----|-------------------|-------------------|-------------------|

✓ **Le risque**

Le guide technique de conception et de dimensionnement des structures de chaussées nous donne comme valeur du risque pour un trafic de classe T3 sur un matériau bitumineux $r = 25\%$.

✓ **Caractéristiques mécaniques des matériaux**

• **Matériaux Bitumineux**

La température du Béton Bitumineux retenu est 40°C car étant en zone tropicale chaude.

Tableau 21 : Caractéristiques du Béton Bitumineux

| Matériau | E(10°C) MPa | E(40°C) MPa | ν | $\epsilon_6(10^6)$ | -1/b | SN | Sh | kc |
|----------|-----------------------------|-----------------------------|-------|--------------------|------|------|------|-----|
| BB | 7200 | 1000 | 0,35 | 100 | 5 | 0,25 | 0,01 | 1,1 |

• **Grave latéritique et sol support**

Toujours selon le guide pratique de conception et de dimensionnement des structures de chaussées des pays tropicaux, nous avons $A = 16000$ (Pour trafic faible) et $b = -0,222$.

✓ **Condition de réalisation**

Nous considérons dans notre dimensionnement que toutes les couches sont collées.

IV.5.2. Valeurs limites admissibles

➤ **Calcul manuel**

✓ **GNT et Sol support**

• **Déformation verticale $\epsilon_{z,ad}$**

$$\epsilon_{z,ad} = A \cdot (NE)^b = 16000 \cdot (1,75 \cdot 10^6)^{-0,222} = 657,91$$

$$\epsilon_{z,ad} = 657,91 \mu\text{déf}$$

• **Contrainte admissible $\sigma_{z,ad}$**

$$\sigma_{z,ad} = 0,3 \cdot \text{CBR} / (1 + 0,7 \cdot \text{Log}(N))$$

$$\sigma_{z,ad} = 0,3 \cdot 40 / (1 + 0,7 \cdot \text{Log}(2,5 \cdot 10^6))$$

$$\sigma_{z,ad} = 1,06 \text{ MPa}$$

✓ **Béton Bitumineux : Déformation horizontale $\epsilon_{t,ad}$**

$$\epsilon_{t,ad} = \epsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) \cdot (NE/10^6)^{-0,2} \cdot (E(10^\circ\text{C})/E(40^\circ\text{C}))^{1/2} \cdot kc \cdot kr \cdot ks$$

$$kr = 10^{-u\delta} \text{ où } u = -0,674 \text{ pour } r = 25\% ; b = -0,2 ; c = 0,02$$

$$\delta = [\text{SN}^2 + (c/b)^2 \cdot \text{Sh}^2]^{0,5} = [0,25^2 + (0,02/0,2)^2 \cdot 0,01^2]^{0,5} = 0,25$$

$$kr = 10^{-0,674 \cdot 0,2 \cdot 0,25} = 0,93$$

$k_s = 1; k_c = 1,1$

$$\varepsilon_{t,ad} = (100 \cdot 10^{-6}) \cdot (1,75 \cdot 10^6 / 10^6)^{-0,2} \cdot (7200 / 1000)^{1/2} \cdot 1,1 \cdot 0,93 \cdot 1 = 2,4543 \cdot 10^{-4}$$

$\varepsilon_{t,ad} = 245,43 \mu\text{d}\acute{e}f$

Tableau 22 : Récapitulatif des valeurs admissibles obtenues par calcul manuel

| Couche | BB $\varepsilon_{t,ad}$ | GNT/Sol $\varepsilon_{z,ad}$ | GNT/Sol $\sigma_{z,ad}$ |
|--------|--------------------------------|--------------------------------|-------------------------|
| Valeur | 245,43 $\mu\text{d}\acute{e}f$ | 657,91 $\mu\text{d}\acute{e}f$ | 1,06 MPa |

➤ **Calcul sur le logiciel Alizé**

Le tableau ci-dessous donne les résultats des valeurs admissibles obtenues sur Alizé

Tableau 23 : Récapitulatif des valeurs admissibles obtenues sur Alizé

| Couche | BB $\varepsilon_{t,ad}$ | GNT/Sol $\varepsilon_{z,ad}$ |
|--------|--------------------------------|--------------------------------|
| Valeur | 242,80 $\mu\text{d}\acute{e}f$ | 657,90 $\mu\text{d}\acute{e}f$ |

V.3. Calcul des contraintes et déformations sur Alizé

Hypothèse : Toutes les couches sont collées

Dans un premier temps, nous fixons les épaisseurs de la variante trouvée au prédimensionnement (**5BB+20GNT+15GNT+PF3**), et nous it rons sur le module de la couche de base, on obtient pour un module de **633 MPa** les résultats ci-dessous :

Tableau 24 : Valeurs des contraintes et déformations obtenues sur Alizé pour la variante initiale

| Couche | BB $\varepsilon_{t,ad}$ | GNT/Sol $\varepsilon_{z,ad}$ | GNT/Sol $\sigma_{z,ad}$ |
|--------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| Valeur | 58,10 $\mu\text{d}\acute{e}f$ | 657,2 $\mu\text{d}\acute{e}f$ | 0,658 MPa |

Dans un second temps, nous it rons sur le module de la couche de base et sur les épaisseurs des couches de fondation et de base. Nous obtenons pour **5BB+15GNT+20GNT+PF3** et un module en couche de base égale à **629 MPa**, les résultats suivants :

Tableau 25 : Valeurs des contraintes et déformations sur Alizé pour la variante 2

| Couche | BB $\varepsilon_{t,ad}$ | GNT/Sol $\varepsilon_{z,ad}$ | GNT/Sol $\sigma_{z,ad}$ |
|--------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------|
| Valeur | 58,60 $\mu\text{d}\acute{e}f$ | 657,6 $\mu\text{d}\acute{e}f$ | 0,658 MPa |

On constate que les valeurs des contraintes et déformations agissantes sur la chaussée et obtenues sur Alizé pour les deux variantes précédentes, sont inférieures aux valeurs admissibles. Donc les deux variantes supporteront bien les charges de trafic. Mais pour des raisons économiques, nous retiendrons la seconde variante : **5BB+15GNT+20GNT+PF3**, car son épaisseur de la couche de base qui sera améliorée au concassé est plus petite que celle de la variante initiale.

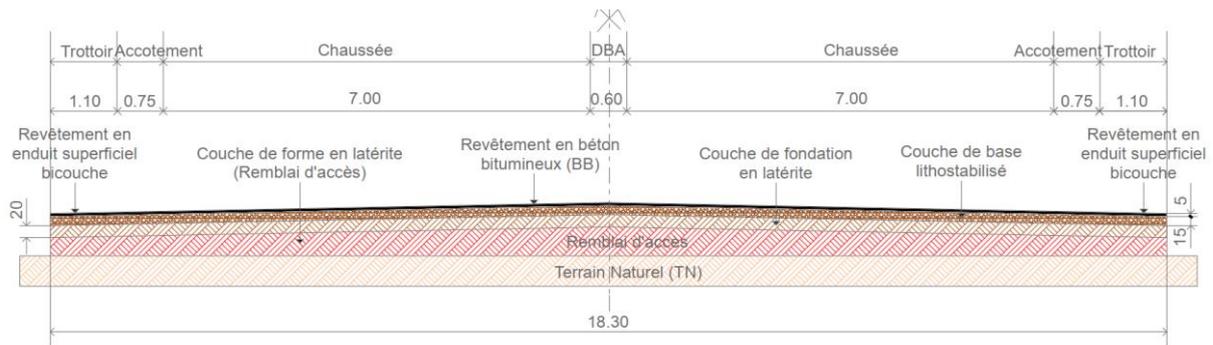


Figure 12 : Coupe transversale de la structure de chaussée

CHAPITRE V : NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL, DEVIS ET ETUDE COMPARATIVE

Les projets de construction d'ouvrages de franchissement sont des projets qui requièrent une évaluation environnementale et sociale. Ce chapitre présente dans un premier temps, les milieux récepteurs d'impacts, les sources potentielles d'impacts, les impacts positifs, ainsi que les impacts négatifs qui nécessitent des mesures d'atténuation afin de les minimiser ou de les compenser. Dans un second temps nous ferons un devis quantitatif et estimatif de notre ouvrage. Enfin, une étude comparative sera faite entre l'ouvrage étudié et celui réalisé.

V.1. Notice d'impact environnemental et Social

V.1.1. Composante de l'environnement concerné par l'impact

Les composantes du milieu susceptibles d'être affectées par le projet de façon significative sont les milieux physiques (sols, air, eau), biologiques (végétation, habitats fauniques...) et humains (activités économiques, santé, emploi, etc.).

V.1.2. Sources d'impacts potentiels du projet

V.1.2.1. En phase de construction

- ✓ L'installation du chantier, des équipements et de la base-vie (débroussaillage, nettoyage et déblai de l'emprise et des accotements, pertes de terres, défrichage, etc.) ;
- ✓ L'exploitation des sites d'emprunts et des carrières (perte de végétation, de terres agricoles, d'habitats fauniques, perturbation du paysage naturel, etc.) ;
- ✓ Le bruit et les pollutions sonores et les vibrations ;
- ✓ Les émissions de poussière, de gaz et de fumées ;
- ✓ Les conflits potentiels dus à la présence de la main d'œuvre étrangère à la zone ;
- ✓ Les risques d'accidents professionnels et de circulation ;
- ✓ Les risques de transmission de maladies dues au brassage de populations (IST/VIH/SIDA).

V.1.2.2. En période d'exploitation

- ✓ La fréquence des risques d'accidents ;
- ✓ Le bruit et les pollutions sonores ;
- ✓ L'affluence des usagers de la route (risque de prolifération de maladies dues au brassage des populations (IST/VIH/SIDA)).

V.1.3. Impacts positifs

- ✓ **Genre et qualité de la vie** : amélioration du bien-être et du cadre de vie dans la zone du projet ;
- ✓ **Santé** : facilitation des évacuations sanitaires vers l'hôpital YALGADO OUEDRAOGO ;

- ✓ **Activités économiques** : recrutement de la main d'œuvre, stimulation des activités génératrices de revenu, des échanges commerciaux, développement de l'activité de transport, réduction du temps de parcours suite à la fluidification du trafic, réduction du chômage ;
- ✓ **Circulation et mobilité** : amélioration des conditions de circulation intra et inter urbain ;

V.1.4. Impacts négatifs et mesures d'atténuations

Les effets de la plupart des impacts négatifs attendus, peuvent être atténués ou compensés. L'ensemble des mesures préconisées pour chaque impact est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Récapitulatif des mesures d'atténuation liée aux impacts négatifs du projet

| Impacts Négatifs | Mesures d'atténuation |
|--|---|
| Réduction du couvert végétal | Implication des Services forestiers |
| Erosion des sols | Reboisements compensatoires |
| Perturbation des usages et coutumes | Information et sensibilisation |
| Perturbation activités riveraines | Accompagnement social |
| Risques d'accident | Respect du code de la route |
| Perturbation du drainage des eaux | Bien dimensionner les ouvrages |
| Rejets anarchiques des déchets solides et des déblais | Evacuation des déchets solides et des déblais vers des sites autorisés |
| Perturbation de la circulation et risque d'accident | Information et sensibilisation Signalisation Organisation du trafic |
| Perturbation des réseaux des concessionnaires | Coordination avec les services concernés |
| | Information des populations |
| | Remise en état diligente des réseaux |
| Déboisement et réduction du couvert végétal | Implication des Services techniques concernés |
| | Reboisement compensatoire |
| | Aménagement après les travaux |
| Contamination des eaux et des sols | Collecte et recyclage des huiles usagées |
| | Collecte et évacuation des déchets solides |
| | Installations de sanitaires appropriées |
| | Responsable Hygiène Sécurité Environnemental (HSE) |

| | |
|---|--|
| Gênes/nuisances sonore, poussière et gaz | Equipements de protection |
| Accident de travail | Kit pour les premiers soins Sensibilisation du personnel |
| Pollution atmosphérique | Choix judicieux du site d'implantation |
| Affections respiratoires | Protection du personnel Arrosage régulier des voies d'accès au site |
| Dégradation de terres agricoles | Exploitation carrières et emprunts autorisée |
| Conflits sociaux | Accord préalable des ayants-droits Réhabilitation après les travaux |

V.2. Devis quantitatif et estimatif de l'ouvrage

Le coût du projet et de ses rampes d'accès est estimé à *Trois milliards cinq cents quatre-vingt et sept millions six cents quatre-vingt et un mille trois cents sept francs CFA TTC (3 587 681 307 FCFA TTC)*. Les détails se trouvent en ANNEXE III.

Tableau 27 : Récapitulatif du devis

| N° Prix | Désignation | Prix total HT (FCFA) |
|---|--|----------------------|
| 100 | TRAVAUX GENERAUX | 797 299 616 |
| 200 | TABLIER | 404 871 834 |
| 300 | APPUIS | 170 207 834 |
| 400 | FONDATION | 625 437 136 |
| 500 | EQUIPEMENTS DU PONT | 120 343 799 |
| 600 | REMBLAI D'ACCES ET AMENAGEMENTS DIVERS | 662 355 921 |
| 700 | CHAUSSEE ET REVETEMENT DES VOIES D'ACCES | 122 382 514 |
| 800 | ECLAIRAGE PUBLIC | 104 259 232 |
| 900 | MESURES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES | 33 250 000 |
| TOTAL GENERAL HT | | 3 040 407 888 |
| TVA (18%) | | 547 273 420 |
| TOTAL GENERAL TTC | | 3 587 681 307 |
| <i>Arrêté le présent devis à la somme de Trois milliards cinq cents quatre-vingt et sept millions six cents quatre-vingt et un mille trois cents sept francs cfa TTC</i> | | |

V.3. Etude comparative

Notre travail a pour objectif principal de faire une étude comparative entre le pont réalisé et celui étudié. Cette partie est donc celle qui nous permettra d'atteindre notre objectif principal.

V.3.1. Comparaison de la géométrie des deux ouvrages (étudié et réalisé)

Tableau 28 : Comparaison géométrique entre le pont réalisé et celui calculé

| Désignation | Pont réalisé | Pont étudié | Commentaire |
|-------------------|--|--|--|
| Tablier | -Dalle BA à 4 travées continues de portées 16,23 m - 16,77 m -16,77 m - 16,23 m. - 70 cm d'épaisseur. -En encorbellement | -Dalle BA à 4 travées indépendantes de portées 16,50 m chacune. - 75 cm d'épaisseur. - Rectangulaire | -En travées indépendantes, l'épaisseur du tablier est légèrement plus grande. |
| Pile | - Type voile de 2 m de long sur 0,50 m d'épaisseur. - 4 voiles par pile. | -Type colonne de 0,80 m de diamètre. -6 fûts par pile. -Un chevêtre par pile | -Les travées indépendantes nous imposent un chevêtre. |
| Culée | -Type remblayée | -Type remblayé | -Même type de culée |
| Fondations | -Fondations superficielles sur Gros béton. | -Fondations profondes : Pieux reliés par une semelle de liaison. | -L'évaluation des quantités sera faite par la suite afin de savoir quelle était la plus avantageuse. |

V.3.2. Comparaison quantitative des matériaux et des coûts

Le tableau ci-dessous évalue les écarts en quantités de matériaux utilisés par chaque variante et leurs écarts en termes de coût.

Tableau 29 : Comparaison des quantités de matériaux et leurs coûts de l'ouvrage étudié et de celui réalisé

| N° | DESIGNATION | Unité | Quantité | | Prix unitaire (FCFA HT) | Prix total (FCFA HT) | | Ecart Volume m3 | Ecart coût (FCFA HT) |
|-------------------------------|---------------------------------------|-------|-------------|--------------|-------------------------|----------------------|----------------------|-----------------|----------------------|
| | | | Pont étudié | Pont réalisé | | Pont étudié | Pont réalisé | | |
| 1 | TABLIER | | | | | | | | |
| 11 | Volume BA Tablier | m3 | 918,57 | 721,00 | 400 000 | 367 428 000 | 288 400 000 | 197,57 | 79 028 000 |
| Total 1 | | | | | | 367 428 000 | 288 400 000 | 197,57 | 79 028 000 |
| 2 | APPUIS | | | | | | | | |
| 21 | Volume BA Piles | m3 | 99,42 | 97,85 | 400 000 | 39 768 000 | 39 140 000 | 1,57 | 628 000 |
| 22 | Volume BA Culées | m3 | 321,20 | 322,56 | 400 000 | 128 480 000 | 129 024 000 | -1,36 | -544 000 |
| Total 2 | | | | | | 168 248 000 | 168 164 000 | 0,21 | 84 000 |
| 3 | FONDACTIONS | | | | | | | | |
| 31 | Volume BA fondations | m3 | 881,85 | 948,04 | 400 000 | 352 740 000 | 379 216 000 | -66,19 | -26 476 000 |
| 32 | Volume Béton de propreté | m3 | 44,04 | 0,00 | 122 129 | 5 378 561 | 0 | 44,04 | 5 378 561 |
| 33 | Gros Béton | m3 | 0,00 | 2 684,54 | 181 404 | 0 | 486 986 294 | -2 684,54 | -486 986 294 |
| 34 | Fouille pour fondations | m3 | 882,09 | 5 765,00 | 6 658 | 5 872 955 | 38 383 370 | -4 882,91 | -32 510 415 |
| 35 | Forage des pieux | ml | 900,00 | 0,00 | 249 464 | 224 517 600 | 0 | 900,00 | 224 517 600 |
| 36 | Mise en station et recepage des pieux | u | 60,00 | 0,00 | 332 237 | 19 934 220 | 0 | 60,00 | 19 934 220 |
| 37 | Tubes pour contrôle sonique des pieux | u | 2 700,00 | 0,00 | 6 294 | 16 993 800 | 0 | 2 700,00 | 16 993 800 |
| Total 3 | | | | | | 625 437 136 | 904 585 664 | | -279 148 528 |
| Total général FCFA HT | | | | | | 1 161 113 136 | 1 361 149 664 | | -200 036 528 |
| TVA (18%) | | | | | | 209 000 365 | 245 006 940 | | -36 006 575 |
| Total général FCFA TTC | | | | | | 1 370 113 501 | 1 606 156 604 | | -236 043 103 |

L'analyse du tableau ci-dessus montre que :

Le tablier du pont étudié consomme plus de béton armé que celui du pont exécuté. Cette différence est évaluée à **197,57 m³** de béton armé, soit **79 028 000 FCFA HT**. Cela s'explique non seulement par le fait que l'épaisseur du tablier du pont étudié est légèrement plus grande que celle du pont réalisé, mais aussi les formes de leurs sections transversales notamment la section en encorbellement qui réduit considérablement le volume du béton par rapport à la section rectangulaire.

Il est bon de remarquer que, en général les ponts à travées continues ont un tablier plus mince par rapport aux ponts à travées indépendantes car il y a diminution des moments en travée dans le cas des ponts à travées continues.

Au niveau des piles, nous constatons que la différence est petite (**1,57 m³** soit **628 000 FCFA HT**) entre les piles de type voile et celle de type colonne. Donc l'emploi de l'un ou de l'autre ne joue pas beaucoup sur les quantités de matériaux utilisés.

Enfin, la grosse différence se situe au niveau des fondations où la fondation superficielle sur gros béton de l'ouvrage réalisé, a consommé plus de béton armé pour ses semelles que ce qui devrait être consommé par les pieux et leurs semelles de liaison. La différence est de **66,19 m³** soit **26 476 000 FCFA**.

En plus, le gros béton de l'ouvrage réalisé a consommé une grande quantité de béton. Ce qui n'est pas le cas de l'ouvrage étudié sur pieux qui n'a que besoin du béton de propreté sous les semelles de liaison. Le gros béton a un volume de **2 674,54 m³** soit un coût de **486 986 294 FCFA HT**.

Un autre élément qui augmente le coût des fondations sur gros béton est l'énorme quantité de déblai à effectuer pour les fouilles. Cela représente une différence par rapport au déblai pour la semelle profonde de **4 882,91 m³** soit en termes de coût **32 510 415 FCFA HT**. Mais cela est un moindre coût par rapport à celui du forage des Pieux qui s'élève à **224 517 600 FCFA HT**. Définitivement, nous pouvons dire que la fondation sur gros béton est revenue beaucoup plus chère à l'entreprise par rapport à une réalisation de l'ouvrage sur Pieux. Le coût supplémentaire qu'a généré le gros béton est estimé à **279 148 528 FCFA HT** soit **329 395 263 FCFA TTC** (**Trois cent vingt et neuf millions trois cent quatre-vingt et quinze mille deux cent soixante-trois FCFA**).

CONCLUSION GENERALE

L'objectif général de notre travail était de faire une étude comparative entre la variante réalisée par l'entreprise sur gros béton et celle que nous avons étudié sur pieux afin d'évaluer le coût supplémentaire que pourrait avoir entraîné le gros béton.

Pour ce faire nous avons dans un premier temps fait une étude préliminaire de l'ouvrage d'art. Ce qui nous a conduit à retenir le pont dalle à travées indépendantes.

Dans un second temps, nous avons effectué une étude structurale détaillée du pont retenu et de ses rampes d'accès. Cela nous a permis de justifier les différentes parties de l'ouvrage et de calculer la structure de chaussée de ses rampes d'accès.

Une fois l'ouvrage justifié, nous avons effectué une notice d'impact environnemental et social. Ensuite, nous avons réalisé un devis quantitatif et estimatif de notre projet qui s'élève à ***trois milliards cinq cents quatre-vingt et sept millions six cents quatre-vingt et un mille trois cents sept francs CFA TTC (3 587 681 307 FCFA TTC)***.

Enfin, nous avons fait une étude comparative du pont étudié à celui exécuté par l'entreprise. Cette étude a montré une importante différence de coût en défaveur de l'ouvrage exécuté par l'entreprise au niveau des fondations. Cette différence est de l'ordre de **329 395 263 FCFA TTC (Trois cent vingt et neuf millions trois cent quatre-vingt et quinze mille deux cent soixante-trois FCFA)**.

Au terme de cette étude, nous pouvons dire que l'option des fondations superficielles sur du gros béton a été plus coûteuse à l'entreprise par rapport à la réalisation des fondations profondes (pieux).

RECOMMANDATIONS

Nous recommandons à l'entreprise dans le futur :

- D'approfondir les études des différentes options de réalisation des projets afin d'opter pour les plus économiques ;
- De renforcer son staff d'ingénieurs d'études.

BIBLIOGRAPHIE

ANDRE GUERRIN (1969), Traité de béton armé, tome 7, Murs de soutènement et murs de quais, Paris

CEBTP (1980) : Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées Pour les Pays Tropicaux, Paris

HENRI RENAUD et JEAN LAMIRAULT (1989), Génie Civil, Précis de calcul de béton armé, Applications, Paris

JEAN-ARMAND CALGARO (2000), Projet et construction des ponts : Généralités, Fondations, Appuis, Ouvrages courants, 3^{ème} édition, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris

JEAN COSTET et GUY SANGRELAT (1983), Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2, Calcul des ouvrages, 3^{ème} édition, Paris

JEAN PERCHAT et JEAN ROUX (2002), Pratique du BAEL 91 – Cours avec exercices corrigés, 4^{ème} édition, Paris

Ministère de l'Équipement et du Logement, et Ministère de l'Économie et des Finances (1980), Fascicule N° 61 - Titre II - Conception, Calcul et épreuves des ouvrages d'art - Programme de charges et épreuves des ponts-routes, Texte officiel, CCTG

Ministère de l'Équipement des Transports et du Logement, et Ministère de l'Économie, des Finances et de l'Industrie (1999), Fascicule N° 62 - Titre I - Section I : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99

Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports (1993), Fascicule N° 62, titre V : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil

MONGI BEN OUEZDOU (2012), Cours d'ouvrages d'art, Tome 1 : Conception, Polycopié, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis

MONGI BEN OUEZDOU (2012), Cours d'ouvrages d'art, Tome 2 : Dimensionnement, Polycopié, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis

SETRA (1977), Piles et Palées (PP 73) - Appuis des tabliers, Dossier pilote, Paris

SETRA (1984), Dalle de transition des ponts-routes – Technique et réalisation, Notice technique, Paris

SETRA (2007), Appareils d'appui en élastomère fretté –Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, Guide technique, Paris

SETRA (2002), Choix d'un dispositif de retenue en bord libre d'un pont en fonction du site, Collection du guide technique GC, Paris

SETRA (1994), Corniches, Collection du guide technique GC, Paris

SETRA (1989) - Assainissement des ponts-routes - Evacuation des eaux, perrés, drainage, corniches-caniveaux, Paris

SETRA (1994) : Guide Technique, Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée, Paris

SITE INTERNET

<https://www.izf.net>Pays>supercartes> , le 15 mai 2019 à 10h30.

ANNEXES

ANNEXE I : Note de Calcul du Pont

Table des matières

| | |
|--|----|
| <i>ANNEXE I : Note de Calcul du Pont</i> | 59 |
| I. Introduction et base de calculs (Voir chapitre III du mémoire) | 61 |
| I.1. Description de l'ouvrage (Voir chapitre III du mémoire) | 61 |
| I.2. Norme et règlement (Voir chapitre III du mémoire) | 61 |
| I.3. Charges applicables (Voir chapitre III du mémoire) | 61 |
| I.3.1. Charges permanentes (Voir chapitre III du mémoire) | 61 |
| I.3.2. Charges d'exploitations | 61 |
| I.4. Combinaisons des charges pour le BAEL (Voir chapitre III du mémoire) | 66 |
| I.5. Etat limite d'ouverture des fissures | 66 |
| I.6. Caractéristiques des matériaux | 66 |
| I.6.1. Béton | 66 |
| I.6.2. Acier | 67 |
| II. Conception et pré-dimensionnement des éléments de structure du pont | 67 |
| II.1. Pré-dimensionnement du tablier | 67 |
| II.1.1. Epaisseur de la dalle | 67 |
| II.2. Pré-dimensionnement des appuis et leurs fondations | 67 |
| II.2.1. Les éléments de la pile | 67 |
| II.2.2. Les éléments des culées | 68 |
| III. Justification du tablier | 71 |
| III.1. Méthodes de calcul des tabliers dalles et choix de la méthode | 71 |
| i. Méthodes de calcul | 71 |
| ii. Choix de la méthode | 72 |
| iii. Objectif de la méthode | 72 |
| III.2. Modélisation | 72 |
| III.3. Charges permanentes supportées par le tablier | 72 |
| III.4. Coefficient de majoration dynamique | 73 |
| ✓ Système de charge B | 73 |
| ✓ Convoi militaire Mc 120 | 73 |
| III.5. Détermination des coefficients de répartition transversale | 74 |
| III.5.1. Détermination du coefficient de répartition transversale à partir du facteur K | 74 |
| III.5.2. Lignes d'influence du facteur k | 76 |
| III.5.3. Coefficient de répartition transversale CRT | 76 |
| III.6. Détermination des sollicitations | 85 |

| | |
|---|-----|
| III.6.1. Méthodologie d'étude | 85 |
| III.6.2. Sollicitations dues aux charges permanentes G | 85 |
| III.6.3. Sollicitations longitudinales maximales des surcharges routières | 86 |
| III.6.4. Moment de flexion transversal maximal des surcharges routières | 92 |
| III.7. Ferrailage du tablier | 99 |
| III.8 : Vérification de la dalle au poinçonnement | 103 |
| IV. Justification des éléments de la pile | 104 |
| IV.1. Justification du chevêtre | 104 |
| IV.1.1. Vérinage : flexion longitudinale | 105 |
| IV.1.2. Une seule travée chargée : torsion | 107 |
| IV.2. Justification des fûts | 108 |
| IV.2.1. Evaluation des sollicitations sur un fût | 109 |
| IV.2.2. Calcul des armatures | 113 |
| V. Justification des éléments de la culée | 115 |
| V.1. Géométrie de la culée | 115 |
| V.2. Bilan des actions sur la culée | 116 |
| V.2.1. Charges permanentes | 116 |
| V.2.2. Charges d'exploitations | 116 |
| V.3. Justification de la résistance interne de la culée | 117 |
| V.3.1. Justification du mur de front | 117 |
| V.3.2. Justification de la semelle de liaison | 119 |
| V.4.2. Etat ultime de stabilisation d'ensemble | 119 |
| VI. Equipements connexes et protection de l'ouvrage | 119 |
| VI.1. Les revêtements du tablier | 119 |
| VI.1.1. Couche d'étanchéité | 119 |
| VI.1.2. Couche de roulement | 119 |
| VI.2. Trottoirs | 119 |
| VI.3. Dispositifs de retenues | 120 |
| VI.4. Les appareils d'appuis | 120 |

I. Introduction et base de calculs (Voir chapitre III du mémoire)

I.1. Description de l'ouvrage (Voir chapitre III du mémoire)

I.2. Norme et règlement (Voir chapitre III du mémoire)

I.3. Charges applicables (Voir chapitre III du mémoire)

I.3.1. Charges permanentes (Voir chapitre III du mémoire)

I.3.2. Charges d'exploitations

I.3.2.1. Préliminaires sur le pont

✓ Classe de pont

La largeur roulable (L_r) est la largeur du tablier comprise entre dispositifs de retenue s'il y en a et/ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les sue-largeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence, les bandes dérasées, etc. $L_r = 7,75$ m. D'après le tableau 1, $L_r \geq 7,00$: le pont est donc de 1^{ère} classe.

Tableau 1 : Classes de pont

| Classe de pont | 1 ^{ère} | 2 ^{ème} | 3 ^{ème} |
|-------------------------------|------------------------------|-------------------|------------------|
| Largeur roulable L_r (en m) | $L_r \geq 7,00$ ou exception | $5,5 < L_r < 7,0$ | $L_r \leq 5,50$ |

✓ Largeur chargeable (L_{ch})

Pour une chaussée encastrée par deux bordures, nous avons $L_{ch} = L_r - 0,5n$ avec n : le nombre de dispositifs de retenue $n \leq 2$. Dans notre cas, $n = 0$ d'où $L_{ch} = L_r = 7,75$ m ;

✓ Nombre de voies (N_v)

Par convention, le nombre de voies de circulation est tel que :

$$N_v = E(L_{ch}/3) = E(7,75/3) = E(2,583) \rightarrow N_v = 2 \text{ voies}$$

✓ Largeur d'une voie de circulation (V)

Elle est donnée par : $V = L_{ch}/N_v = 7,75/2 \rightarrow V = 3,875$ m.

I.3.2.2. Système de charges A

(Fascicule 61 Titre II Chapitre 1 Article 4)

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée (portée) et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. La valeur $A(L)$ de cette surcharge est donnée par l'expression suivante :

$$A(L) = 2,30 + \frac{360}{L+12}, \text{ en kN/m}^2 \text{ où } L \text{ est la longueur chargée en mètre (m) ;}$$

La valeur de $A(L)$ est à multiplier par les coefficients a_1 et a_2 .

Le coefficient a_1 , fonction de la classe du pont, est donné par le tableau 2 :

Tableau 2 : Coefficient a_1 du système A

| Nombre de voies chargées | | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|--------------------------|------------------|-----|------|-----|------|----------|
| Classe du pont | 1 ^{ère} | 1 | 1,00 | 0,9 | 0,75 | 0,7 |
| | 2 ^{ème} | 1 | 0,90 | " | " | " |
| | 3 ^{ème} | 0,9 | 0,80 | " | " | " |

Notre pont étant de 1^{ère} classe avec deux voies chargées au maximum, donc $a_1 = 1$.

La surcharge $A_1 = \max\{A(L) \times a_1 ; (4 - 0,002L)\}$ est multipliée par le coefficient $a_2 = V_0/V$, où V est la largeur d'une voie et V_0 la valeur donnée par le tableau 4 :

Tableau 30 : Valeur de V_0

| Classe du pont | 1 ^{ère} | 2 ^{ème} | 3 ^{ème} |
|----------------------|------------------|------------------|------------------|
| Valeur de V_0 en m | 3,5 | 3,00 | 2,75 |

Nous obtenons $a_2 = 3,5/3,875 = 0,90$.

La charge A_2 est appliquée uniformément sur toute la longueur de la voie chargée :

$$A_2(L) = a_2 \times \max[a_1 (2,30 + 360/(l + 12)), (4 - 0,002L)] \text{ en } kN / m^2 .$$

$$A_2(L) = 0,9 \times \max[1 * (2,30 + 360/(16,5 + 12)), (4 - 0,002 * 16,5)] \text{ en } kN / m^2 .$$

$$A_2(L) = 0,9 \times \max[14,93 ; 3,97] \text{ en } kN / m^2 .$$

$$A_2(L) = 13,44 \text{ kN} / m^2 .$$

Remarque : La charge $A(L)$ simule une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont ou circulant à très faible vitesse.

I.3.2.3. Système de charge B

(Fascicule 61 Titre II Chapitre 1 Article 5)

Les charges de type B sont composées de trois sous-systèmes distincts :

- ✓ Sous-système Bc ;
- ✓ Sous-système Bt ;
- ✓ Sous-système Br ;
- i. Sous-système Bc**

Il se compose de camions types de 300 kN chacun. On peut disposer transversalement sur la chaussée autant de files de camions Bc que la chaussée comporte de voies de circulation et longitudinalement le nombre de camions par file est limité à deux. L'axe de la roue la plus excentrée doit rester à une distance minimale du bord de la largeur roulable, égale à 0,25 m dans le cas d'une bordure.

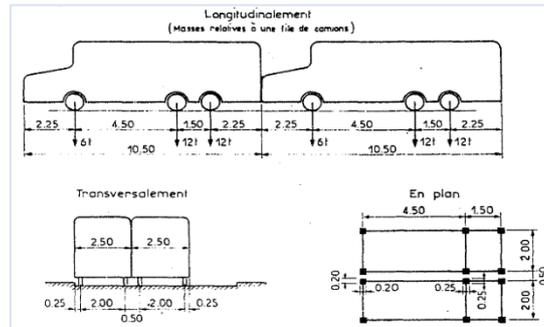


Figure 4 : Disposition du système de charge Bc

Suivant la classe du pont et le nombre de files de camions considérées, les valeurs des charges du système Bc sont multipliées par un coefficient b_c dont les valeurs sont indiquées dans le tableau 4 :

Tableau 4 : Valeurs du coefficient b_c

| Nombre de files considérées | | 1 | 2 | 3 | 4 | ≥ 5 |
|-----------------------------|------------------|------|------|------|------|------|
| Classe du pont | 1 ^{ère} | 1,20 | 1,10 | 0,95 | 0,80 | 0,70 |
| | 2 ^{ème} | 1,00 | 1,00 | - | - | - |
| | 3 ^{ème} | 1,00 | 0,80 | - | - | - |

ii. Sous-système Bt

Il se compose de groupes de deux essieux (essieux-tandems) à roue simple pneumatique. La charge d'un essieu est 160 kN. On peut disposer sur la chaussée, au maximum deux tandems Bt dans le sens transversal et un essieu-tandem dans le sens longitudinal.

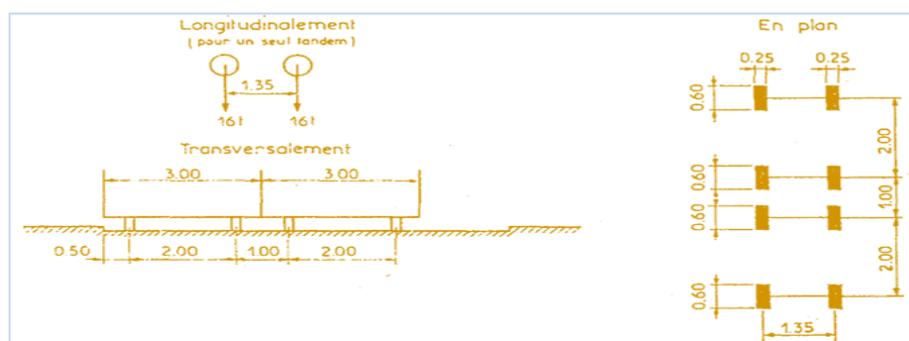


Figure 5: Disposition du système de charge Bt

La charge du système Bt est pondérée par un coefficient b_t fonction de la classe du pont. Notre pont étant de 1^{ère} classe, $b_t = 1$. (Cf. Tableau 5).

Tableau 5 : Valeurs du coefficient b_t

| Classe du pont | 1 ^{ère} | 2 ^{ème} |
|-------------------|------------------|------------------|
| Coefficient b_t | 1 | 0,9 |

iii. Sous-système Br

Il se compose d'une roue isolée de 100 kN (figure 3)

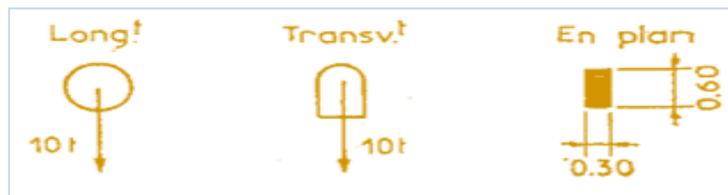


Figure 3 : Disposition du système de charge Br

Il existe par ailleurs un autre sous-système utilisé en Afrique de l'Ouest dénommé Bc Niger. Celui-ci sera considéré en lieu et place du sous-système Bc précédemment évoqué car plus défavorable.

I.3.2.4. Charges militaires

(Fascicule 61 Titre II Chapitre 1 Article 9)

Le pont sera calculé pour supporter des véhicules types Mc 120 et Me 120, susceptibles d'être plus défavorables.

a. Système Mc 120

Il comporte deux chenilles dont les caractéristiques sont représentées sur la figure 4 :

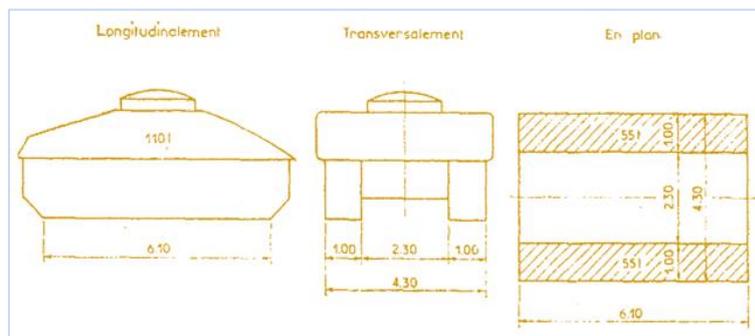


Figure 6 : Système Mc 120

Les véhicules des systèmes Mc peuvent circuler en convoi ; un seul convoi est supposé circuler dans le sens transversal quelle que soit la largeur de la chaussée ; dans le sens longitudinal, le

nombre des véhicules du convoi est illimité et la distance entre deux véhicules successifs doit respecter les dispositions de la figure 5 :

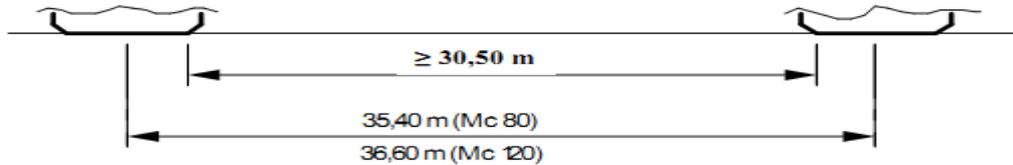


Figure 7: Distance longitudinale minimale entre deux chars

b. Système Me 120

Il comporte deux essieux chacun assimilé à un rouleau dont les caractéristiques sont présentées sur la figure 6 :

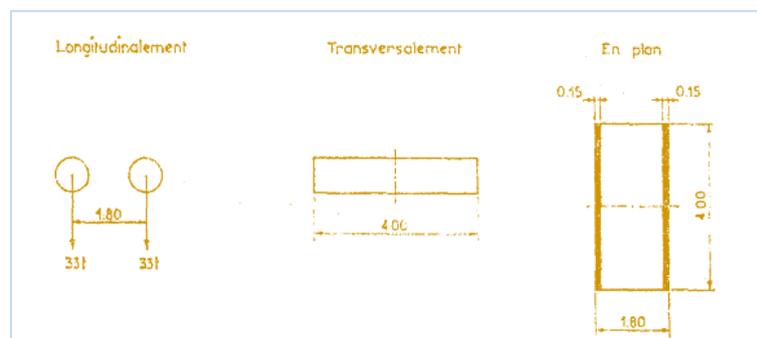


Figure 8: Système Me 120

Les deux systèmes (Mc 120 et Me 120) répondent aux règles d'application suivantes :

Les chenilles et essieux peuvent être placés n'importe où sur la largeur chargeable et la position est choisie pour produire l'effet le plus défavorable ;

Les surfaces d'impact des chenilles et essieux sur la chaussée sont des rectangles uniformément chargées.

I.3.2.5. Effort de freinage

(Fascicule 61 Titre II Chapitre 1 Article 6)

Ces efforts sont développés par les charges de chaussées des systèmes A, Bc et Bc Niger. Ils sont à considérer pour la stabilité des appuis (piles et culées) et la résistance des appareils d'appui. Ils valent :

$$(A(L))/(20 + 0,0035 \cdot S) = \frac{13,44 \cdot 16,5 \cdot 7,75}{20 + 0,0035 \cdot 16,5 \cdot 7,75} = 84,05 \text{ kN}$$

Pour le système A, S désignant en m² la surface chargée ;

Le poids d'un seul véhicule-type Bc est 300 kN. Il ne peut être pondéré.

$$\text{Par conséquent } F = \text{Max}[87,63 \text{ kN} ; 300 \text{ kN}] = 300 \text{ kN.}$$

I.3.2.6. Charges sur les remblais

(Fascicule 61 Titre II Chapitre 1 Article 8)

Sur les remblais d'accès à l'ouvrage, on disposera une charge uniformément répartie sur toute la largeur de la plate-forme (talus exclus) d'intensité égale à 10 kN/m^2 . Elle concerne la justification des éléments des culées.

I.3.2.7. Charges sur les trottoirs

(Fascicule 61 Titre II Chapitre 2)

Ce système de charge est utilisé lors de la justification longitudinale du tablier. La charge occupe toute la largeur des trottoirs et longitudinalement. Elle est disposée de manière à produire l'effet le plus défavorable. Cette charge a pour densité surfacique $1,50 \text{ kN/m}^2$. Les effets peuvent éventuellement se cumuler avec ceux du système B ou des charges militaires.

I.3.2.8. Coefficient de majoration dynamique

Les charges du système B et les surcharges militaires $M_c 120$ sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration dynamique ($\delta \geq 1$) donné par :

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

L : la longueur en mètre de l'élément chargé ; G : la charge permanente de l'élément ;

S : la charge maximale du système de charge considéré.

I.4. Combinaisons des charges pour le BAEL (Voir chapitre III du mémoire)

I.5. Etat limite d'ouverture des fissures

Notre zone du projet est une zone humide non agressive. De ce fait, le degré de nocivité des ouvertures de fissures sera donc considéré comme préjudiciable ; le calcul des armatures de flexion sera mené à l'ELS et celui des armatures d'effort tranchant à l'ELU. L'enrobage des armatures sera de 3 cm [BAEL 91 révisé 99].

I.6. Caractéristiques des matériaux

(Fascicule 62 Titre I Section 1, Chapitre A2)

I.6.1. Béton

- ✓ Résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$;
- ✓ Résistance caractéristique à la traction à l'âge de 28 jours : $f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,7 \text{ MPa}$;
- ✓ Module de déformation différée à j jours : $E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12\,103 \text{ MPa}$;

- ✓ Module de déformation longitudinale instantanée à j jours : $E_{i28} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}} = 35\,982\text{ MPa}$;
- ✓ Contrainte limite de calcul : $\sigma_{bc} = 0,6.f_{c28} = 21\text{ MPa}$;
- ✓ Coefficient partiel de sécurité : $\gamma_b = 1,5$;

I.6.2. Acier

- ✓ Aciers longitudinaux : types HA Fe E 500, $f_e = 500\text{ MPa}$;
- ✓ Aciers transversaux : type HA Fe E 500, $f_e = 500\text{ MPa}$;
- ✓ Module d'élasticité longitudinale : $E_s = 200\,000\text{ MPa}$;
- ✓ Coefficient partiel de sécurité $\gamma_s = 1,15$; Masse volumique $\rho_s = 7850\text{ kg/m}^3$.

II. Conception et pré-dimensionnement des éléments de structure du pont

II.1. Pré-dimensionnement du tablier

II.1.1. Epaisseur de la dalle

Pour l'épaisseur de la dalle h_t , nous avons : $h_t = \left(\frac{1}{22}\right) \cdot l_c$ et $h_t \geq 12\text{ cm}$. [MONGI BEN OUEZDOU, 2012]. Où l_c représente la longueur de la travée.

Dans notre cas, $l_c = 16,50\text{ m}$

Nous avons alors : $h_t = \frac{1}{22} \times 16,50 = 0,75\text{ m}$. On choisit $h_t = 0,75\text{ m}$.

En résumé, notre dalle sera rectangulaire de 9,14 m de large avec une épaisseur de 0,75 m.

II.2. Pré-dimensionnement des appuis et leurs fondations

Les appuis ont pour rôle de transmettre les efforts dus au tablier jusqu'au sol de fondation. Ils comprennent la pile et les culées.

II.2.1. Les éléments de la pile

Les piles seront de type colonne surmontées par un chevêtre. Leurs dimensions sont déterminées en suivant les instructions du dossier pilote PP73 du SETRA.

II.2.1.1. Le chevêtre

Il assure un transfert de charges aux appuis et permettra de placer les vérins pour soulever le tablier en cas de changement d'appareils d'appui. Ses dimensions sont :

- ✓ Longueur L_{chv} : elle sera égale à la largeur du tablier. Soit $L_{chv} = 9,14\text{ m}$.
- ✓ Largeur b_{ch} : $b_{ch} \geq \phi + 10\text{ cm} \Rightarrow b_{ch} \geq 0,80\text{ m}$. Nous retenons $b_{ch} = 1,00\text{ m}$;
- ✓ Hauteur h_{ch} : géométriquement $h_{ch} \geq 0,60\text{ m}$; et mécaniquement $h_{ch} \geq 1,25h_t$, avec h_t : l'épaisseur du tablier. Nous considérons $h_{ch} = 1,00\text{ m}$.

II.2.1.2. Les fûts

- ✓ Il sera disposé $n_c = 3$ colonnes circulaires
- ✓ Diamètres des fûts : $\phi \geq M \text{ ax } \left\{ 0,60m; \frac{H_f}{10} \right\}$, avec H_f : hauteur du fût ;

$H_f = 4,735m$; $\phi \geq \text{Max} \left\{ 0,60m; \frac{4,735}{10} \right\} = 0,60 m$. Pour de raisons de robustesse, on prendra $\emptyset = 0,80 m$.

- ✓ Espacement (entraxe) des colonnes : $2,50m \leq e \leq 5,00m$, nous retenons $e = 3,00 m$

II.2.1.3. Fondation

II.2.1.3.1. Les pieux

- ✓ Type de pieux : Pieux forés, car sont couramment employé dans les ouvrages neufs ;
- ✓ Diamètre : $0,80m \leq \Phi \leq 2,50m$. Afin d'optimiser la fondation on choisit $\Phi = 0,80m$;
- ✓ Nombre de files : 2 files ;
- ✓ Distance entre les 2 files : la valeur conseillée est $l = 3.\Phi = 2,40m$;
- ✓ Entraxe entre deux pieux d'une même file : $e_p = 3,00 m$.
- ✓ Nombre de pieux : $n_p = 2*(L_s/e_p) = 2*(8,4/3) = 6$ pieux. Soit 3 pieux par file.

II.2.1.3.1. Semelle de liaison

- ✓ Longueur L_s : elle est liée à la superstructure de l'appui et sa longueur vaut :
 $L_s \approx (n_c - 0,2)e = (3 - 0,2) * 3 = 8,4 m$;
- ✓ Largeur B : $B = 5.\Phi = 4,00 m$;
- ✓ Hauteur : $h_s \geq 1,5.\Phi - 0,10 m = 1,10 m$. On choisit $h_s = 1,10 m$;

II.2.2. Les éléments des culées

Les culées seront conçues pour remplir leurs fonctions mécaniques à savoir :

- ✓ Une bonne transmission des efforts au sol de fondation ;
- ✓ La limitation des déplacements horizontaux en tête ;
- ✓ La limitation des déplacements verticaux.

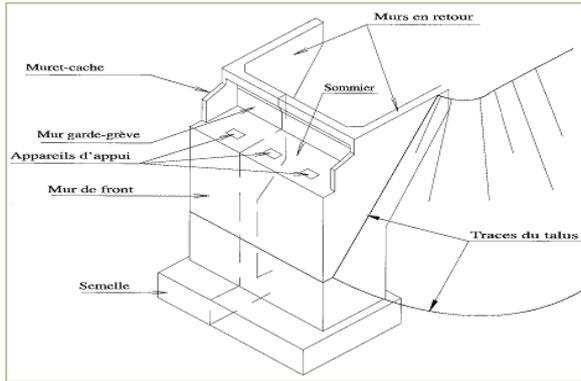


Figure 7 : Culée remblayée

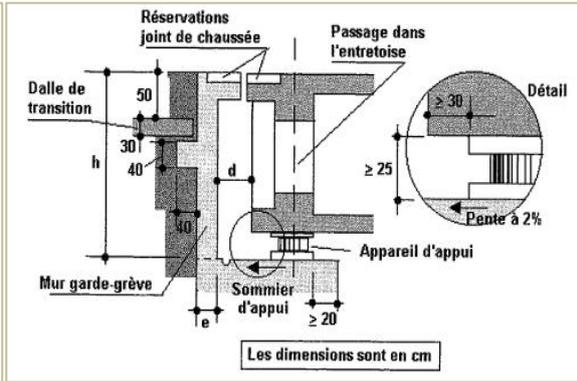


Figure 8 : Elément d'une tête de culée

Notre culée sera une culée remblayée constituée de mur de front, de mur garde grève, des murs en retour... (Voir figures 9 et 10).

II.2.2.1. Le mur de front

- ✓ Epaisseur e_{mf} : Le mur de front est un voile épais dont l'épaisseur courante varie, selon la hauteur, entre 0,80 m et 1,20 m (CALGARO, 2000). Pour un bon fonctionnement mécanique (robustesse et rigidité), nous retenons $e_{mf} = 1,00 \text{ m}$;
- ✓ Hauteur H_{mf} : Elle est le résultat des études topographiques et géotechniques. Sa valeur est $h_{mf} = 5,956 \text{ m}$;
- ✓ Longueur L_{mf} : Elle correspond à la largeur totale du tablier augmentée des épaisseurs des murets-caches de 0,20 m chacun. D'où $L_{mf} = 18,70 \text{ m}$;

II.2.2.2. Le mur garde-grève

Il a pour fonction de séparer physiquement le remblai d'accès de l'ouvrage.

- ✓ Hauteur h_{mgg} : elle est liée à l'épaisseur du tablier et aux équipements de la tête du mur de front (bossages et appareils d'appui). Elle variera des rives vers l'axe de 0,92 m à 1,15 m pour donner un devers de 2,5% au mur ;
- ✓ Epaisseur : $e_{mgg} = \max \left\{ 0,30 \text{ m} ; \frac{H_{mgg}}{8} \right\} \rightarrow e_{mgg} = 0,30 \text{ m}$;
- ✓ Longueur : $L_{mgg} = L_{mf} = 18,70 \text{ m}$;

II.2.2.3. Corbeau

Le mur garde-grève sera muni en arrière d'un corbeau d'appui de la dalle de transition destinée à atténuer les effets des dénivellations éventuelles entre la chaussée et l'ouvrage. Il est placé à environ 1 m de l'arase supérieure du mur garde-grève. De forme trapézoïdale, ses dimensions courantes sont :

- ✓ Grande base $B_c = 0,60 \text{ m}$; petite base $b_c = 0,30 \text{ m}$; hauteur $h_c = 0,30 \text{ m}$ (CALGARO 2000) ;
- ✓ Longueur $L_c = L_{mgg} = 18,70 \text{ m}$.

II.2.2.4. Murets-caches

Disposés aux extrémités latérales des têtes de culées, ils permettent de protéger les appareils d'appui des terres, rigidifient le mur garde-grève et remplissent une fonction d'esthétique.

- ✓ Epaisseur e_{mc} : Ils sont d'une vingtaine de centimètre d'épaisseur. Soit $e_{mc} = 0,20 \text{ m}$;
- ✓ Hauteur H_{mc} : Ils ont la même hauteur que le garde-grève. Soit $H_{mc} = 0,92 \text{ m}$;
- ✓ Largeur $b_{mc} = 1,00 \text{ m}$;

II.2.2.5. Les murs en retour

Ce sont des voiles d'épaisseur constante encastrés sur le mur garde-grève, le mur de front et la semelle.

- ✓ Epaisseur e_{mr} : Elle varie entre $0,30 \text{ m}$ et $0,45 \text{ m}$ (CALGARO 2000). Nous choisissons $e_{mr} = 0,45 \text{ m}$;
- ✓ Hauteur $H_{mr} = H_{mf} + H_{mgs} = 7,106 \text{ m}$;
- ✓ Largeur à la base (encastrée dans la semelle) $l_{mr1} \leq l_t$; On prendra $l_{mr1} = 2,00 \text{ m}$;
- ✓ Largeur à l'arase supérieure $2,00 \text{ m} \leq l_{mr2} \leq 6,00 \text{ m}$: Nous prenons $l_{mr2} = 3,00 \text{ m}$.

II.2.2.6. Les pieux

- ✓ Type de pieux : Pieux forés, car sont couramment employés dans les ouvrages neufs ;
- ✓ Diamètre : $0,80\text{m} \leq \Phi \leq 2,50\text{m}$. Afin d'optimiser la fondation on choisit $\Phi = 0,80\text{m}$;
- ✓ Nombre de files : 2 files ;
- ✓ Distance entre les 2 files : la valeur conseillée est $l = 3.\Phi = 2,40\text{m}$;
- ✓ Entraxe entre deux pieux d'une même file : $e_p = 3,50 \text{ m}$.
- ✓ Nombre de pieux : $n_p = 2*(L_s/e_p) = 2*(19,7/3,5) = 12$ pieux. Soit 6 pieux par file.

II.2.2.7. Semelle de liaison

- ✓ Longueur L_s : Elle aura un débord de $0,50 \text{ m}$ de part et d'autre du mur de front : $L_s = 19,70 \text{ m}$;
- ✓ Largeur B : $B = 5.\Phi = 4,00 \text{ m}$;
- ✓ Hauteur : $h_s \geq 1,5.\Phi - 0,10 \text{ m} = 1,10 \text{ m}$. On choisit $h_s = 1,10 \text{ m}$;

II.2.2.8. Dalle de transition

- ✓ Longueur L_{dt} : Elle varie de 3 m à 6 m selon la hauteur du remblai H_r suivant la formule :
 $L_{dt} = \text{Min} \{6,00 \text{ m} ; \text{max} \{3,00\text{m} ; 0,60*H_r\}\}$ (CALGARO 2000).
 $H_r = 7,106 \text{ m} \rightarrow L_{dt} = \text{Min} \{6,00\text{m} ; \text{max} \{3,00\text{m} ; 4,26\text{m}\}\} = 4,26 \text{ m}$. Soit $L_{dt} = 4,30 \text{ m}$.

l'entretoisement. Son coefficient de répartition transversale est donné par la formule suivante :

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

ii. Choix de la méthode

Le choix sera porté sur la méthode de Guyon-Massonnet-Barré car elle est plus adaptée pour calculer les sollicitations et les déformées dans les tabliers des ponts dalles. Plus précisément, dans le sens longitudinal, les efforts sont ceux obtenus par la théorie des poutres et corrigés, pour effet de dalle, par le coefficient k de répartition transversale de la méthode GUYON-MASSONNET.

iii. Objectif de la méthode

L'objectif de cette méthode est de déterminer le facteur de répartition transversale se trouvant dans les tables du document SETRA « Compléments de la méthode de calcul des ponts à poutres multiples » pour ainsi obtenir les valeurs de sollicitations dans le tablier du pont. Il est nécessaire de calculer le paramètre d'entretoisement. Les sollicitations se trouvant dans la dalle du tablier sont obtenues en effectuant des simples multiplications.

III.2. Modélisation

Le calcul du tablier se fera sur une bande de 1 m ; Il repose sur le chevêtre au travers des appareils d'appuis.

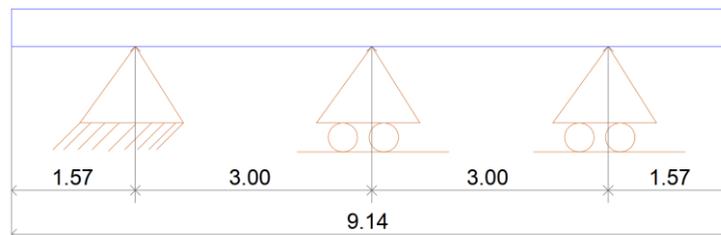


Figure 10 : Modélisation du tablier suivant le sens transversal

III.3. Charges permanentes supportées par le tablier

Tableau 6 : Calcul des charges permanentes supportées par le tablier

| Désignation | Symbole | No mb re | Poids propre P(kN/m ³) | Epaisseur e(m) | Large ur l(m) | Surfac e S(m ²) | Valeur nominale Gk(kN/ml) |
|--------------------------|---------|----------|------------------------------------|----------------|---------------|-----------------------------|---------------------------|
| Poids propre : Gp | | | | | | | |
| Tablier | Gp1 | 1,00 | 25,00 | 0,75 | 9,14 | 6,86 | 171,38 |
| Trottoir | GP2 | 1,00 | 25,00 | 0,20 | 1,10 | 0,22 | 5,50 |
| Total Gp | | | | | | | 171,88 |

| Equipement : Ge | | | | | | | |
|-----------------------------------|-----|------|-------|------|------|------|--------|
| Chape d'étanchéité | Ge1 | 1,00 | 24,00 | 0,01 | 7,75 | 0,08 | 1,86 |
| Revêtement de BB | Ge2 | 1,00 | 24,00 | 0,07 | 7,75 | 0,54 | 13,02 |
| Bordure de trottoir | Ge3 | 1,00 | 25,00 | - | - | 0,04 | 0,96 |
| DBA | Ge4 | 1,00 | 25,00 | - | - | 0,22 | 5,50 |
| Corniche | Ge5 | 1,00 | 24,50 | - | - | 0,10 | 2,36 |
| Barrière BN4 | Ge6 | 1,00 | 78,50 | - | - | - | 0,70 |
| Fourreau équipement divers | Ge7 | 1,00 | | - | - | - | 1,50 |
| Total Ge | | | | | | | 25,90 |
| Total Gt = Gp + Ge | | | | | | | 202,78 |

III.4. Coefficient de majoration dynamique

Nous allons calculer le coefficient de majoration dynamique pour la travée de rive et pour la travée intermédiaire dans le but de rechercher le maximum.

✓ Système de charge B

Le coefficient de majoration dynamique à appliquer est le maximum des coefficients relatifs aux trois systèmes Bc, Bt et Br donc, le coefficient à considérer est celui du Bc(Niger) avec deux voies chargées (bc = 1,1) soit :

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

Tableau 7 : Calcul du coefficient de majoration dynamique du système B (Bc)

| Travée | Nombre de file | L (m) | S (KN) | G (KN) | G/S | $\frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$ | δ |
|-------------------|----------------|-------|--------|---------|------|--------------------------------|--------------|
| Principale | 2 | 16,50 | 1320 | 3345,87 | 2,54 | 0,093 | 1,147 |

✓ Convoi militaire Mc 120

Tableau 8 : Calcul du coefficient de majoration dynamique du système Mc120

| Travée | Nombre de file | L (m) | S (KN) | G (KN) | G/S | $\frac{0,4}{1 + 0,2 \times L}$ | δ |
|------------|----------------|-------|--------|---------|-------|--------------------------------|--------------|
| Principale | 1 | 16,50 | 1100 | 3345,87 | 3,042 | 0,093 | 1,139 |

III.5. Détermination des coefficients de répartition transversale

✓ Les paramètres

Le comportement du pont est défini par les paramètres α et θ par les formules suivantes dans le cas général de celui des ponts à poutres :

$$\theta = \frac{b}{\lambda} \times \sqrt[4]{\frac{\rho_p}{\rho_e}} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_e}{2 \times \sqrt{\rho_p \times \rho_e}}$$

Avec :

- ✓ γ_p et γ_e , les rigidités de flexion respectives de la poutre et de l'entretoise considérées ;
- ✓ ρ_p et ρ_e , les rigidités de torsion respectives de la poutre et de l'entretoise considérées ;
- ✓ b , la demi-largeur du tablier ;
- ✓ λ , la portée équivalente de la travée étudiée.

Dans le cas particulier des ponts-dalles, cas dans lequel nous nous trouvons, $\alpha = 1$ et $\theta = \frac{b}{\lambda}$.

Remarque : Dans le cas d'une dalle pleine $\rho_p = \rho_e$ et $\gamma_p + \gamma_e = 2\lambda$.

Le tableau ci-dessous nous donne la valeur de θ correspondante à notre travée.

Tableau 9 : Calcul de θ

| Travée | Portée équivalente λ (m) | b | θ |
|--------|----------------------------------|------|----------|
| | 16,50 | 4,57 | 0,28 |

III.5.1. Détermination du coefficient de répartition transversale à partir du facteur K

La détermination du facteur K1 se fera à partir des tables établies par Massonnet. Les valeurs de θ pour nos travées de rive et intermédiaire sont comprises entre 0,25 et 0,30. Donc nous allons procéder à une interpolation linéaire pour déterminer les valeurs de K1 correspondantes à notre θ .

Tableau 10 : Table de Guyon-Massonnet pour $\theta = 0,25$

| | | | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Paramètre d'entretoisement : | | $\theta =$ | 0,25 | | | | | | |
| Paramètre de torsion : | | $\alpha =$ | 1 | | | | | | |
| Position de la poutre (y) | Excentricité de la charge (e) | | | | | | | | |
| | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| 0 | 0,9812 | 0,9912 | 1,0012 | 1,0095 | 1,0133 | 1,0095 | 1,0012 | 0,9912 | 0,9812 |
| b/4 | 0,9156 | 0,9382 | 0,9619 | 0,9862 | 1,0095 | 1,0287 | 1,0407 | 1,0484 | 1,0546 |
| b/2 | 0,8569 | 0,8899 | 0,9246 | 0,9619 | 1,0012 | 1,0407 | 1,0773 | 1,1079 | 1,1354 |
| 3b/4 | 0,8038 | 0,8456 | 0,8899 | 0,9382 | 0,9912 | 1,0484 | 1,1079 | 1,1669 | 1,2225 |
| b | 0,7539 | 0,8038 | 0,8569 | 0,9156 | 0,9812 | 1,0546 | 1,1354 | 1,2225 | 1,3133 |

Tableau 11 : Table de Guyon-Massonnet pour $\theta = 0,30$

| | | | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Paramètre d'entretoisement : | | $\theta =$ | 0,30 | | | | | | |
| Paramètre de torsion : | | $\alpha =$ | 1 | | | | | | |
| Position de la poutre (y) | Excentricité de la charge (e) | | | | | | | | |
| | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| 0 | 0,9664 | 0,984 | 1,0018 | 1,0173 | 1,0244 | 1,0173 | 1,0018 | 0,984 | 0,9664 |
| b/4 | 0,8776 | 0,9104 | 0,9453 | 0,982 | 1,0173 | 1,0451 | 1,0591 | 1,0652 | 1,0689 |
| b/2 | 0,8012 | 0,8453 | 0,8929 | 0,9453 | 1,0018 | 1,0591 | 1,1108 | 1,1508 | 1,1849 |
| 3b/4 | 0,7345 | 0,7876 | 0,8453 | 0,9104 | 0,984 | 1,0652 | 1,1508 | 1,2351 | 1,3126 |
| b | 0,6733 | 0,7345 | 0,8012 | 0,8776 | 0,9664 | 1,0689 | 1,1849 | 1,3126 | 1,4474 |

Tableau 12 : Table des coefficients K1 pour la travée intermédiaire $\theta = 0,28$

| | | | | | | | | | | |
|------------------------------|-------------------------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|------------------|--------|--|
| Paramètre d'entretoisement : | | $\theta =$ | 0,28 | | | | | $\theta_{sup} =$ | 0,30 | |
| Paramètre de torsion : | | $\alpha =$ | 1 | | | | | $\theta_{inf} =$ | 0,25 | |
| Position de la poutre (y) | Excentricité de la charge (e) | | | | | | | | | |
| | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b | |
| 0 | 0,9812 | 0,9912 | 1,0012 | 1,0095 | 1,0133 | 1,0095 | 1,0012 | 0,9912 | 0,9812 | |
| b/4 | 0,9155 | 0,9382 | 0,9619 | 0,9862 | 1,0095 | 1,0287 | 1,0407 | 1,0484 | 1,0546 | |
| b/2 | 0,8568 | 0,8898 | 0,9246 | 0,9619 | 1,0012 | 1,0407 | 1,0774 | 1,1080 | 1,1355 | |
| 3b/4 | 0,8037 | 0,8455 | 0,8898 | 0,9382 | 0,9912 | 1,0484 | 1,1080 | 1,1670 | 1,2226 | |
| b | 0,7538 | 0,8037 | 0,8568 | 0,9155 | 0,9812 | 1,0546 | 1,1355 | 1,2226 | 1,3135 | |

La formule utilisée pour l'interpolation est la suivante :

$$K(\theta) = K(\theta = 0,25) + 20 \cdot (\theta - 0,25) \cdot [K(\theta = 0,30) - K(\theta = 0,25)].$$

III.5.2. Lignes d'influence du facteur k

Après avoir déterminé le facteur K, nous allons maintenant tracer ses lignes d'influence sur différentes fibres de la travée considérée.

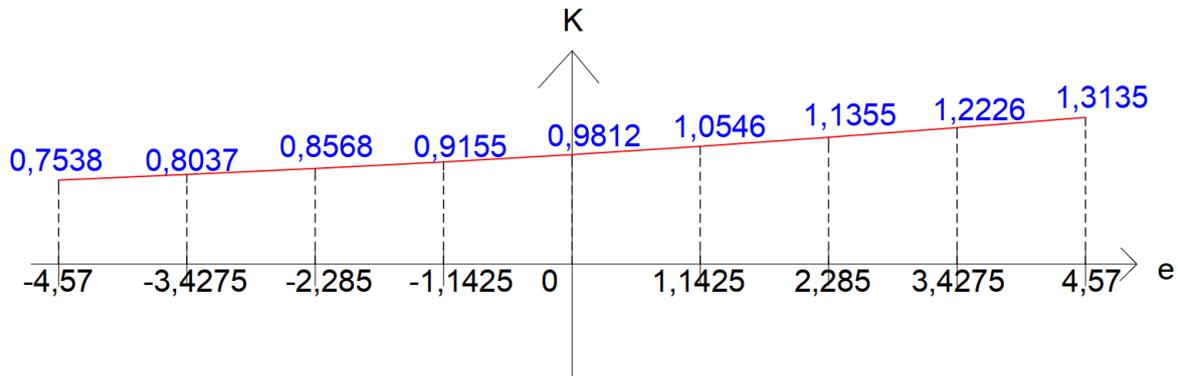


Figure 11 : Ligne d'influence de K de la fibre extrême de la travée intermédiaire

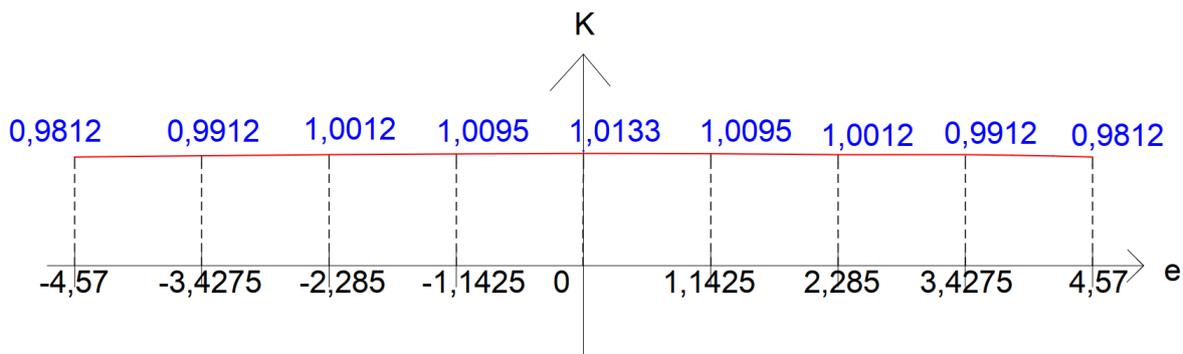


Figure 12 : Ligne d'influence de K de la fibre centrale de la travée intermédiaire

III.5.3. Coefficient de répartition transversale CRT

Les formules utilisées pour le calcul du CRT sont les suivantes :

- ✓ Dans le cas d'une surface directement déterminée sur la courbe, on a :

$$CRT = \frac{K}{L} ; K = \frac{W}{L_{ch}} ;$$

W : Surface couverte transversalement par la charge sur la ligne d'influence de K ;

L_{ch} : Largeur chargée ;

L : Largeur du tablier ;

- ✓ Dans le cas de l'utilisation de la méthode des trapèzes pour déterminer la surface, on a :

$$CRT = \frac{\eta}{L} ; \text{ Avec :}$$

- $\eta = \frac{\sum K_i}{2} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2}$. Pour les sous-systèmes Bc et Bt ;

- $\eta = \frac{K}{2}$. Pour le sous-système Br ;

III.5.3.1. Travée intermédiaire

III.4.3.1.1. Fibre extérieure (bord du tablier)

✓ Système A

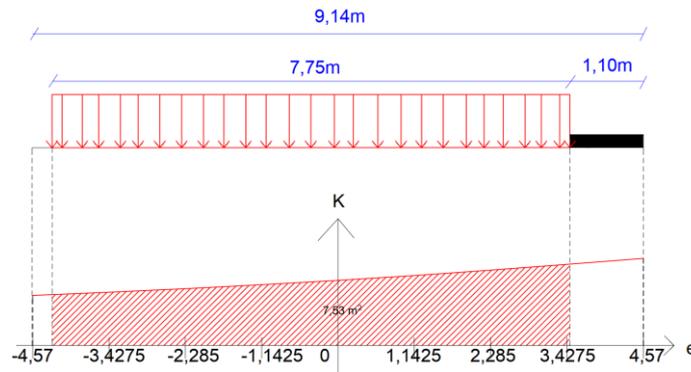


Figure 13 : Application de la charge A (2 voies chargées) sur la ligne d'influence de K de la fibre extérieure

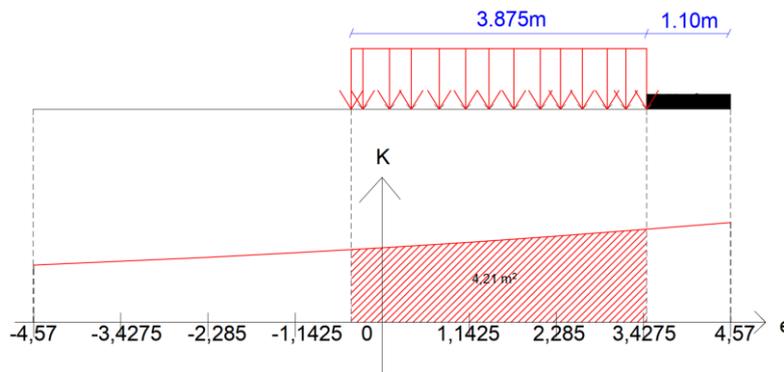


Figure 14 : Application de la charge A (1 voie chargée) sur la ligne d'influence de K de la fibre extérieure

Tableau 13 : Valeur du CRT du Système A de la fibre extérieure

| Système A | Longueur L(m) | Surface W | Largeur chargée Lch (m) | K | CRT |
|------------------|---------------|-----------|-------------------------|-------|-------|
| 1 voie chargée | 9,14 | 4,21 | 3,875 | 1,086 | 0,119 |
| 2 voies chargées | 9,14 | 7,53 | 7,75 | 0,972 | 0,106 |

- Pour une voie chargée, on a : $a_1.CRT.L_{ch} = 1,00*0,119*3,875 = 0,461$
- Pour deux voies chargées, on a : $a_1.CRT.L_{ch} = 1,00*0,106*7,75 = 0,822$
- $0,822 \geq 0,461 \rightarrow$ on retiendra **CRT = 0,106**.

✓ Système B

➤ Sous système Bc

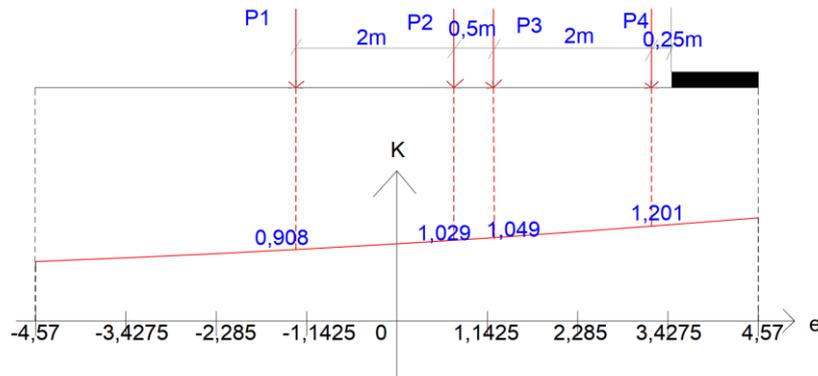


Figure 15 : Application de la charge Bc (2 files) sur la ligne d'influence de K de la fibre extérieure

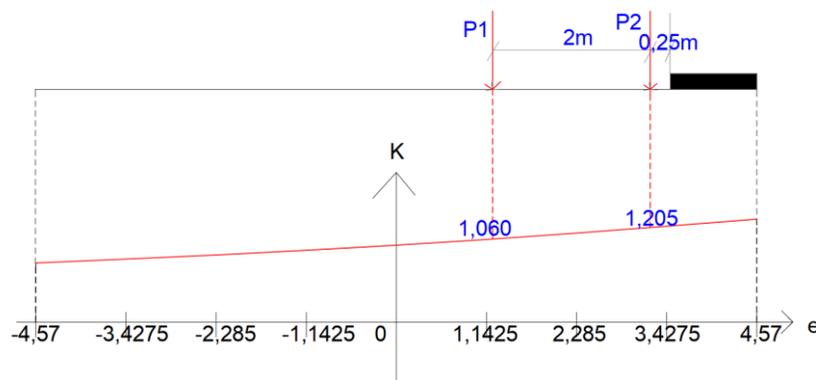


Figure 16 : Application de la charge Bc (1 file) sur la ligne d'influence de K de la fibre extérieure

Tableau 14 : Valeur du CRT du sous-système Bc sur la fibre extérieure

| Système Bc N | Longueur L(m) | K1 | K2 | K3 | K4 | ΣKi | η | CRT |
|--------------|---------------|-------|-------|-------|-------|-------------|--------|-------|
| 2 files | 9,14 | 0,908 | 1,029 | 1,049 | 1,201 | 4,187 | 2,094 | 0,229 |
| 1 file | 9,14 | 1,06 | 1,205 | 0 | 0 | 2,265 | 1,133 | 0,124 |

- Pour une file $b_c = 1,20$, on a : $b_c \cdot CRT = 1,20 \cdot 0,124 = 0,149$
- Pour deux files $b_c = 1,10$, on a : $b_c \cdot CRT = 1,10 \cdot 0,229 = 0,252$
- $0,252 \geq 0,149 \rightarrow$ on prendra **CRT = 0,229**.

➤ **Sous système Bt**

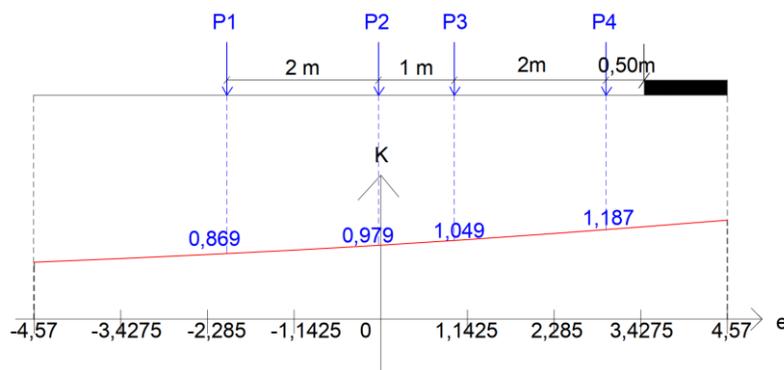


Figure 17 : Application de la charge Bt (2 files) sur la ligne d'influence de K de la fibre extérieure

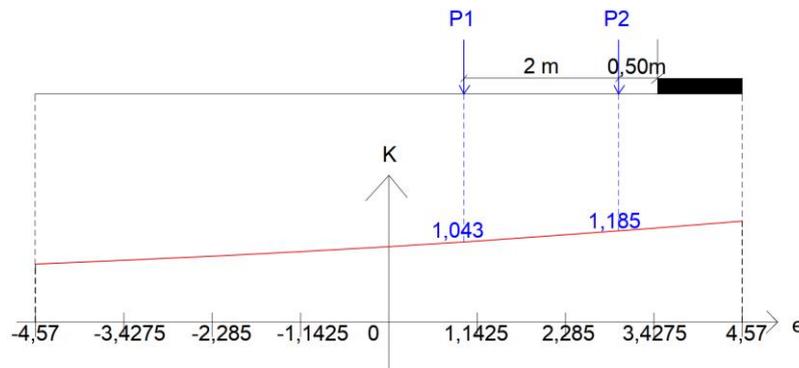


Figure 18 : Application de la charge Bt (1 file) sur la ligne d'influence de K de la fibre extérieure

Tableau 15 : Valeur du CRT du sous-système Bt sur la fibre extérieure

| Système Bt | Longueur L(m) | K1 | K2 | K3 | K4 | ΣK_i | η | CRT |
|------------|---------------|-------|-------|-------|-------|--------------|--------|-------|
| 2 files | 9,14 | 0,869 | 0,979 | 1,049 | 1,187 | 4,084 | 2,042 | 0,223 |
| 1 file | 9,14 | 1,043 | 1,185 | 0 | 0 | 2,228 | 1,114 | 0,122 |

- $b_t = 1$ car pont de 1^{ère} classe. On compare tout simplement les CRT.
- $0,223 \geq 0,122 \rightarrow$ on prendra **CRT = 0,223**.

➤ **Sous système Br**

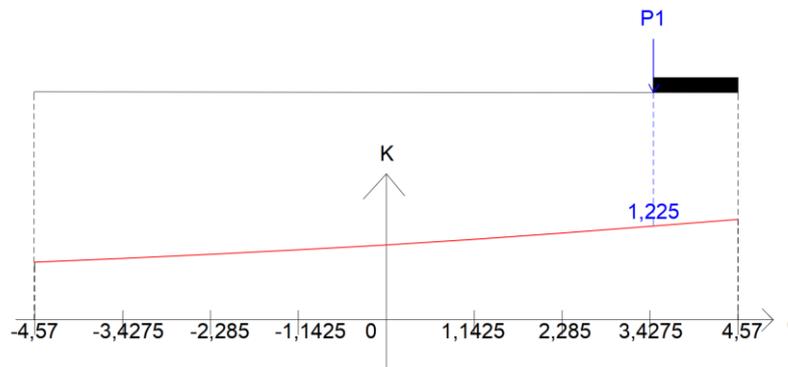


Figure 19 : Application de la charge Br sur la ligne d'influence de K de la fibre extérieure

Tableau 16 : Valeur du CRT du sous-système Br de la fibre extérieure

| Système Br | Longueur L(m) | K | η | CRT |
|------------|---------------|-------|--------|-------|
| | 9,14 | 1,225 | 0,613 | 0,067 |

✓ **Système Mc120**

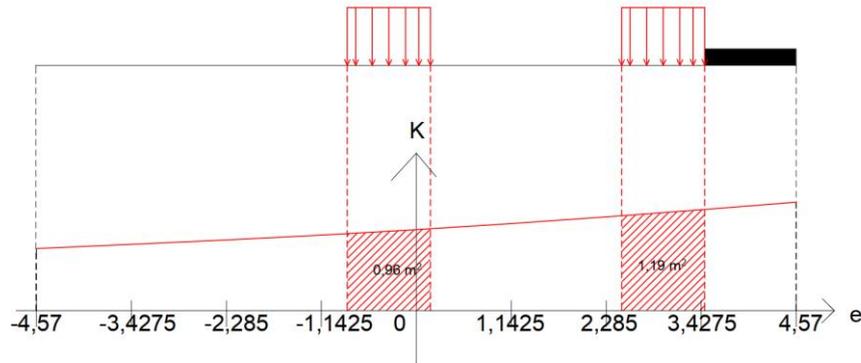


Figure 20 : Application de la charge Mc120 sur la ligne d'influence de K de la fibre extérieure

Tableau 17 : Valeur du CRT du système Mc120 de la fibre extérieure

| Système Mc120 | Longueur L(m) | Surface W | Largeur chargée Lch (m) | K | CRT |
|---------------|---------------|-----------|-------------------------|-------|-------|
| | 9,14 | 2,15 | 2 | 1,075 | 0,118 |

✓ Système Me120

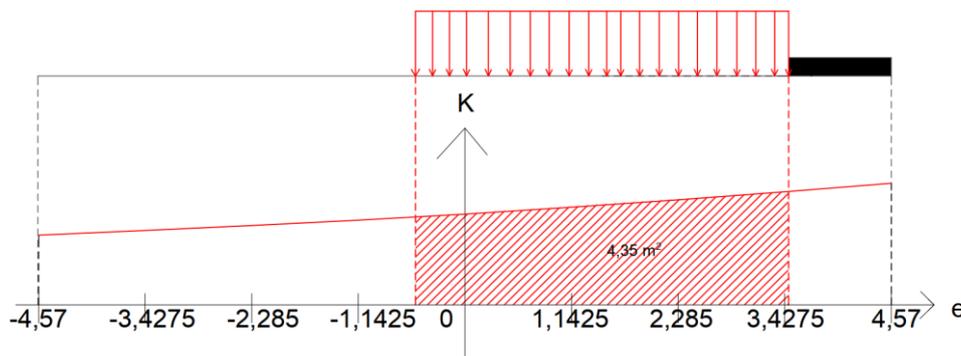


Figure 21 : Application de la charge Me120 sur la ligne d'influence de K de la fibre extérieure

Tableau 18 : Valeur du CRT du système Me120 de la fibre extérieure

| Système Me120 | Longueur L(m) | Surface W | Largeur chargée Lch (m) | K | CRT |
|---------------|---------------|-----------|-------------------------|-------|-------|
| | 9,14 | 4,35 | 4 | 1,088 | 0,119 |

✓ Charge sur trottoir q_{tr}

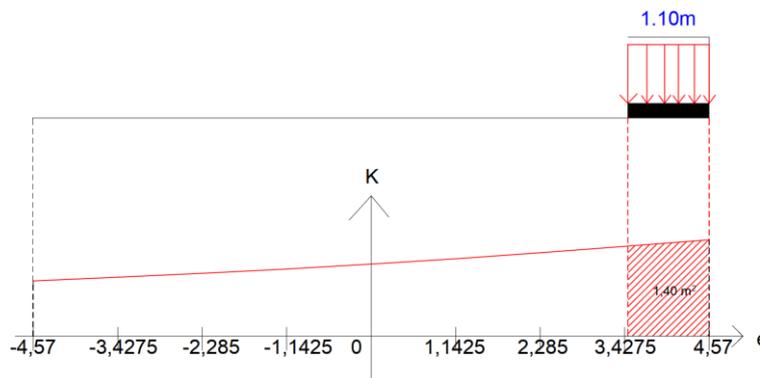


Figure 22 : Application de la charge sur trottoir sur la ligne d'influence de K de la fibre extérieure

Tableau 19 : Valeur du CRT de la charge sur trottoir sur la fibre extérieure

| Charge sur Trottoir qtr | Longueur L(m) | Surface W | Largeur chargée Lch (m) | K | CRT |
|-------------------------|---------------|-----------|-------------------------|-------|-------|
| | 9,14 | 1,40 | 1,1 | 1,273 | 0,139 |

III.5.3.1.2. Fibre intérieure (centre du tablier)

✓ Système A

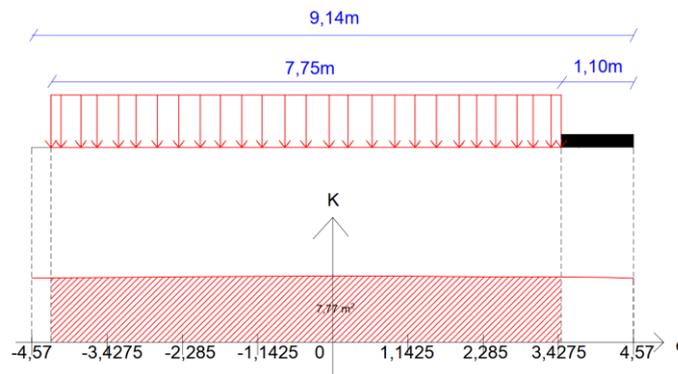


Figure 23 : Application de la charge A (2 voies chargées) sur la ligne d'influence de K de la fibre centrale

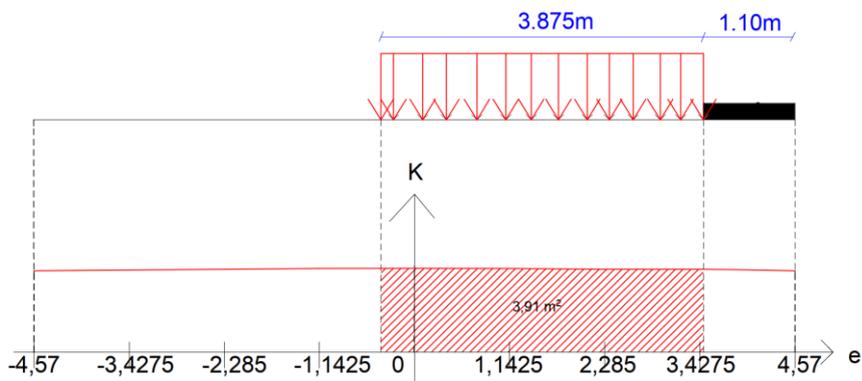


Figure 24 : Application de la charge A (1 voie chargée) sur la ligne d'influence de K de la fibre centrale

Tableau 20 : Valeur du CRT du Système A de la fibre centrale

| Système A | Longueur L(m) | Surface W | Largeur chargée Lch (m) | K | CRT |
|------------------|---------------|-----------|-------------------------|-------|-------|
| 1 voie chargée | 9,14 | 3,91 | 3,875 | 1,012 | 0,110 |
| 2 voies chargées | 9,14 | 7,77 | 7,75 | 1,005 | 0,110 |

- Pour une voie chargée, on a : $a_1.CRT.L_{ch} = 1,00*0,110*3,875 = 0,426$
- Pour deux voies chargées, on a : $a_1.CRT.L_{ch} = 1,00*0,110*7,75 = 0,853$
- $0,853 \geq 0,426 \rightarrow$ on retiendra **CRT = 0,110**.

✓ Système B

➤ **Sous système Bc**

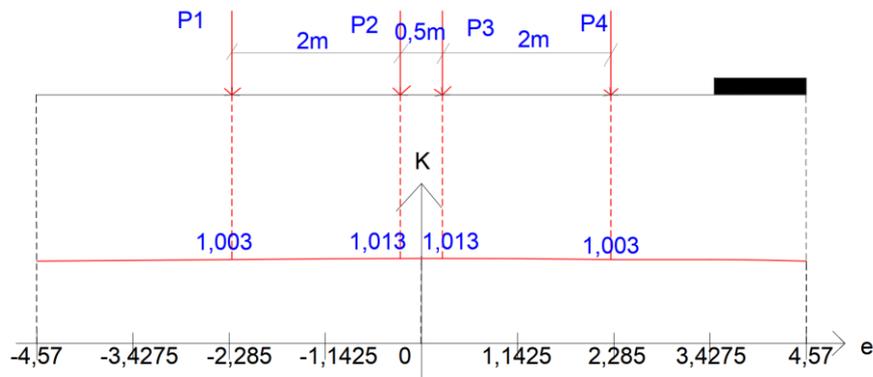


Figure 25 : Application de la charge Bc (2 files) sur la ligne d'influence de K de la fibre centrale

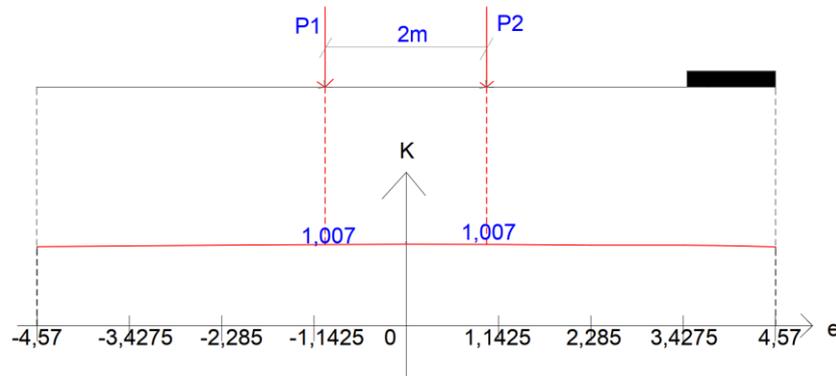


Figure 26 : Application de la charge Bc (1 files) sur la ligne d'influence de K de la fibre centrale

Tableau 21 : Valeur du CRT du sous Système Bc sur la fibre centrale

| Système Bc N | Longueur L(m) | K1 | K2 | K3 | K4 | ΣK_i | η | CRT |
|--------------|---------------|-------|-------|-------|-------|--------------|--------|-------|
| 2 files | 9,14 | 1,003 | 1,013 | 1,013 | 1,003 | 4,032 | 2,016 | 0,221 |
| 1 file | 9,14 | 1,007 | 1,007 | 0 | 0 | 2,014 | 1,007 | 0,110 |

- Pour une file $b_c = 1,20$, on a : $b_c.CRT = 1,20*0,110 = 0,132$
- Pour deux files $b_c = 1,10$, on a : $b_c.CRT = 1,10*0,221 = 0,244$
- $0,243 \geq 0,132 \rightarrow$ on prendra **CRT = 0,221**.

➤ **Sous système Bt**

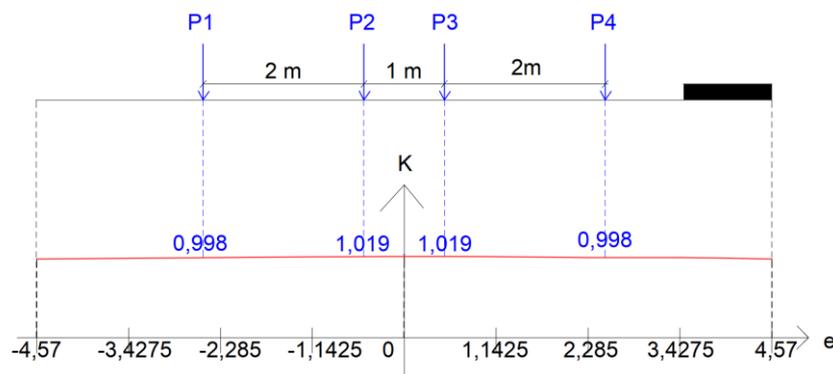


Figure 27 : Application de la charge Bt (2 files) sur la ligne d'influence de K de la fibre centrale

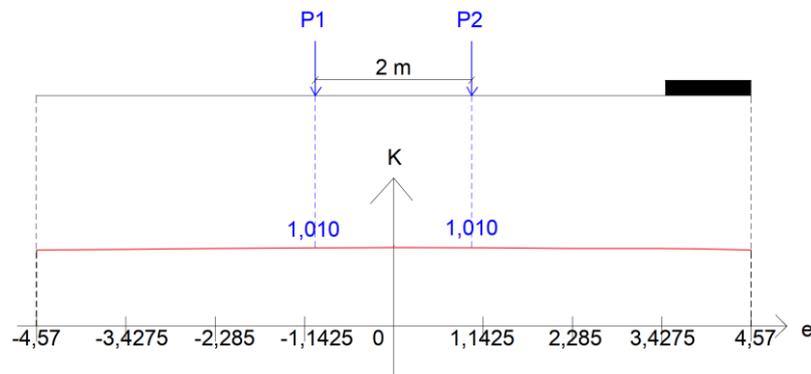


Figure 28 : Application de la charge Bt (1 files) sur la ligne d'influence de K de la fibre centrale

Tableau 22 : Valeur du CRT du sous-système Bt de la fibre centrale

| Système Bt | Longueur L(m) | K1 | K2 | K3 | K4 | ΣK_i | η | CRT |
|------------|---------------|-------|-------|-------|-------|--------------|--------|-------|
| 2 files | 9,14 | 0,998 | 1,019 | 1,019 | 0,998 | 4,034 | 2,017 | 0,221 |
| 1 file | 9,14 | 1,01 | 1,01 | 0 | 0 | 2,02 | 1,010 | 0,111 |

- $b_t = 1$ car pont de 1^{ère} classe. On compare tout simplement les CRT.
- $0,221 \geq 0,111 \rightarrow$ on prendra **CRT = 0,221**.

➤ **Sous-système Br**

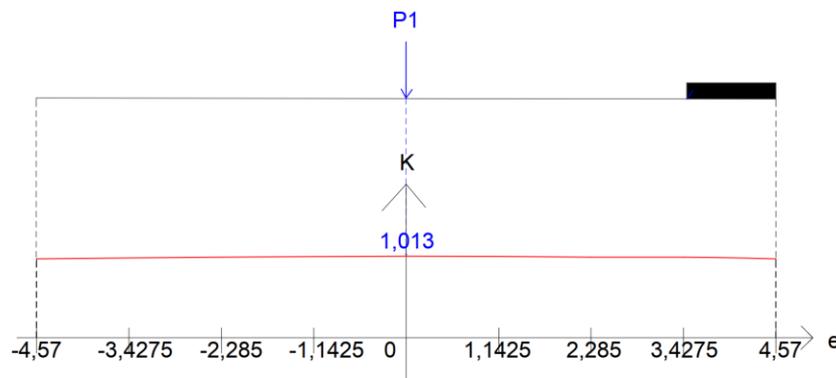


Figure 29 : Application de la charge Br sur la ligne d'influence de K de la fibre centrale

Tableau 23 : Valeur du CRT du sous-système Br sur la fibre centrale

| Système Br | Longueur L(m) | K | η | CRT |
|------------|---------------|-------|--------|-------|
| | 9,14 | 1,013 | 0,507 | 0,055 |

✓ **Système Mc120**

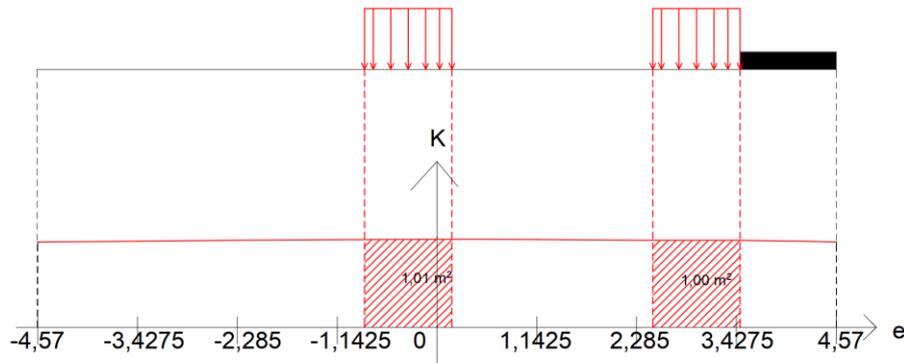


Figure 30 : Application de la charge Mc120 sur la ligne d'influence de K de la fibre centrale

Tableau 24 : Valeur du CRT du système Mc120 sur la fibre centrale

| Système Mc120 | Longueur L(m) | Surface W | Largeur chargée Lch (m) | K | CRT |
|---------------|---------------|-----------|-------------------------|-------|-------|
| | 9,14 | 2,01 | 2 | 1,005 | 0,110 |

✓ Système Me120

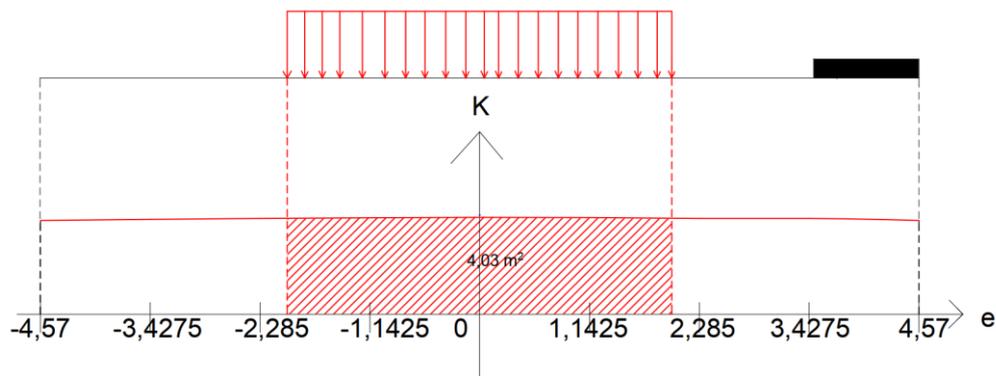


Figure 31 : Application de la charge Me120 sur la ligne d'influence de K de la fibre centrale

Tableau 25 : Valeur du CRT du système Me120 sur la fibre centrale

| Système Me120 | Longueur L(m) | Surface W | Largeur chargée Lch (m) | K | CRT |
|---------------|---------------|-----------|-------------------------|-------|-------|
| | 9,14 | 4,03 | 4 | 1,008 | 0,110 |

✓ Charge sur trottoir q_{tr}

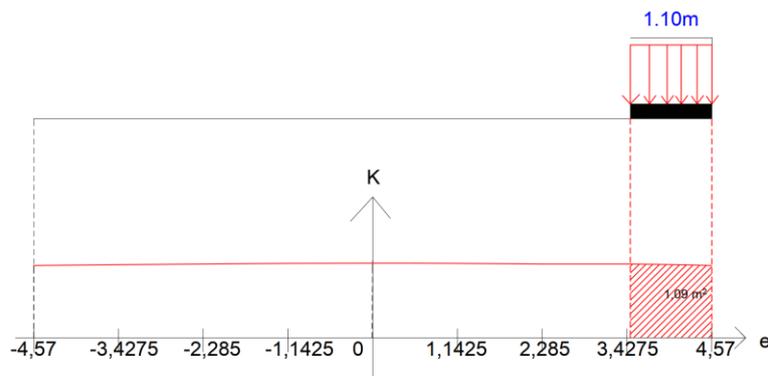


Figure 32 : Application de la charge sur trottoir sur la ligne d'influence de K de la fibre centrale

Tableau 26 : Valeur du CRT de la charge sur trottoir sur la fibre centrale

| Charge sur Trottoir qtr | Longueur L(m) | Surface W | Largeur chargée Lch (m) | K | CRT |
|-------------------------|---------------|-----------|-------------------------|-------|-------|
| | 9,14 | 1,09 | 1,1 | 0,991 | 0,108 |

Tableau 27 : Récapitulatif des valeurs du CRT

| Cas de charge | Travée Intermédiaire | | | | | |
|-----------------|------------------------------------|------|-------|--------------------------------------|------|-------|
| | Fibre extérieure (bord du tablier) | | | Fibre intérieure (centre du tablier) | | |
| | K ou η | L(m) | CRT | K ou η | L(m) | CRT |
| A(I) | 0,972 | 9,14 | 0,106 | 1,005 | 9,14 | 0,110 |
| Trottoir | 1,273 | 9,14 | 0,139 | 0,991 | 9,14 | 0,108 |
| Bc | 2,094 | 9,14 | 0,229 | 2,016 | 9,14 | 0,221 |
| Bt | 2,042 | 9,14 | 0,223 | 2,017 | 9,14 | 0,221 |
| Br | 0,613 | 9,14 | 0,067 | 0,507 | 9,14 | 0,055 |
| Mc120 | 1,075 | 9,14 | 0,118 | 1,005 | 9,14 | 0,110 |
| Me 120 | 1,088 | 9,14 | 0,119 | 1,008 | 9,14 | 0,110 |

III.6. Détermination des sollicitations

III.6.1. Méthodologie d'étude

Nous utiliserons le logiciel pyBar pour déterminer les sollicitations du pont. Pour les charges routières nous déterminerons d'abord les sollicitations totales exercées sur le tablier et on les multipliera par le coefficient de répartition transversale.

Pour les charges roulantes, nous utiliserons le théorème de **Barré de Saint Venant** : « Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouve dans les sections symétriques par rapport au centre de la dalle ».

L'effort tranchant est maximal lorsque l'essieux est le plus près de l'appui dans le cas des charges ponctuelles. Dans le cas de charges réparties, il est maximal lorsque le bout de la charge est le plus proche de l'appui et le reste de la charge est sur la travée.

III.6.2. Sollicitations dues aux charges permanentes G

✓ Charge permanente pour une bande d'un mètre :

$$q_{CP} = \frac{202,78 \text{ kN/ml}}{9,14} = 22,20 \text{ kN/ml}$$

✓ Moment fléchissant : $M_{Gx} = \frac{q_{CP} \cdot L^2}{8} = \frac{22,20 \cdot 16,5^2}{8} = 755,50 \text{ kN.m/ml}$

✓ Effort tranchant : $V_{Gx} = \frac{q_{CP} \cdot L}{2} = \frac{22,20 \cdot 16,50}{2} = 183,15 \text{ kN}$

III.6.3. Sollicitations longitudinales maximales des surcharges routières

III.6.3.1. Sollicitations maximales engendrées par le système A(L)

Pour une bande d'un mètre de largeur on a : $A(L) = 13,44 \cdot 7,75 = 104,16 \text{ kN/ml}$

✓ Moment fléchissant : $M_{0Ax} = \frac{A(L) \cdot L^2}{8} = \frac{104,16 \cdot 16,50^2}{8} = 3544,70 \text{ kN.m/ml}$

✓ Effort tranchant : $V_{0Ax} = \frac{A(L) \cdot L}{2} = \frac{104,16 \cdot 16,50}{2} = 859,32 \text{ kN}$

III.6.3.2. Sollicitations maximales engendrées par le système B

➤ Sous-système Bc

Le nombre de camions par file est limité au maximum à deux et nous avons deux files.

$P_1 = P_2 = 240 \cdot 1,147 \cdot 1,1 = 302,808 \text{ kN}$; $P_3 = 120 \cdot 1,147 \cdot 1,1 = 151,404 \text{ kN}$

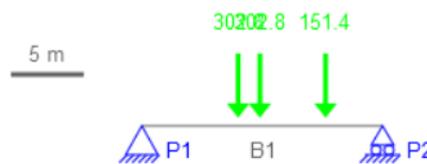


Figure 33 : Position du convoi Bc donnant le moment fléchissant maximums

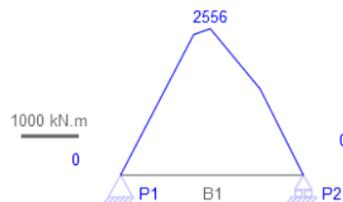


Figure 34 : Courbe représentant le moment fléchissant maximal dû au convoi Bc

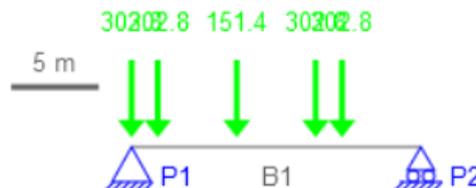


Figure 35 : Position du convoi Bc donnant l'effort tranchant maximal

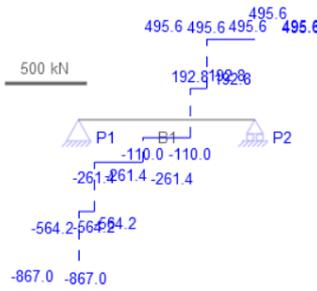


Figure 36 : Courbe représentant l'effort tranchant maximal dû au convoi Bc

➤ **Sous-système Bt**

Le nombre de tandems par file est limité à un, et nous avons deux files.

$$q_{Bt} = 2 * 160 * 1,147 = 367,04 \text{ kN}$$

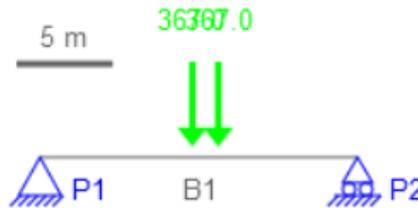


Figure 37 : Modélisation du convoi Bt donnant un moment fléchissant maximal

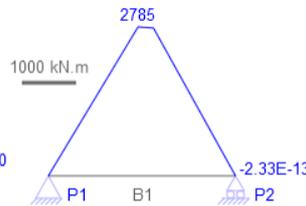


Figure 38 : Courbe représentant le moment fléchissant maximal du convoi Bt



Figure 39 : Modélisation du convoi Bt donnant l'effort tranchant maximal

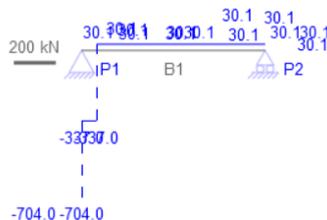


Figure 40 : Courbe représentant l'effort tranchant maximal dû au convoi Bt

➤ **Sous-système Br**

Il est constitué d'une roue de 100 kN pouvant être placée n'importe où sur la chaussée afin d'extraire l'effort le plus défavorable. Le moment fléchissant est maximal lorsque la roue est au milieu de la travée.

$$q_{Br-inter} = 100 * 1,166 = 116,60 \text{ kN/ml}$$

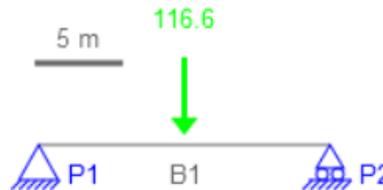


Figure 41 : Modélisation du convoi Br donnant un moment fléchissant maximal

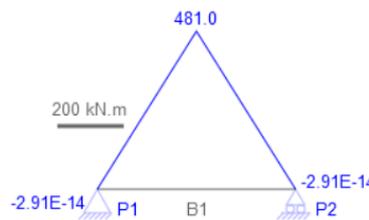


Figure 42 : Courbe représentant le moment fléchissant maximal du convoi Br



Figure 43 : Modélisation du convoi Br donnant l'effort tranchant maximal

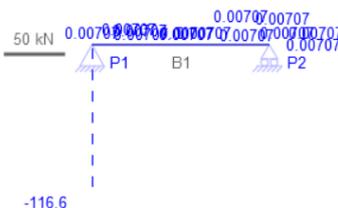


Figure 44 : Courbe représentant l'effort tranchant maximal du convoi Br

III.6.3.3. Sollicitations maximales engendrées par le système Mc120

Le moment est maximal lorsque la charge est au centre de la travée.

$$q_{Mc120} = 2 * 1,139 * 550 / 6,10 = 205,40 \text{ kN/ml}$$

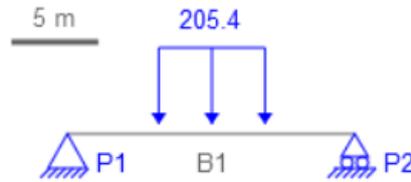


Figure 45 : Modélisation du convoi Mc120 donnant les moments maximums sur appui et en travée

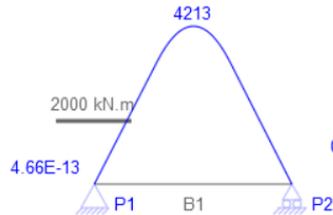


Figure 46 : Courbe représentant le moment fléchissant maximal du convoi Mc120

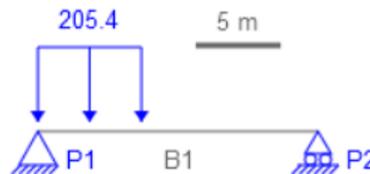


Figure 47 : Modélisation du convoi Mc120 donnant l'effort tranchant maximal

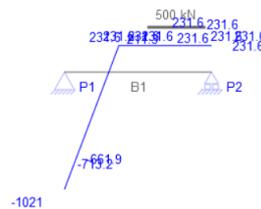


Figure 48 : Courbe représentant l'effort tranchant maximal du convoi Mc120

III.6.3.4. Sollicitations maximales engendrées par le système Me120

$$q_{Me120} = 1,139 * 330 = 375,87 \text{ kN}$$



Figure 49 : Modélisation du convoi Me120 donnant le moment fléchissant maximal

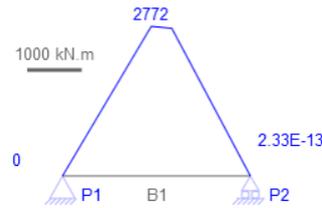


Figure 50 : Courbe représentant le moment fléchissant maximal du convoi Me120

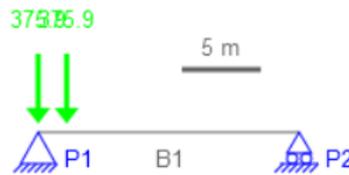


Figure 51 : Modélisation du convoi Me120 donnant l'effort tranchant maximal

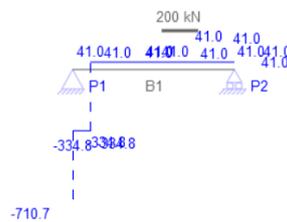


Figure 52 : Courbe représentant l'effort tranchant maximal du convoi Me120

III.6.3.5. Sollicitations dues aux surcharges de trottoir

$$q_{tr-inter} = 1,50 \times 1,10 = 1,65 \text{ kN/ml}$$

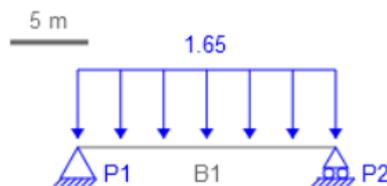


Figure 53 : Modélisation des surcharges de trottoir

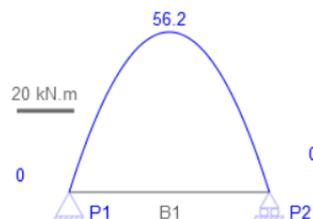


Figure 54 : Courbe représentant le moment fléchissant dus aux surcharges de trottoir

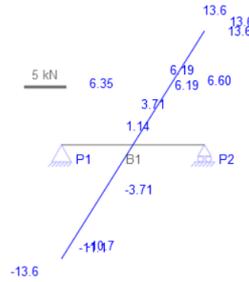


Figure 55 : Courbe représentant l'effort tranchant dû aux surcharges de trottoir

Tableau 28 : Récapitulatif des sollicitations longitudinales globales sur le tablier et calcul des sollicitations longitudinales moyennes pour une bande d'un mètre du tablier

| Système | A | Bc | Bt | Br | Mc120 | Me120 | Tr | G |
|----------------------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|
| M₀ | 3544,70 | 2556 | 2785 | 481 | 4213 | 2772 | 56,20 | - |
| V₀ | 859,32 | 867 | 704 | 116,60 | 1021 | 710,70 | 13,60 | - |
| CRT | 0,110 | 0,229 | 0,223 | 0,067 | 0,118 | 0,119 | 0,139 | - |
| M | 389,92 | 585,33 | 621,06 | 32,23 | 497,14 | 329,87 | 7,82 | 755,50 |
| V | 94,53 | 198,55 | 157 | 7,82 | 120,48 | 87,58 | 1,90 | 183,15 |

M₀ : Moment global ; **V₀** : Effort tranchant global ; **M** : Moment moyen ; **V** : Effort tranchant moyen ; **M = CRT* M₀** ; **V = CRT* V₀** ; **G** : Charges permanentes ; **Tr** : Surcharges de Trottoirs.

Au niveau des surcharges routières, nous constatons que le sous-système Bt donne le moment fléchissant maximal, et le sous-système Bc donne l'effort tranchant maximal. Et parce qu'ils ont les plus grands coefficients dans les différentes combinaisons, ses combinaisons à l'ELS et l'ELU seront dominantes.

III.6.3.6. Détermination des sollicitations longitudinales aux états limites

$$ELU: 1,35. G + Max \left\{ 1,605. Max \begin{pmatrix} A(L) \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{pmatrix} ; 1,35. Max \begin{pmatrix} Mc120 \\ Me120 \\ D \\ E \end{pmatrix} \right\} + 1,605. Trottoir$$

$$M_{ELU-max} = 1,35*755,5 + 1,605*621,06 + 1,605*7,82 = \mathbf{2029,28 \text{ kN.m/ml}}$$

$$V_{ELU-max} = 1,35*183,15 + 1,605*198,55 + 1,605*1,90 = \mathbf{569,00 \text{ kN/ml}}$$

$$ELS: G + Max \left\{ 1,2. Max \begin{pmatrix} A(L) \\ Bc \\ Bt \\ Br \end{pmatrix} ; Max \begin{pmatrix} Mc120 \\ Me120 \\ D \\ E \end{pmatrix} \right\} + Trottoir$$

$$M_{ELS-max} = 755,5 + 1,2*621,06 + 7,82 = 1508,60 \text{ kN.m/ml}$$

Tableau 29 : Récapitulatif des valeurs des sollicitations longitudinales maximales par bande d'un mètre

| Etat limite | Sollicitations | |
|-------------|---------------------------|-----------------------|
| | Moment fléchissant (kN.m) | Effort tranchant (kN) |
| ELS | 1508,60 | - |
| ELU | 2029,28 | 569,00 |

III.6.4. Moment de flexion transversal maximal des surcharges routières

Le moment flexion transversal sera déterminé par la méthode de GUYON-MASSONNET-BARRE. Le programme calcule les moments transversaux à mi- portée de la travée et pour la fibre axiale car le moment de flexion transversal est considéré maximal à cette position.

Le calcul manuel est effectué suivant la méthode de l'ITBTP 62. Les lignes d'influences du paramètre μ sont tracées d'après les tables publiées dans les annales de l'ITBTP en 1962.

Les valeurs sont vérifiées en fibre axiale pour une charge uniformément répartie et pour une charge de type concentrée.

Le paramètre de torsion pour une dalle isotrope est égal à : $\alpha = 1$. Le paramètre d'entretoisement est égal à : $\theta = \frac{b}{L} = \frac{4,57}{16,50} = 0,28$.

III.6.4.1. Ligne d'influences du paramètre μ de la fibre centrale

Tableau 30 : Table de l'ITBTP 1962 donnant les valeurs de μ_1 pour $\theta = 0,20$

| $\theta = 0,20$ | | $\alpha = 1 ; \mu_1$ | | | | | | | |
|-----------------|---------|----------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| y | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| | - | - | - | + | + | + | - | - | - |
| 0 | 0,18684 | 0,09873 | 0,00611 | 0,09562 | 0,21162 | 0,09562 | 0,00611 | 0,09873 | 0,18684 |
| | 8 | 1 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 1 | 8 |

Tableau 31 : Table de l'ITBTP 1962 donnant les valeurs de μ_1 pour $\theta = 0,30$

| $\theta = 0,30$ | | $\alpha = 1 ; \mu_1$ | | | | | | | |
|-----------------|----|----------------------|------|------|---|-----|-----|------|---|
| y | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |

| | | | | | | | | | |
|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | - | - | - | + | + | + | - | - | - |
| 0 | 0,14013 | 0,07873 | 0,01024 | 0,07341 | 0,18205 | 0,07341 | 0,01024 | 0,07873 | 0,14013 |
| | 4 | 6 | 9 | 1 | 6 | 1 | 9 | 6 | 4 |

Par interpolation à partir des tableaux précédents et de la formule qui suit :

$\mu(\theta) = \mu(\theta = 0,20) + 10*(\theta-0,20) * [\mu(\theta = 0,30) - \mu(\theta = 0,20)]$, on obtient le tableau suivant :

Tableau 32 : Table donnant les valeurs de μ_1 pour $\theta = 0,20$

| $\theta = 0,28$ | $\alpha = 1 ; \mu_1$ | | | | | | | | |
|-----------------------------------|--|--------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|---------|
| y | -b | -3b/4 | -b/2 | -b/4 | 0 | b/4 | b/2 | 3b/4 | b |
| 0 | - | - | - | + | + | + | - | - | - |
| | 0,14947 | 0,0827 | 0,00942 | 0,07785 | 0,18796 | 0,07785 | 0,00942 | 0,0827 | 0,14947 |
| | 68 | 35 | 18 | 34 | 94 | 34 | 18 | 35 | 68 |

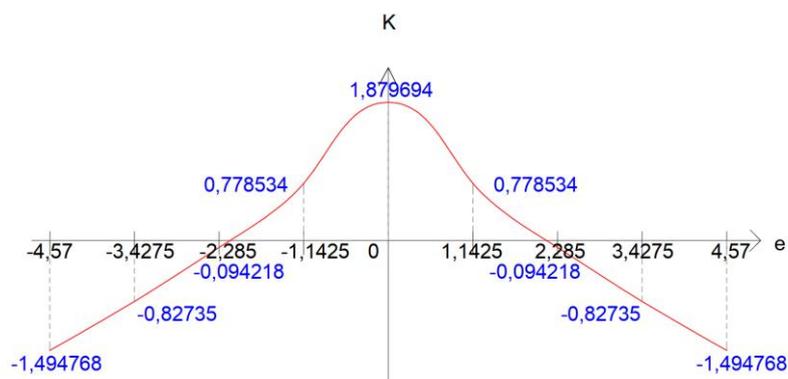


Figure 56 : Ligne d'influences du paramètre μ

En ordonnée l'échelle E = 10, par contre en abscisse, l'échelle E = 1. Donc les surfaces générées ci-dessous par le logiciel ArchiCAD seront divisées par 10.

Suivant l'ITBTP 62, le moment transversal s'écrit :

$$M_T = b * \delta * \sin \frac{\pi * X}{L} * \sum \mu_i * p_i$$

$b = \frac{l \cdot \delta q}{2} = 4,57m = \text{demi largeur équivalente}$; δ : coefficient de majoration dynamique pour les charges roulantes ; X : abscisse longitudinale de calcul (dans notre cas, $X = \frac{L}{2} = 8,25m$), d'où $\sin \frac{\pi * X}{L} = 1$, le maximum de cette fonction ; μ_i : paramètre de Guyon-Massonnet (lu sur le graphe), p_i : intensité de la charge (fonction de la position longitudinale) qui sera multipliée par le coefficient de pondération à l'ELS (k_{ELS}) pour avoir directement le M_T en ELS.

$P_i = \frac{4}{\pi} * k_{EELS} * g$ pour les charges uniformément réparties sur toute la portée avec $k_{EELS} = 1,2$ pour $A(L)$; g : la charge répartie en MN/m^2 .

$P_i = \frac{2}{L} * k_{EELS} * \Sigma (q_i * \sin(\frac{\pi * \alpha_i}{L}))$ pour les filles de charges concentrées ou une charge concentrée.

Avec α_i : l'abscisse longitudinale de la charge i par rapport à l'appui de gauche ; q_i : l'intensité de la charge ponctuelle i située à la position α_i .

$P_i = \frac{4q}{\pi} * k_{EELS} * \sin(\frac{\pi * c}{L}) * \sin(\frac{\pi * d}{L})$ pour une charge surfacique telle que Mc120 ($k_{EELS}=1$) d'intensité q uniformément réparties sur une longueur $2c$, et centrée sur le point d'abscisse d .

III.5.4.2. Moment transversal maximal dû à la surcharge A(L)

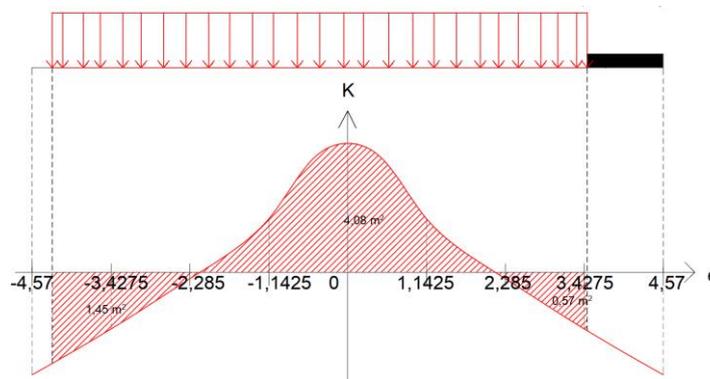


Figure 57 : Application de la charge A(L) (2 voies chargées) sur la ligne d'influence de μ

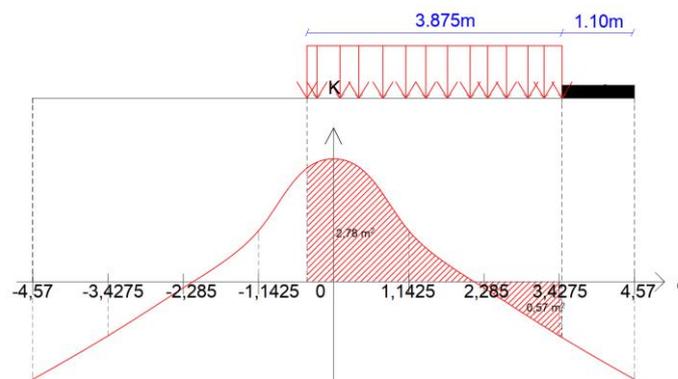


Figure 58 : Application de la charge A(L) (1 voie chargée) sur la ligne d'influence de μ

$$P_i = \frac{4}{\pi} * k_{EELS} * g = \frac{4}{\pi} * 1,2 * 13,44 = 20,54 \text{ kN/m}^2.$$

$$\mu_{i2} = 0,1 * (4,08 - 1,45 - 0,57) = 0,206$$

$$M_{TA2} = 4,57 * 1 * 0,206 * 20,54 = 19,34 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{i1} = 0,1*(2,78-0,57) = 0,221$$

$$M_{TA1} = 4,57*1*0,221*20,54 = 20,75 \text{ kN.m}$$

III.6.4.3. Moment transversal maximal dû à la surcharge Bc

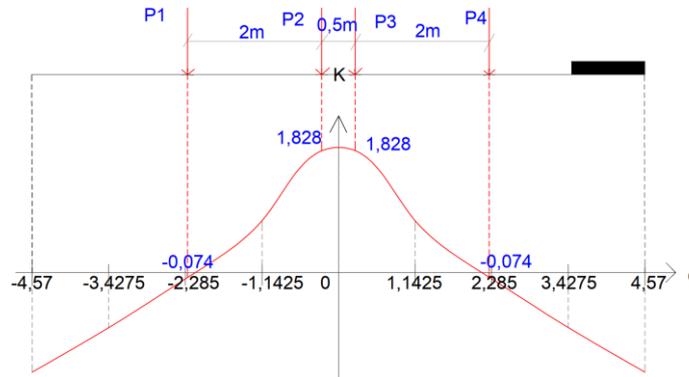


Figure 59 : Application de la charge Bc (2 voies chargées) sur la ligne d'influence de μ

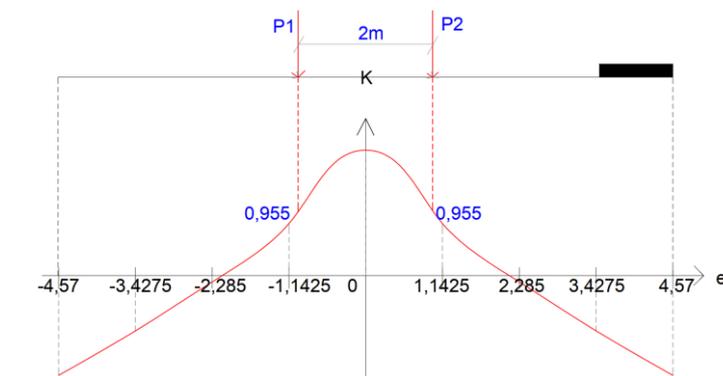


Figure 60 : Application de la charge Bc (2 voies chargées) sur la ligne d'influence de μ

$$P_i = \frac{2}{L} * k_{ELS} * bc * \sum (q_i * \sin(\frac{\pi * \alpha_i}{L})) = \frac{2}{16,5} * 1,2 * [60 * (\sin(\frac{\pi * 0}{16,5}) + \sin(\frac{\pi * 1,5}{16,5}) + \sin(\frac{\pi * 10,5}{16,5}) + \sin(\frac{\pi * 12}{16,5})) + 30 * (\sin(\frac{\pi * 6}{16,5}) + \sin(\frac{\pi * 16,5}{16,5}))] = 20,97 \text{ kN.}$$

$$\mu_{iBc2} = 0,1*2*(1,828-0,074) = 0,351$$

$$M_{TBc2} = 4,57*1,147*1*0,351*20,97*1,1 = 42,44 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{iBc1} = 0,1*2*0,955 = 0,191$$

$$M_{TBc1} = 4,57*1,147*1*0,191*20,97*1,2 = 25,20 \text{ kN.m}$$

III.6.4.4. Moment transversal maximal dû à la surcharge Bt

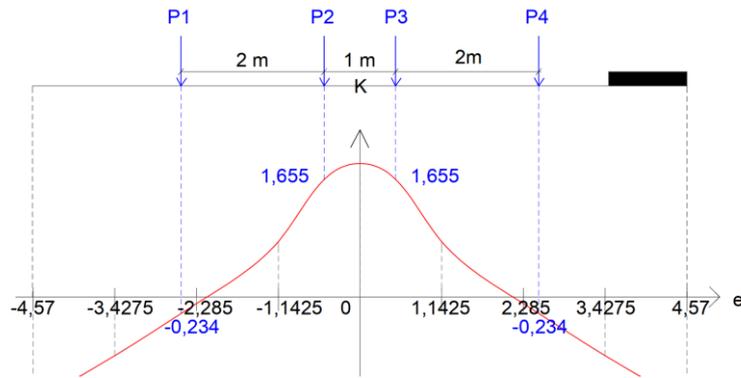


Figure 61 : Application de la charge Bt (2 voies chargées) sur la ligne d'influence de μ

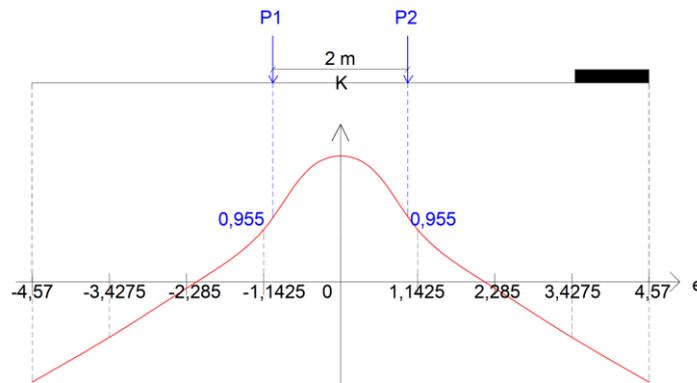


Figure 62 : Application de la charge Bt (1 voie chargée) sur la ligne d'influence de μ

$$P_i = \frac{2}{L} * k_{ELS} * \sum (q_i * \sin(\frac{\pi * \alpha i}{L})) = \frac{2}{16,5} * 1,2 * 80 * [\sin(\frac{\pi * 7,575}{16,5}) + \sin(\frac{\pi * 8,925}{16,5})] = 23,09 \text{ kN.}$$

$$\mu_{iBt2} = 0,1 * 2 * (1,655 - 0,234) = 0,285$$

$$M_{TBt2} = 4,57 * 1,147 * 1 * 0,285 * 23,09 * 1 = 34,50 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{iBt1} = 0,1 * 2 * 0,955 = 0,191$$

$$M_{TBt1} = 4,57 * 1,147 * 1 * 0,191 * 23,09 * 1 = 23,12 \text{ kN.m}$$

III.6.4.5. Moment transversal maximal dû à la surcharge Br

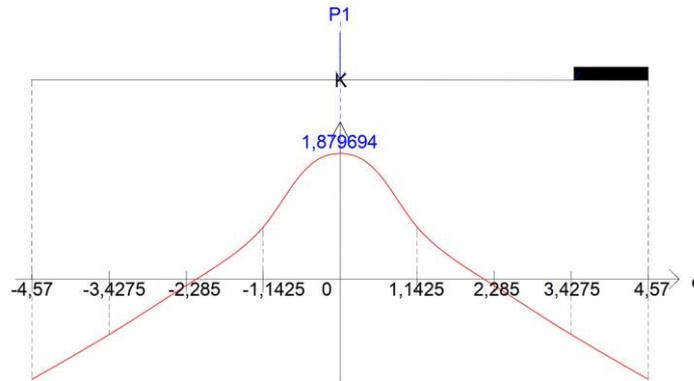


Figure 63 : Application de la charge Br sur la ligne d'influence de μ

$$P_i = \frac{2}{L} * k_{ELS} * \Sigma (q_i * \sin(\frac{\pi * \alpha_i}{L})) = \frac{2}{16,5} * 1,2 * 100 * \sin(\frac{\pi * 8,25}{16,5}) = 14,55 \text{ kN.}$$

$$\mu_{iBt} = 0,1 * 1,8797 = 0,188$$

$$M_{TBr} = 4,57 * 1,147 * 1 * 0,188 * 14,55 = 14,34 \text{ kN.m}$$

III.6.4.6. Moment transversal maximal dû à la surcharge Mc120

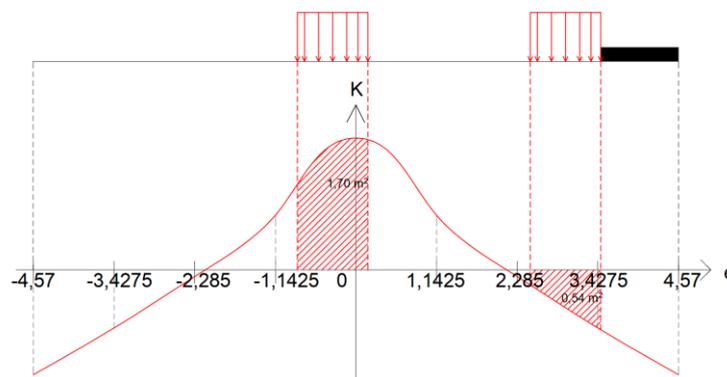


Figure 64 : Application de la charge Mc120 sur la ligne d'influence de μ

$$P_i = \frac{4}{\pi} * q * k_{ELS} * \sin(\frac{\pi * c}{L}) * \sin(\frac{\pi * d}{L}) \text{ où } q = \frac{550}{6,1 * 1} = 90,16 \text{ kN/m}^2, c = \frac{6,10}{2} = 3,05 \text{ m}, d = 8,25 \text{ m.}$$

$$P_i = \frac{4 * 90,16}{\pi} * 1 * \sin(\frac{\pi * 3,05}{16,5}) * \sin(\frac{\pi * 8,25}{16,5}) = 62,98 \text{ kN/m}^2.$$

$$\mu_i = 0,1 * (1,70 - 0,54) = 0,116$$

$$M_{TMc120} = 4,57 * 1,139 * 0,116 * 62,98 = 38,03 \text{ kN.m}$$

III.6.4.7. Moment transversal maximal dû à la surcharge Me120

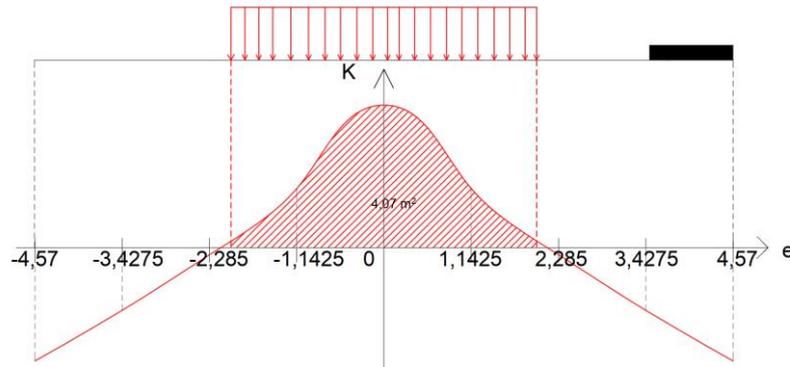


Figure 65 : Application de la charge Me120 sur la ligne d'influence de μ

$$P_i = \frac{4}{\pi} * q * k_{EELS} * \Sigma \left(\sin \left(\frac{\pi * c_i}{L} \right) * \sin \left(\frac{\pi * d_i}{L} \right) \right) \text{ où } q = \frac{330}{0,15 * 4} = 550 \text{ kN/m}^2, c = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}, d = 8,25 \text{ m}.$$

$$P_i = \frac{4 * 550}{\pi} * 1 * \left(\sin \left(\frac{\pi * 0,075}{16,5} \right) * \sin \left(\frac{\pi * 7,35}{16,5} \right) + \sin \left(\frac{\pi * 0,075}{16,5} \right) * \sin \left(\frac{\pi * 9,15}{16,5} \right) \right) = 19,71 \text{ kN/m}^2.$$

$$\mu_i = 0,1 * 4,07 = 0,407$$

$$M_{TM_{e120}} = 4,57 * 1,139 * 0,407 * 19,71 = 41,76 \text{ kN.m}$$

III.6.4.7. Moment transversal maximal dû à la surcharge Me120

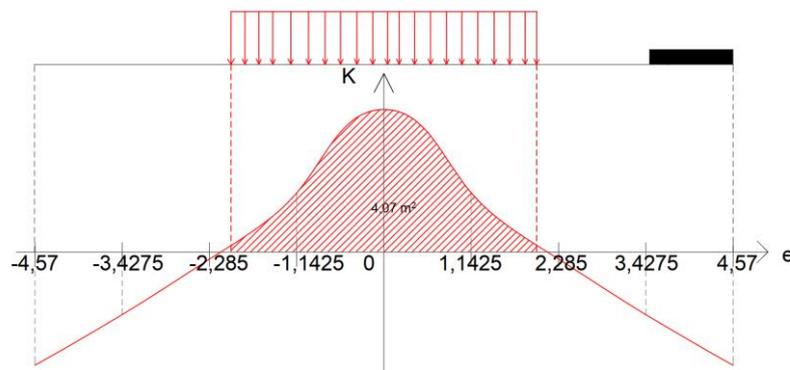


Figure 66 : Application de la charge Me120 sur la ligne d'influence de μ

$$P_i = \frac{4}{\pi} * q * k_{EELS} * \Sigma \left(\sin \left(\frac{\pi * c_i}{L} \right) * \sin \left(\frac{\pi * d_i}{L} \right) \right) \text{ où } q = \frac{330}{0,15 * 4} = 550 \text{ kN/m}^2, c = \frac{0,15}{2} = 0,075 \text{ m}, d = 8,25 \text{ m}.$$

$$P_i = \frac{4 * 550}{\pi} * 1 * \left(\sin \left(\frac{\pi * 0,075}{16,5} \right) * \sin \left(\frac{\pi * 7,35}{16,5} \right) + \sin \left(\frac{\pi * 0,075}{16,5} \right) * \sin \left(\frac{\pi * 9,15}{16,5} \right) \right) = 19,71 \text{ kN/m}^2.$$

$$\mu_i = 0,1 * 4,07 = 0,407$$

$$M_{TMe120} = 4,57 * 1,139 * 0,407 * 19,71 = \mathbf{41,76 \text{ kN.m}}$$

III.6.4.8. Moment transversal maximal dû aux surcharges trottoir

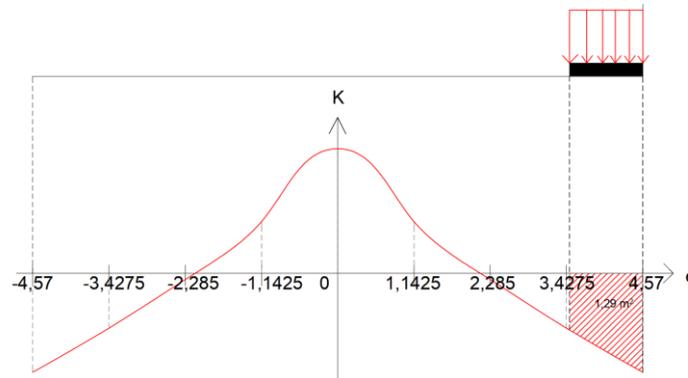


Figure 67 : Application de la charge $A(L)$ (2 voies chargées) sur la ligne d'influence de μ

$$P_i = \frac{4}{\pi} * k_{ELS} * g = \frac{4}{\pi} * 1 * 1,5 = 1,91 \text{ kN/m}^2.$$

$$\mu_i = 0,1 * (-1,29) = -0,129$$

$M_{Tr} = 4,57 * 1 * (-0,129) * 1,91 = -1,126 \text{ kN.m} < 0 \rightarrow$ On le considéra nul dans la combinaison pour être dans le plus défavorable.

Tableau 33 : Récapitulatif des moments transversaux à l'ELS

| Système | A | Bc | Bt | Br | Mc120 | Me120 | Tr |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----|
| M_T ELS (kN.m/ml) | 20,75 | 42,44 | 34,50 | 14,34 | 38,03 | 41,76 | 0 |

Le moment de dimensionnement sera à l'ELS, $M_T = \mathbf{42,44 \text{ kN.m/ml}}$.

III.7. Ferrailage du tablier

Le calcul des sections d'aciers du tablier pour une bande d'un mètre est effectué à l'état limite de service (ELS) (fissuration préjudiciable). Les règles BAEL (A.5.1.1) proposant d'étudier l'effort tranchant à l'ELU et les vérifications à l'ELS se traduisent uniquement par des dispositions constructives.

Les différentes données de calcul du ferrailage sont :

$$b = 1,00 \text{ m} ; h = 0,75 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,675 \text{ m} ; f_{c28} = 35 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 ;$$

$$f_{t28} = 2,7 \text{ MPa} ; \text{acier } f_e = 500 \text{ MPa , fissuration préjudiciable (calculs suivant l'ELS).}$$

✓ **Armature longitudinale**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; \max(0,5 \times f_e; 110\sqrt{1,6f_{t28}})\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 500; \max(0,5 \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,7})\right) = 250 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \times 21}{15 \times 21 + 250} = 0,558$$

$$\text{A l'ELS, } M_{rb} = 0,5 \times \bar{\alpha}_1 \times \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}$$

$$M_{rb} = 0,5 \times 0,558 \times \left(1 - \frac{0,558}{3}\right) \times 1 \times 0,675^2 \times 21 = 2,173 \text{ MN.m}$$

On a $M_{rb} > M_{ser} = 1,5086 \text{ MN.m}$. Pas besoin d'armatures comprimées ($A' = 0$)

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z}_b \times \bar{\sigma}_s} \text{ avec } \bar{Z}_b = 0,93 \times d$$

$$A_{ser} = \frac{1,5086}{0,93 \times 0,675 \times 250} = 0,009613 \text{ m}^2/\text{ml} = 96,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 2 lits de 7HA32 totalisant une section $A_s = 112,6 \text{ cm}^2$ et espacés de $St = 12,50 \text{ cm}$.

✓ **Armature transversale**

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\bar{Z}_b \times \bar{\sigma}_s} \text{ avec } \bar{Z}_b = 0,93 \times d$$

$$A_{ser} = \frac{0,04244}{0,93 \times 0,675 \times 250} = 0,000271 \text{ m}^2/\text{ml} = 2,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : Nous opterons pour les HA16 comme armatures d'âmes et prévoyons 4 brins soit

$$A_t = 8,042 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination de la contrainte tangentielle**

$$\tau_u \geq \frac{V_u}{b \times d}$$

$$V_u = 569 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{569}{1 \times 0,675} = 842,97 \text{ kN/m}^2 = 0,84297 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u0} = 1,10 \times \tau_u = 1,10 \times 0,84297 = 0,927267 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \tau_{lim} = \min\left(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_{lim} = \min\left(0,15 \times \frac{35}{1,5}; 4 \text{ Mpa}\right) = 3,5 \text{ MPa}$$

On constate que $\tau_{u0} < \tau_{lim} \rightarrow$ condition vérifiée : Pas besoin d'armatures d'efforts tranchant.

✓ **Espacement maximal**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times 67,5 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

Nous retenons un espacement de 35 cm, $S_t = 35 \text{ cm}$.

✓ **Armature de montage**

Comme la section n'a pas besoin d'acier comprimé alors le choix des armatures de montage sera déterminer de manière forfaitaire : d'où le choix est porte sur les HA16.

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,675 \times \frac{2,7}{500} = 8,39 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,39 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_s$ d'où le choix de l'acier portera sur le A_s

✓ **Armature de peau**

$h_a = 0,75 \text{ cm} \geq 2 * \left(80 - \frac{fe(MPa)}{10}\right) = 60 \text{ cm} \rightarrow$ Notre bande de 1m de tablier est considérée comme une poutre de grande hauteur. Donc a besoin d'armature de peau. Leur section est au moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de parement. Donc pour notre tablier qui a une hauteur de parement $h_p = 0,75 \text{ m}$, la section minimale par parement sera de $0,75 * 3 = 2,25 \text{ cm}^2$.

Nous choisissons 2HA12 totalisant une section $A_p = 2,26 \text{ cm}^2$.

✓ **Contrainte de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

I : inertie ; y : bras de levier

$$by^2 + 30(A'_s + A_s)y - 30(A'_s d' + A_s d) = 0$$

$$100y^2 + 30(112,6)y - 30(112,6 \times 0,9 \times 75) = 0$$

$$100y^2 + 3\,378y - 228\,015 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{3378^2 - 4 \times 100 \times (-228015)} = 10\,130$$

$$y_1 = \frac{-3378 - 10130}{200} = -67,54 ; y_2 = \frac{-3378 + 10130}{200} = 33,76$$

d'où $y = y_2 = 33,76 \text{ cm}$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times [A'_s(y - d') + A_s(d - y)^2]$$

$$I = \frac{100 \times 33,76^3}{3} + 15 \times [112,6 \times (0,9 \times 75 - 33,76)^2] = 3\,205\,321,37 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{150\,860\,000}{3\,205\,321,37} \times 33,76 = 1\,588,93 \text{ N/cm}^2 = 15,89 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa}$ d'où la condition est vérifiée

✓ **Contrainte de traction de l'acier**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{150\,860\,000}{3\,205\,321,37} (0,9 \times 75 - 33,76) = 23\,819,84 \text{ N/cm}^2 = 238,20 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$ d'où la condition est vérifiée

Tableau 34 : Armature principale de la dalle

| Armature | Section | Choix | Espacement |
|----------------|-------------------------------|--------------------------------------|------------|
| Longitudinale | 96,13 cm ² /ml | 2*7HA32 (112,60 cm ² /ml) | 12,5 cm |
| De montage | - | HA20 | 12,5 cm |
| De répartition | - | HA16 | 35 cm |
| De peau | 3 cm ² /m parement | 2HA12 (2,25 cm ²) | 25 cm |

Le plan de ferrailage du tablier sur une bande de 1 m de largeur se trouve à l'ANNEXE III.

III.8 : Vérification de la dalle au poinçonnement

Il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement sous l'effet des charges localisées.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$Q_u \leq Q_v = 0,045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u = La charge de calcul vis-à-vis de l'ELU ; h = Épaisseur totale de la dalle ; U_c = Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen défini à l'article A.3.2.5 du BAEL 91 révisé 99.

Nous avons : $U_c = 2(a + b)$ et $Q_u = 1,605 \times Q_{bc, bt \text{ ou } br} \times \delta$

✓ Application des charges roulantes sur la dalle

La partie de la roue en contact avec la surface du tablier exerce une charge Q sur une surface d'impact $S = a_0 \times b_0$. L'effet de diffusion de la charge à 45° sous cette roue engendre au niveau du feuillet moyen (ligne neutre) de la dalle, une charge Q' sur une surface d'impact $S' = a \times b$, tel qu'illustré sur la figure ci-dessous.

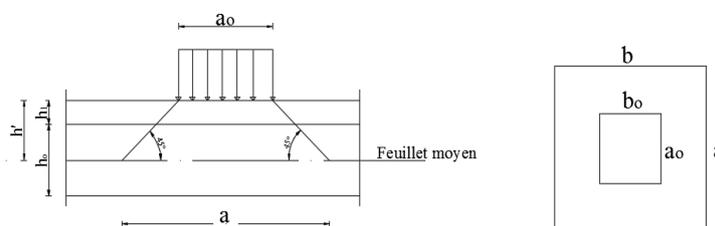


Figure 68 : Diffusion des charges dans la dalle

$a = 2h' + a_0$; $b = 2h' + b_0$; avec $h' = \frac{h_0}{2} + h_1 = 0.455 \text{ m}$. Car $h_1 = 0,08 \text{ m}$ et $h_0 = 0,75 \text{ m}$.

Chaque charge est multipliée par son coefficient de majoration dynamique.

✓ **Système Bc**

Les roues des essieux arrière transmettent chacune une charge $Q = 60 \text{ kN}$ sur une surface d'impact $S = 0,25 \times 0,25 \text{ m}^2$, ce qui nous donne $Q' = \frac{Q \times bc \times \delta}{S'} = 62,24 \text{ kN}$ sur une surface $S' = 1,11 \times 1,11 \text{ m}^2$.

✓ **Système Bt**

Les roues des essieux du système Bt transmettent chacune une charge $Q = 80 \text{ kN}$ sur une surface d'impact $S = 0,25 \times 0,6 \text{ m}^2$, nous avons alors $Q' = \frac{Q \times bt \times \delta}{S'} = 57,36 \text{ kN}$ sur une surface $S' = 1,11 \times 1,46 \text{ m}^2$.

✓ **Système Br**

Le système Br est une roue isolée qui transmet une charge $Q = 100 \text{ kN}$ sur une surface d'impact $S = 0,3 \times 0,6 \text{ m}^2$, ce qui nous donne $Q' = \frac{Q \times \delta}{S'} = 68,61 \text{ kN}$ sur une surface $S' = 1,16 \times 1,46 \text{ m}^2$.

Tableau 35 : Vérification du poinçonnement de la dalle

| Roue | Bc | Bt | Br | Unité |
|----------------------|---------|---------|---------|-------|
| Charge Q' | 62,24 | 57,36 | 68,61 | kN |
| Coefficient δ | 1,147 | 1,147 | 1,147 | - |
| Coefficient ELU | 1,605 | 1,605 | 1,605 | - |
| Q_u | 114,58 | 105,60 | 126,31 | kN |
| h | 0,75 | 0,75 | 0,75 | M |
| a | 1,11 | 1,11 | 1,16 | M |
| b | 1,11 | 1,46 | 1,46 | M |
| U_c | 4,44 | 5,14 | 5,24 | M |
| Q_v | 3496,50 | 4047,75 | 4126,50 | kN |
| Conclusion | Ok | Ok | Ok | - |

Conclusion : Notre dalle n'est donc pas sujette au poinçonnement.

IV. Justification des éléments de la pille

IV.1. Justification du chevêtre

Le chevêtre est calculé comme une poutre continue en flexion longitudinale et en torsion :

✓ **En flexion longitudinale**

Le chevêtre se calcul comme une poutre appuyée sur 3 appuis. Dans notre cas, les piles sont placées au droit des appareils d'appuis, donc le chevêtre n'aura à supporter que son poids propre et les efforts de vérinage car les charges du tablier seront transmises directement aux fûts, ce qui est manifestement le cas le plus défavorable.

✓ **En torsion**

En phase de construction du pont, le chevêtre subit une torsion quand seule une des travées est posée. Cette sollicitation survient étant donné que l'axe des lignes d'appuis ne coïncide pas avec celui du chevêtre. En effet, le chevêtre subit également une torsion en service dans le cas des deux travées posées et une travée uniquement supportant les surcharges routières, mais cette valeur est moins défavorable que la torsion obtenue lorsqu'une seule travée est posée.

IV.1.1. Vérinage : flexion longitudinale

Lors du vérinage nous disposons deux vérins sur le chevêtre.

✓ **Descente de charge sur le chevêtre en phase de vérinage**

• **Poids propre du chevêtre**

$$\text{Poids propre du chevêtre : } g = \gamma S = 25 \times 1,00 \times 1,00 = \mathbf{25,00 \text{ kN/ml}}$$

• **Poids du tablier repris par un vérin**

$$R_v = \frac{202,78 \times 8,25}{2} = 836,47 \text{ kN à l'ELS}$$

$$R_v = 1,35 \times 836,47 = 1129,24 \text{ kN à l'ELU.}$$

✓ **Sollicitations en travée et sur appui**

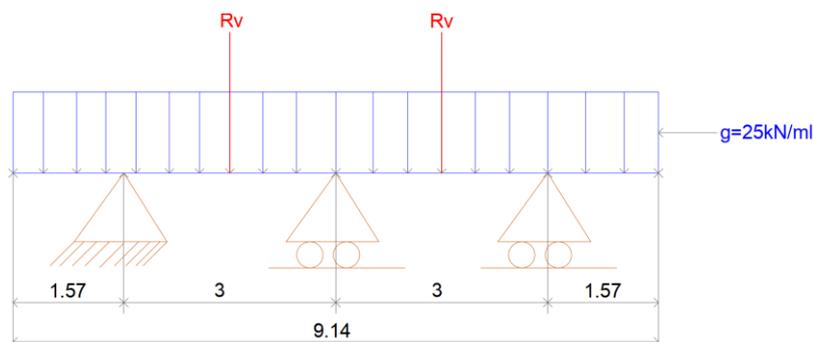


Figure 69 : Modèle statique du chevêtre

Après modélisation sur pyBar on obtient :

- Moment fléchissant sur appui de rive et console à l'ELS : $M_{\text{ser,ap}} = 30,80 \text{ kN.m}$;
- Moment fléchissant sur appui intermédiaire à l'ELS : $M_{\text{ser,ap}} = 483,20 \text{ kN.m}$;
- Moment fléchissant en travée à l'ELS : $M_{\text{ser,tr}} = 398,50 \text{ kN.m}$;
- Effort tranchant à l'ELU : $V_u = 818,80 \text{ kN}$.

✓ **Calcul des armatures**

Les armatures longitudinales sont calculées à l'ELS en fissuration préjudiciable. Conformément aux prescriptions du dossier pilote PP73, pour les chevêtres sur plus de deux colonnes et compte tenu de l'espacement généralement modéré de ces dernières, les armatures supérieures et inférieures seront identiques et déterminées pour le moment maximal ($M_{ser,max} = 483,20 \text{ kN.m}$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Calcul des armatures principales de flexion du chevêtre selon le BAEL 91 mod 99 | | Console et appuis de rives | Appui centrale | Travée | Unités |
|---|--|---|----------------|--------|-----------------|
| Données | | | | | |
| Largeur | b | 1,00 | | | m |
| Hauteur | ho | 1,00 | | | m |
| Hauteur utile acier tendus | d = 0,9ho | 0,9 | | | m |
| Moment de service | Mser | 0,031 | 0,483 | 0,399 | MN.m |
| Limite d'élasticité des aciers | fe | 500 | | | Mpa |
| Limite de résistance du béton | f_{c28} | 35 | | | Mpa |
| Calcul des aciers | | | | | |
| Résistance traction du béton | $f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28}$ | 2,70 | | | Mpa |
| Contrainte de calcul du béton | $\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28}$ | 21 | | | Mpa |
| Contrainte de calcul des aciers | $\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; M \text{ ax} (0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$ | 250,000 | | | Mpa |
| Paramètre de déformation $\bar{\alpha}_{ser}$ | $\bar{\alpha}_{ser} = \frac{15 \bar{\sigma}_b}{15 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_{st}}$ | 0,558 | | | - |
| Moment résistant (résiduel) | $M_{rserb} = \frac{bd^2 \bar{\sigma}_b \bar{\alpha}_{ser}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3} \right)$ | 3,861 | | | MN.m |
| Vérification | $M_{ser} \leq M_{rserb} ???$ | Oui, donc il n'y a pas d'armatures comprimées | | | |
| Bras de levier | $Z = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3} \right)$ | 0,733 | | | m |
| Section des aciers | $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$ | 2,10 | 32,97 | 27,19 | cm ² |
| Section minimale | $A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$ | 11,18 | | | cm ² |
| Armatures de peau car $h = 100 \text{ cm} \geq 2 \left(80 - \frac{f_e (Mpa)}{10} \right) = 80 \text{ cm}$ | $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m de parement}$ | 3,00 | | | cm ² |
| NB: Ferrailage identique sur appuis (fibre supérieure) et en travées (fibre inférieure) | | | | | |
| Choix des armatures principales | 7HA25 pour console, appuis et travées, As = 34,36cm² | | | | |
| Choix des armatures de peau | 2HA14, As = 3,08 cm² | | | | |

| Armatures d'effort tranchant : données et hypothèses | | | Unités |
|---|--|--------------|-----------------|
| Hauteur de poutre | h | 1,00 | m |
| Largeur d'âme | b ₀ | 1,00 | m |
| Hauteur utile aciers tendus | d = 0,9h | 0,90 | m |
| Effort tranchant maximal | V _{u max} | 818,8 | KN |
| Type de fissuration | Fissuration préjudiciable (FP) | | |
| Limite d'élasticité des aciers | f _e | 500 | Mpa |
| Résistance à la compression du béton | f _{c28} | 35 | Mpa |
| Nombre de barres dans un cours d'armatures | n | 8 | - |
| Angle d'inclinaison des armatures d'âme | α | 90° | - |
| FP et il n'y a pas de reprise de bétonnage | k | 1 | - |
| Calculs | | | |
| Résistance du béton à la traction | f _{t28} = Min{0,6 + 0,06.f _{c28} ; 3,3} | 2,7 | Mpa |
| Contrainte tangentielle ultime | τ _u = $\frac{V_u \max}{b_0 \cdot d}$ | 0,91 | Mpa |
| Contrainte tangentielle limite | τ _{u lim} = Min{ $\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}$; 4Mpa} | 3,50 | Mpa |
| Vérification du béton | τ _u ≤ τ _{u lim} | OK | |
| Diamètre des aciers transversaux | $\frac{\phi_t}{3} \leq \phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t \right\}$ 8,33mm ≤ φ _t ≤ 25mm | 10 | mm |
| Section d'un cours d'aciers transversaux | A _t = $\frac{n\pi\phi_t^2}{4}$ | 6,28 | cm ² |
| Espacement | S _t ≤ $\frac{0,9 \cdot f_e \cdot A_t \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}{\gamma_s \cdot b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28})}$ | 246,41 | cm |
| Espacement maximal | S _{t max} ≤ Min(0,9.d; 40cm) | 40 | cm |
| Espacement selon la série de CAQUOT (espacement initial) | S _{to} | 25 | cm |
| Distance entre nu d'appui et premier cours d'aciers | $\frac{S_{to}}{2}$ | 12,5 | cm |
| 1 cadre HA 10 + 1 cadre HA 10 + 4 épingles HA 10 | | | |
| Condition de non fragilité | $\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \text{ ??}$ | 1,26 | OK |

IV.1.2. Une seule travée chargée : torsion

L'excentricité des charges transmises par le tablier vaut a = 30 cm. D'après les résultats précédents, la réaction d'appuis lorsqu'une travée est posée (charge permanente) est :

✓ Poids linéique transversal

$$R = \frac{202,78 \cdot 16,5}{9,14} = 366,07 \text{ kN/ml.}$$

✓ Poids maximal repris par un appareil d'appui

Ce sont les appuis de rive qui reprennent la charge maximale venant du tablier car ils ont la plus grande largeur d'influence égale 3,07 m contre seulement 3,00 m pour l'appui central.

$$R_{Ap} = \frac{366,07 \cdot 3,07}{2} = 561,92 \text{ kN} \Rightarrow R_u = 1,35 R_{Ap} = 758,60 \text{ kN}$$

Le calcul en torsion se fait à l'Etat limite Ultime (ELU). Le couple de torsion et l'effort tranchant valent respectivement :

$$C_{umax} = R_u \cdot a = 758,60 \cdot 0,30 = 227,58 \text{ kN.m et } V_{umax} = 818,80 \text{ kN.}$$

Le calcul des armatures de torsion est présenté dans le tableau suivant :

| Armatures de torsion : données et hypothèses | | | Unités |
|---|--|-------|-----------------|
| Hauteur de poutre | h | 1,00 | m |
| Largeur d'âme | b | 1,00 | m |
| Hauteur utile aciers tendus | d = 0,9h | 0,90 | m |
| Effort tranchant maximal | $V_{u\max}$ | 0,819 | MN |
| Couple de torsion maximal | $C_{u\max}$ | 0,228 | MN.m |
| Principe de justification | Etat Limite Ultime (ELU) | | |
| Type de fissuration | Fissuration préjudiciable (FP) | | |
| Limite d'élasticité des aciers | f_e | 500 | Mpa |
| Résistance à la compression du béton | f_{c28} | 35 | Mpa |
| Vérification du béton | | | |
| Contrainte tangente due à l'effort tranchant | $\tau_{uv} = \frac{V_{u\max}}{b.d}$ | 0,91 | MPa |
| Diamètre du plus grand cercle inscriptible dans le contour extérieur | $a = b$ | 1,00 | m |
| Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalente | $b_0 = \frac{a}{6}$ | 0,17 | m |
| Aire du contour tracé à mi-épaisseur des parois | $\Omega = (h - b_0)(b - b_0)$ | 0,69 | m ² |
| Contrainte tangente due au couple de torsion | $\tau_{uc} = \frac{C_{u\max}}{2.b_0.\Omega}$ | 0,98 | MPa |
| Contrainte limite | $\tau_{lim} = \text{Min} \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$ | 3,50 | Mpa |
| Vérification du béton | $\sqrt{\tau_{uv}^2 + \tau_{uc}^2} \leq \tau_{lim} \text{ ???}$ | 1,34 | OK |
| Armatures longitudinales pour la torsion | | | |
| Périmètre de l'aire Ω | $u = 2(h + b - 2b_0)$ | 3,33 | m |
| Section d'armatures longitudinales | $\sum A_l = \frac{u.\gamma_s.C_{u\max}}{2.\Omega.f_e}$ | 12,56 | cm ² |
| Section minimale | $\frac{\sum A_l}{b_0.u} . f_e \geq 0,4MPa \text{ ???}$ | 1,13 | OK |
| Choix des armatures longitudinales | 4 HA 25 , As = 19,63cm² réparties dans les angles de la section | | |
| Vérification de l'espacement des armatures transversales pour la torsion | | | |
| Rappel: On avait précédemment pour les armatures d'âme pour l'effort tranchant, n = 8brins de HA10, At=6,28cm ² ; Sto = 25cm | | | |
| Espacement des armatures transversales pour la torsion | $S_t = \frac{2.\Omega.f_e.A_t}{\gamma_s.C_{u\max}}$ | 167 | cm |
| Sto = 25cm ≤ St = 146 cm; nous maintenons donc les espacements trouvés précédemment 1 cadre HA 10 + 1 cadre HA 10 + 4 épingles HA 10 espacés de Sto = 25cm | | | |

Les plans de ferrailage se trouvent à l'Annexe III.

IV.2. Justification des fûts

Ils supportent des charges verticales composées de leur poids propre, des charges transmises par le chevêtre et des charges horizontales qui sont les efforts de freinages. Elles sont donc dimensionnées en flexion composée (flexion + compression). Les colonnes les plus chargées sont celles de rives et feront l'objet des calculs ci-dessous. Leur hauteur est h = 4,735 m et leur diamètre est $\varnothing = 80$ cm.

IV.2.1. Evaluation des sollicitations sur un fût

IV.2.1.1. Evaluation des réactions ponctuelles venant du chevêtre

✓ Evaluation des charges permanentes

Outre son poids propre, le chevêtre supporte les charges provenant du tablier :

$$✓ \text{ Poids propre du chevêtre : } g = \gamma S = 25 \times 1,00 \times 1,00 = \mathbf{25,00 \text{ kN/ml}}$$

Ce poids est repris par chacun des trois fûts selon leur longueur d'influence. Le tableau ci-dessous récapitule le poids du chevêtre repris par chaque fût.

Tableau 36 : Poids du chevêtre repris par chaque fût

| Fût | Rive gauche | Central | Rive droit |
|-------------------------------|-------------|---------|------------|
| Longueur d'influence (m) | 3,07 | 3,00 | 3,07 |
| Poids propre du chevêtre (kN) | 76,75 | 75,00 | 76,75 |

$$✓ \text{ Poids propre du tablier : } G_T = \frac{171,38 * 16,5}{9,14} = \mathbf{309,39 \text{ kN/ml}}$$

Le poids propre du tablier est repris par le chevêtre au travers des appareils d'appuis suivant leur longueur d'influence et transmis au fût comme récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau 37 : Poids propre du tablier repris par chaque fût

| Fût | Rive gauche | Central | Rive droit |
|------------------------------|---------------|---------------|---------------|
| Largeur d'influence (m) | 3,07 | 3 | 3,07 |
| Poids du tablier repris (kN) | 949,83 | 928,17 | 949,83 |

✓ Poids propre du trottoir : $G_{Tr} = 5,50 * 16,5 = \mathbf{90,75 \text{ kN}}$. Il est repris uniquement par le fût de rive.

✓ Le poids propre des équipements repris par chaque fût est le suivant :

- Chape d'étanchéité

$$P_{ce} = \frac{1,86 * 16,5}{7,75} = \mathbf{3,96 \text{ kN/ml}}$$

- Revêtement BB

$$P_{BB} = \frac{13,02 * 16,5}{7,75} = \mathbf{27,72 \text{ kN/ml}}$$

Tableau 38 : Calcul du poids des équipements repris par chaque fût

| Poids d'équipement repris par chaque fût | | | | | | | |
|--|----------|-------------|---------------|---------|--------------|-------------|---------------|
| Fût | | Rive gauche | | Central | | Rive droite | |
| Equipement | P(kN/ml) | L.I (m) | P (kN) | L.I (m) | P (kN) | L.I (m) | P (kN) |
| Chape | 3,96 | 2,78 | 11,01 | 3 | 11,88 | 1,97 | 7,81 |
| BB | 27,72 | 2,78 | 77,07 | 3 | 83,16 | 1,97 | 54,61 |
| Bordure T4 | 0,96 | 0 | 0 | 0 | 0 | 16,50 | 15,84 |
| DBA | 5,50 | 16,50 | 90,75 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Corniche | 2,36 | 0 | 0 | 0 | 0 | 16,50 | 38,94 |
| BN4 | 0,70 | 0 | 0 | 0 | 0 | 16,50 | 11,55 |
| Autres | 1,50 | 0 | 0 | 0 | 0 | 16,50 | 24,75 |
| Total (kN) | - | - | 178,83 | - | 95,04 | - | 153,50 |

Tableau 39 : Récapitulatif des charges permanentes du tablier reprises par chaque fût

| Charge (kN) | Fût de rive gauche | Fût central | Fût de rive droite |
|-----------------------|--------------------|----------------|--------------------|
| Poids propre tablier | 949,83 | 928,17 | 949,83 |
| Poids propre trottoir | 0 | 0 | 90,75 |
| Poids équipements | 178,83 | 95,04 | 153,50 |
| Total (kN) | 1128,66 | 1023,21 | 1194,08 |

Par la suite, on considérera la valeur maximale égale à **R = 1194,08 kN** comme charge permanente venant du tablier et reprise par un appui.

✓ **Evaluation des charges d'exploitation**

Ce sont des charges de chaussées et de trottoirs. Nous étudierons celles qui sont susceptibles de produire un effet plus défavorable. On considère ces efforts équitablement répartis sur les appareils d'appuis à l'exception des surcharges de trottoir.

✓ **Les surcharges de trottoir**

Ils sont repris par l'appareil d'appui de rive droite.

$$R_{Tr} = 1,50 * 1,10 * 16,50 = 27,23 \text{ kN}$$

✓ **Les surcharges du système A(L)**

La réaction maximale en appui est obtenue lorsqu'une travée du pont est chargée.

$$A(L) * a_1 * a_2 = \left(2,3 + \frac{360}{16,5+12}\right) * 1 * 0,9 = 13,44 \text{ kN/m}^2$$

$$R_A = \frac{13,44 * 7,75 * 16,5}{3} = 572,82 \text{ kN}$$

✓ **Les surcharges du système Bc**

La réaction maximale sur appui est obtenue lorsque les deux voies d'une travée sont chargées de deux files de deux camions chacune.



Figure 70 : Chargement du tablier par la surcharge Bc donnant la réaction maximale en kN sur appui

$$R_{Bc} = \frac{867,10}{3} = 289,04 \text{ kN}$$

✓ **Les surcharges du système Bt**

La réaction maximale sur appui est atteinte lorsqu'un essieu du camion est sur l'appui.



Figure 71 : Chargement du tablier par la surcharge Bt donnant la réaction maximale en kN sur appui

$$R_{Bt} = \frac{704,00}{3} = 234,67 \text{ kN}$$

✓ **Les surcharges du système Mc120**

La réaction maximale pour la flexion longitudinale est atteinte lorsque la charge est centrée sur l'axe du chevêtre.

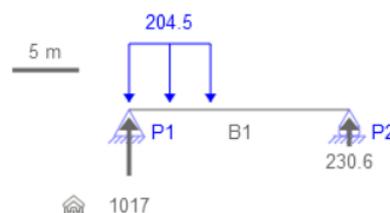


Figure 72 : Chargement du tablier par la surcharge Mc120 donnant la réaction maximale en kN sur appui

$$R_{Mc120} = \frac{1017}{3} = 339,00 \text{ kN}$$

✓ Les surcharges du système Me120

La réaction maximale pour la flexion longitudinale est atteinte lorsque les essieux du même camion sont symétriques l'un à l'autre par rapport à l'axe du chevêtre.

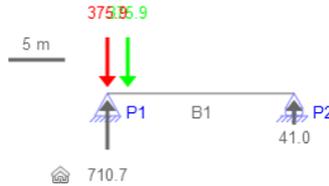


Figure 74 : Chargement du tablier par la surcharge Mc120 donnant la réaction maximale en kN sur appui

$$R_{Me120} = \frac{710.7}{3} = 236,90 \text{ kN}$$

Tableau 40 : Récapitulatif des sollicitations du chevêtre

| Système | A | Bc | Bt | Mc120 | Me120 | Tr |
|----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|
| Charge brute (kN) | 572,82 | 289,04 | 234,67 | 339,00 | 236,90 | 27,23 |
| Combinaison ELS (kN) | 714,62 | 374,08 | 308,84 | 434,03 | 311,51 | - |
| Combinaison ELU (kN) | 963,08 | 507,62 | 420,35 | 587,80 | 423,93 | - |

Il ressort d'après ce tableau que le système A est prépondérant (système auquel on ajoutera les charges permanentes). Ainsi on aura : $R_{\text{tablier-ELS}} = 1194,08 + 714,62 = 1908,70 \text{ kN}$; $R_{\text{tablier-ELU}} = 1194,08 * 1,605 + 963,08 = 2879,58 \text{ kN}$.

✓ Réaction ponctuelle des appuis (fûts)

Ils sont déterminés par le logiciel pyBar et valent :

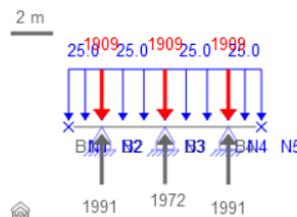


Figure 75 : Réaction d'appui maximale à l'ELS

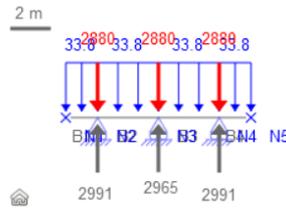


Figure 76 : Réaction d'appui maximale sur appui à l'ELU

$R_{ser} = 1991,00 \text{ kN}$ à l'ELS et $R_u = 2991,00 \text{ kN}$ à l'ELU.

IV.2.1.2. Poids propre g et effort normal N repris par un fût

$$g_{ser} = g_f = 25 \times \pi \times \frac{0,80^2}{4} \times 4,735 = 59,51 \text{ kN} ; g_u = 1,35 \cdot g_f = 80,34 \text{ kN}$$

Ainsi, $N_{ser} = R_{ser} + g_{ser} = 2050,51 \text{ kN}$; $N_u = R_u + g_u = 3071,34 \text{ kN}$

IV.2.1.3. Moment dû aux charges horizontales de freinage F

Les charges des systèmes A et Bc sont susceptibles de développer des réactions de freinage appliqués à l'extrémité supérieure des fûts. Ils valent :

- ✓ $\frac{A(L)}{20+0,0035 \cdot S}$ Pour le système A, S désignant en m^2 la surface chargée ;
- ✓ Le poids d'un seul véhicule-type Bc est de 30 tonnes, soit 300 kN. Il ne peut être pondéré.

Par conséquent $F = \text{Max} \left[\frac{A(L)}{20+0,0035 \cdot S} ; 300 \text{ kN} \right]$.

$$F_{A(L)} = \frac{A(L)}{20 + 0,0035 \cdot S} = \frac{14,07 \cdot 7,75 \cdot 15}{20 + 0,0035 \cdot 7,75 \cdot 15} = 80,151 \text{ kN}$$

D'où $F = 300 \text{ kN}$. On supposera que ces efforts se répartissent équitablement sur les six appareils d'appuis de la travée. On a donc pour un fût, $R_f = 50 \text{ kN}$ et le moment à son pied vaut :

$$\text{A l'ELS : } M_{ser} = 1,2 \cdot R_f \cdot h_f = 1,2 \times 50 \times 4,735 = 284,10 \text{ kN.m}$$

$$\text{A l'ELU : } M_u = 1,605 \cdot R_f \cdot h_f = 1,605 \times 50 \times 4,735 = 379,99 \text{ kN.m}$$

IV.2.2. Calcul des armatures

- ✓ **Armatures de flexion composée**

Le calcul est mené en flexion composée à l'état limite de service en fissuration préjudiciable.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

| Armatures de flexion composée des fûts selon le BAEL 91 mod 99 | | Données et | Unités |
|---|---|---|-----------------|
| hypothèses | | | |
| Diamètre | b ou h | 0,80 | m |
| Hauteur utile aciers tendus | d = 0,9h | 0,72 | m |
| Type de fissuration | Fissuration préjudiciable (FP) | | |
| Principe de justification | Etat Limite Ultime (ELS) | | |
| Effort normal maximal | N_{ser} | 2,051 | MN |
| Moment fléchissant | M_{ser} | 0,284 | MN.m |
| Limite d'élasticité des aciers | f_e | 500 | Mpa |
| Résistance à la compression du béton | f_{c28} | 35 | Mpa |
| Contrainte admissible du béton | $\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28}$ | 21 | Mpa |
| Résistance traction du béton | $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28}$ | 2,7 | Mpa |
| Contrainte admissible des aciers | $\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right\}$ | 250,00 | Mpa |
| Hypothèse: section partiellement comprimée | | | |
| Paramètre de déformation | $\bar{\alpha}_{ser} = \frac{15\bar{\sigma}_b}{15\bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_{st}}$ | 0,558 | - |
| Moment résistant | $M_{rserb} = \frac{bd^2 \bar{\sigma}_b \bar{\alpha}_{ser}}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3} \right)$ | 1,977 | MN.m |
| Vérification | $M_{ser} \leq M_{rserb} \text{ ???}$ | Oui, donc il n'y a pas d'armatures comprimées | |
| Excentricité | $e = M_{ser} / N_{ser}$ | 0,139 | cm |
| Moment de flexion fictif | $M_{fictif} = M_{ser} + N_{ser} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right)$ | 0,940 | MN.m |
| Bras de levier | $Z = d \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3} \right)$ | 0,586 | m |
| Section des aciers tendus fictifs | $A_{fictif} = \frac{M_{serfictif}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}}$ | 64,16 | cm ² |
| Section d'aciers réellement tendus | $A_{ser} = A_{fictif} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}}$ | -17,86 | cm ² |
| Section minimale d'aciers tendus (côté remblai) | $A_{min} = \text{Max} \{ 0,2\% B; 4u \}$ | 10,05 | cm ² |
| Les sections d'aciers théoriques sont trop faibles, ce qui suppose une section de béton surabondante | | | |

On se référera donc aux dispositions constructives minimales du SETRA [PP 73 - Appuis des tabliers – Calculs complémentaires, Ferrailage types (Octobre 1977)].

Armatures verticales : $A_s = \text{Max} \{ 0,2\% B; 20\text{cm}^2 \} = 20\text{cm}^2$; soit **10HA16 totalisant 20,11 cm², esp = 25 cm.**

✓ Armatures transversales

Elles sont calculées sous les sollicitations dues aux efforts horizontaux de freinage tels que

$$V_{umax} = 1,6 \cdot R_f \Rightarrow V_u = 80 \text{ kN}$$

| Armatures d'effort tranchant du fût : données et hypothèses | | | Unités |
|---|---|--------------|-----------------|
| Diamètre | h ou bo | 0,80 | m |
| Hauteur utile aciers tendus | d = 0,9h | 0,72 | m |
| Effort tranchant maximal | $V_{u,max}$ | 80,00 | KN |
| Type de fissuration | Fissuration préjudiciable (FP) | | |
| Limite d'élasticité des aciers | f_e | 500 | Mpa |
| Résistance à la compression du béton | f_{c28} | 35 | Mpa |
| Nombre de barres dans un cours d'armatures | n | 2 | - |
| Angle d'inclinaison des armatures d'âme | α | 90° | - |
| FP et il n'y a pas de reprise de bétonnage | k | 1 | - |
| Calculs | | | |
| Résistance du béton à la traction | $f_{t28} = \text{Min}\{0,6 + 0,06.f_{c28}; 3,3\}$ | 2,7 | Mpa |
| Contrainte tangentielle ultime | $\tau_u = \frac{V_{u,max}}{b_0.d}$ | 0,20 | Mpa |
| Contrainte tangentielle limite | $\tau_{u,lim} = \text{Min}\left\{\frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right\}$ | 3,50 | Mpa |
| Vérification du béton | $\tau_u \leq \tau_{u,lim}$ | | OK |
| Diamètre des aciers transversaux | $\frac{\phi_t}{3} \leq \phi_t \leq \text{Min}\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t\right\}$ $6,33\text{mm} \leq \phi_t \leq 20\text{mm}$ | 10 | mm |
| Section d'un cours d'aciers transversaux | $A_t = \frac{n\pi\phi_t^2}{4}$ | 1,57 | cm ² |
| Espacement | $S_t \leq \frac{0,9.f_e.A_t.(sin \alpha + cos \alpha)}{\gamma_s.b_0.(\tau_u - 0,3.k.f_{t28})}$ | -12,52 | cm |
| Espacement maximal | $S_{t,max} \leq \text{Min}(0,9.d; 40\text{cm})$ | 40 | cm |
| Espacement régulier $S_{t,o}$ | | 20 | cm |
| 1 cerce HA 10 tous les 20 cm | | | |
| Condition de non fragilité | $\frac{A_t.f_e}{b_0.S_t} \geq 0,4\text{Mpa} ??$ | 0,49 | OK |

Les plans de ferrailage du fût se trouvent en **ANNEXE IV**.

V. Justification des éléments de la culée

V.1. Géométrie de la culée

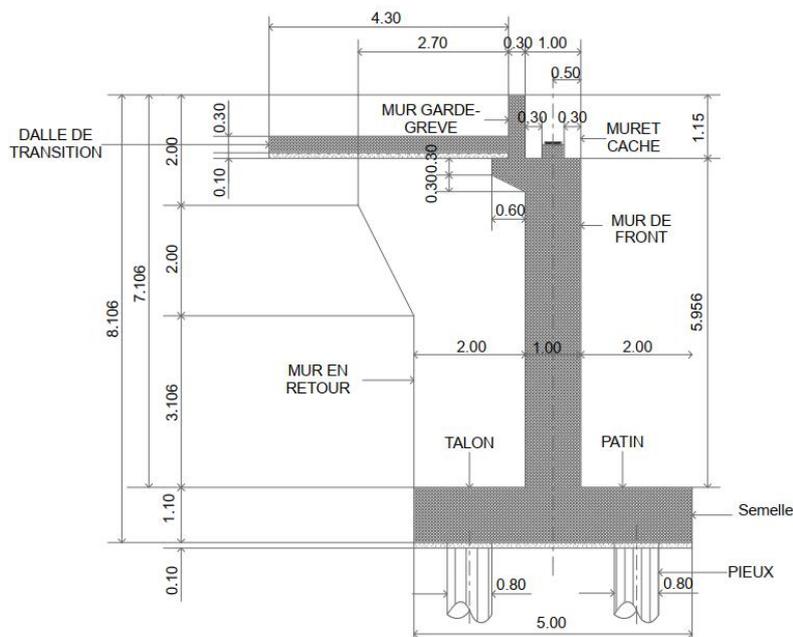


Figure 77 : Description et géométrie de la culée

V.2. Bilan des actions sur la culée

V.2.1. Charges permanentes

L'évaluation des sollicitations se fait pour un mètre linéaire du mur. Ci-après les résultats :

Tableau 41 : Formules de calcul des actions et sollicitations sur la culée dues aux charges permanentes

| Désignation | Symbole | Intensité (I) | Bras de levier (II) | Moment fléchissant | Pondération | |
|--|---|--------------------------------------|---|--------------------|-------------|------|
| | | | | | ELU | ELS |
| Poids de semelle | P_s | $\gamma_b E_s B$ | $\frac{B}{2}$ | (I) x (II) | 1,35 | 1,00 |
| Poids du voile | P_v | $\gamma_b E_{mf} H_{mf}$ | $L_p + \frac{E_{mf}}{2}$ | (I) x (II) | 1,35 | 1,00 |
| Poids du garde-grève | P_{gg} | $\gamma_b E_{mgs} H_{mgs}$ | $L_p + E_{mf} + \frac{E_{mgs}}{2}$ | (I) x (II) | 1,35 | 1,00 |
| Poids du corbeau | P_{corb} | $\gamma_b E_{corb} H_{corb}$ | $L_p + E_{mf} + E_{mgs} + \frac{E_{corb}}{2}$ | (I) x (II) | 1,35 | 1,00 |
| Poids dalle de transition | P_{dt} | $\frac{1}{2} \gamma_b E_{dt} L_{dt}$ | $L_p + E_{mf} + E_{mgs} + \frac{E_{corb}}{2}$ | (I) x (II) | 1,35 | 1,00 |
| Poids du remblai sur le talon | P_t | $\gamma H_r L_t$ | $L_p + E_{mf} + \frac{L_t}{2}$ | (I) x (II) | 1,35 | 1,00 |
| Poids du remblai sur le patin | Poids des terres sur le patin négligeable, patin soumis uniquement à la réaction du sol | | | | | |
| Poids du tablier | P_{pt} | $\frac{g_t I_p}{2}$ | $L_p + 0,50$ | (I) x (II) | 1,35 | 1,00 |
| Poussée des terres sur la culée | F_t | $\frac{1}{2} K_a \gamma H_r^2$ | $\frac{H_r}{3}$ | (I) x (II) | 1,35 | 1,00 |
| Poussée due au poids de la dalle de transition | F_t | $K_a \gamma_b E_d H_r$ | $\frac{H_r}{2}$ | (I) x (II) | 1,35 | 1,00 |
| Butée sur le patin | Butée nulle du fait du poids des terres sur le patin négligé | | | | | |

Tableau 42 : Actions et sollicitations sur la culée dues aux charges permanentes

| Désignation | Symbole | Intensité (KN/ml) | Bras de levier (m) | Moment fléchissant (KN.m/ml) | Intensité ELU (KN/ml) | Intensité ELS (KN/ml) | Moment ELU (KN.m/ml) | Moment ELS (KN.m/ml) |
|--|------------|-------------------|--------------------|------------------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| Poids de semelle | P_s | 137,50 | 2,50 | 343,75 | 185,63 | 137,50 | 464,06 | 343,75 |
| Poids du voile | P_v | 163,79 | 2,50 | 409,48 | 221,12 | 163,79 | 552,79 | 409,48 |
| pois du garde-grève | P_{gg} | 8,63 | 3,15 | 27,17 | 11,64 | 8,63 | 36,68 | 27,17 |
| Poids du corbeau | P_{corb} | 3,38 | 3,45 | 11,64 | 4,56 | 3,38 | 15,72 | 11,64 |
| Poids dalle de transition | P_{dt} | 16,13 | 3,45 | 55,63 | 21,77 | 16,13 | 75,10 | 55,63 |
| Poids du remblai sur le talon | P_t | 284,24 | 4,00 | 1136,96 | 383,72 | 284,24 | 1534,90 | 1136,96 |
| Poids du tablier | P_{pt} | 178,92 | 2,50 | 447,31 | 241,55 | 178,92 | 603,87 | 447,31 |
| Poussée due au remblai sur la culée | F_t | 218,81 | -2,74 | -598,50 | 295,39 | 218,81 | -807,98 | -598,50 |
| Poussée due au poids de la dalle de transition | F_t | 17,75 | -4,10 | -72,82 | 23,96 | 17,75 | -98,30 | -72,82 |

V.2.2. Charges d'exploitations

Tableau 43 : Formules de calcul des actions et sollicitations sur la culée dues aux charges d'exploitations

| Désignation | Symbole | Intensité (I) | Bras de levier (II) | Moment fléchissant | Pondération | |
|--|----------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------|-------------|------|
| | | | | | ELU | ELS |
| Surcharges sur remblai | P_q | qL_t | $L_p + E_{mf} + \frac{L_t}{2}$ | (I)x(II) | 1,60 | 1,20 |
| Charges de trottoirs | P_{tr} | $\frac{q_{tr}l_{tr}L}{L_{mf}}$ | $L_p + 0,50$ | (I)x(II) | 1,60 | 1,20 |
| Charges de chaussée (Bc) | P_{ch} | $\frac{R_{Bc}}{L_{mf}}$ | $L_p + 0,50$ | (I)x(II) | 1,60 | 1,20 |
| Poussée due aux surcharges sur remblai | F_q | $K_a q H_r$ | $\frac{H_r}{2}$ | (I)x(II) | 1,60 | 1,20 |
| Force de freinage | F_{fr} | $\frac{P_{Bc}}{L_{mf}}$ | $H_{mf} + E_s$ | (I)x(II) | 1,60 | 1,20 |

Tableau 44 : Actions et sollicitations sur la culée dues aux charges d'exploitations

| Désignation | Symbole | Intensité (KN/ml) | Bras de levier (m) | Moment fléchissant (KN.m/ml) | Intensité ELU (KN/ml) | Intensité ELS (KN/ml) | Moment ELU (KN.m/ml) | Moment ELS (KN.m/ml) |
|--|----------|-------------------|--------------------|------------------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|----------------------|
| Surcharges sur remblai | P_q | 20,00 | 4,00 | 80,00 | 32,00 | 24,00 | 128,00 | 96,00 |
| Charges de trottoirs | P_{tr} | 1,46 | 2,50 | 3,64 | 2,33 | 1,75 | 5,82 | 4,37 |
| Charges de chaussée (Bc) | P_{ch} | 46,37 | 2,50 | 115,92 | 74,19 | 55,64 | 185,48 | 139,11 |
| Poussée due aux surcharges sur remblai | F_q | 23,66 | -4,65 | -110,10 | 37,86 | 28,40 | -176,17 | -132,12 |
| Force de freinage | F_{fr} | 16,04 | -7,06 | -113,20 | 25,67 | 19,25 | -181,12 | -135,84 |

V.3. Justification de la résistance interne de la culée

Les éléments structuraux de la culée sont justifiés suivant les règles du BAEL à l'ELS.

V.3.1. Justification du mur de front

V.3.1.1. Evaluation des sollicitations

Elles sont calculées au centre de gravité de la section du voile et sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 45 : Sollicitations s'exerçantes sur le mur de front

| Désignation | Symbole | Bras de levier (m) | Effort normal ELS (KN/ml) | Effort tranchant ELU (KN/ml) | Moment fléchissant ELS (KN.m/ml) |
|--|------------|--------------------|---------------------------|------------------------------|----------------------------------|
| Charges permanentes | | | | | |
| Poids du voile | P_v | 0,00 | 148,90 | - | 0,00 |
| poids du garde-grève | P_{gg} | 0,65 | 8,63 | - | -5,61 |
| Poids du corbeau | P_{corb} | 0,80 | 3,38 | - | -2,70 |
| Poids dalle de transition | P_{dt} | 0,90 | 16,13 | - | -14,51 |
| Poids du remblai au-dessus de la dalle de transition | P_{rdt} | 0,95 | 32,25 | - | -30,64 |
| Poids du tablier | P_{pt} | 0,00 | 178,92 | - | 0,00 |
| Poussée due au remblai sur le voile | F_t | 2,37 | - | 227,00 | 398,29 |
| Poussée due au poids de la dalle de transition | F_t | 3,18 | - | 21,43 | 50,45 |
| Charges d'exploitation | | | | | |
| Charges de trottoirs | P_{tr} | 0,00 | 16,34 | - | 0,00 |
| Charges de chaussée (Bc) | P_{ch} | 0,00 | 55,64 | - | 0,00 |
| Poussée due aux surcharges sur remblai | F_q | 3,553 | - | 37,86 | 100,89 |
| Force de freinage | F_{fr} | 5,956 | - | 80,00 | 357,36 |
| TOTAL | | | 460,18 | 366,29 | 853,53 |

V.3.1.2. Calcul des armatures

✓ Calcul des armatures de flexion composée

Le calcul est mené en flexion composée à l'état limite de service en fissuration préjudiciable. Il est calculé par mètre linéaire comme un mur de soutènement encastré dans la semelle. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

| Armatures de flexion composée du mur de front selon le BAEL 91 mod 99 | | | Unités |
|---|---|---|--|
| Données et hypothèses | | | |
| Base | b | 1,00 | m |
| Hauteur | h | 1,00 | m |
| Hauteur utile aciers tendus | d = 0,9h | 0,90 | m |
| Type de fissuration | Fissuration préjudiciable (FP) | | |
| Principe de justification | Etat Limite de Service (ELS) | | |
| Effort normal maximal | N_{ser} | 0,460 | MN/ml |
| Moment fléchissant | M_{ser} | 0,854 | MN.m/ml |
| Limite d'élasticité des aciers | f_e | 500 | Mpa |
| Résistance à la compression du béton | f_{c28} | 35 | Mpa |
| Contrainte admissible du béton | $\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28}$ | 21 | Mpa |
| Résistance traction du béton | $f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28}$ | 2,7 | Mpa |
| Contrainte admissible des aciers | $\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; M \max\left(0,5f_e; 110\sqrt{\eta.f_{t28}}\right)\right\}$ | 250,00 | Mpa |
| Hypothèse: section partiellement comprimée | | | |
| Paramètre de déformation | $\bar{\alpha}_{ser} = \frac{15\bar{\sigma}_s}{15\bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_s}$ | 0,558 | - |
| Moment résistant | $M_{resrb} = \frac{bd^2\bar{\sigma}_s\bar{\alpha}_{ser}}{2}\left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$ | 3,861 | MN.m/ml |
| Vérification | $M_{ser} \leq M_{resrb}$??? | Oui, donc il n'y a pas d'armatures comprimées | |
| Excentricité | $e = M_{ser} / N_{ser}$ | 1,855 | m |
| Moment de flexion fictif | $M_{ficif} = M_{ser} + N_{ser}\left(d - \frac{h}{2}\right)$ | 1,038 | MN.m/ml |
| Bras de levier | $Z = d \cdot \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_{ser}}{3}\right)$ | 0,733 | m |
| Section des aciers tendus fictifs | $A_{ficif} = \frac{M_{ficif}}{Z \cdot \bar{\sigma}_s}$ | 56,64 | cm ² /ml |
| Section d'aciers réellement tendus (côté remblai) | $A_{ser} = A_{ficif} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s}$ | 38,23 | cm ² /ml |
| Section minimale d'aciers tendus (côté remblai) | $A_{min} = \max\{0,2\%B; 4u\}$ | 20,00 | cm ² /ml |
| CHOIX D'ACIERS PRINCIPAUX | 8HA 25 ; soit esp = 12cm | 39,27 | cm²/ml |
| Dispositions constructives | | | |
| Section d'aciers de répartition horizontale (côté remblai) | $A_H \geq 0,10.h$ 7HA 14; soit esp = 16cm | 10,00 10,78 | cm ² /ml cm ² /ml |
| Section d'aciers de peau, sens vertical (face vue) | $A_V \geq 0,10.h$ 7HA 14; soit esp = 16cm | 10,00 10,78 | cm ² /ml cm ² /ml |
| Section d'aciers de répartition horizontale (face vue) | $A_H \geq 0,075.h$ 7HA 12; soit esp = 16cm | 7,50 7,92 | cm ² /ml cm ² /ml |

| Vérification de l'hypothèse d'une section partiellement comprimée et des contraintes Acier-Béton | | | |
|--|--|--------|----------------|
| Calcul des paramètres | $c = 0,5h - e$ | -1,35 | m |
| | $p = -3c^2 + 90A_s \cdot \frac{d-c}{b}$ | -4,71 | m ² |
| | $q = -2c^3 - 90A_s \cdot \frac{(d-c)^2}{b}$ | 3,18 | m ³ |
| On résoud l'équation | $s^3 + ps + q = 0$ | - | - |
| On calcul le discriminant | $\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27}$ | -5,38 | m ⁶ |
| Solutions "s" de l'équation $s^3 + ps + q = 0$ | $\varphi[^\circ] = \arccos\left(\frac{3q}{2p}\sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$ | 143,85 | [°] |
| | $s_1 = \left(2\sqrt{\frac{-p}{3}}\right) \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$ | 1,68 | m |
| | $s_2 = \left(2\sqrt{\frac{-p}{3}}\right) \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right)$ | -2,45 | m |
| | $s_3 = \left(2\sqrt{\frac{-p}{3}}\right) \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right)$ | 0,77 | m |
| Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure | $y_{ser} = s + c$ | 0,32 | m |
| Moment quadratique | $I_{ser} = \frac{b.y_{ser}^3}{3} + 15A_{ser} \cdot (d - y_{ser})^2$ | 0,03 | m ⁴ |
| Contrainte normale du béton comprimé | $\sigma_b = \frac{s \cdot N_{ser}}{I_{ser}} \cdot y_{ser}$ | 8,10 | Mpa |
| Contrainte normale des armatures tendues | $\sigma_{st} = 15 \cdot \frac{s \cdot N_{ser}}{I_{ser}} \cdot (d - y_{ser})$ | 216,37 | MPa |
| <p>CONCLUSION $\sigma_{st} \geq 0$ Par conséquent, la section est effectivement partiellement comprimée. Par ailleurs, les contraintes dans le béton et dans les aciers demeurent inférieures aux contraintes admissibles. $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s$ Les résultats précédents restent donc comme tels</p> | | | |

✓ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

Il faut vérifier $\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b.d} \leq \tau_{\max} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot V_{u\max} = 366,29 \text{ kN}$,

On a $\tau_u = \frac{366,29}{0,9 \times 0,9 \times 1000} = 0,452 \text{ MPa}$ et $\tau_{\max} = 0,07 * \frac{35}{1,5} = 1,63 \text{ MPa}$

On obtient $\tau_u \leq \tau_{\max}$, il n'est donc pas nécessaire d'utiliser des armatures d'efforts tranchant.

V.3.2. Justification de la semelle de liaison

La semelle a été calculée sur le logicielle CYPE. Sa modélisation et son plan de ferrailage Se trouvent à l'ANNEXE IV.

V.4.2. Etat ultime de stabilisation d'ensemble

Les pieux ont un caractère stabilisant. Donc notre culée sur pieux sera stable.

VI. Equipements connexes et protection de l'ouvrage

Considérés comme accessoires, les équipements jouent un rôle fondamental dans la conception, le calcul et la vie de l'ouvrage. Ce sont eux qui permettent au pont d'assurer sa fonction vis-à-vis des usagers. Par leurs poids, ils représentent un des éléments du dimensionnement et du calcul de structure ; par leurs dimensions géométriques, ils influent sur la conception de la structure. Un certain nombre d'équipements conditionne le bon fonctionnement et la durabilité de la structure. Ce sont les revêtements, les trottoirs, les dispositifs de retenue, les appareils d'appui, les bossages, les joints de chaussées, les corniches, les dispositifs d'évacuation des eaux. Ils feront l'objet d'étude dans les lignes qui suivent.

VI.1. Les revêtements du tablier

VI.1.1. Couche d'étanchéité

Le béton est un matériau poreux et n'est jamais étanche. Pour protéger les armatures contre la corrosion, on pose une chape épaisse de 3 cm à base d'asphalte coulée à chaud en bicouches.

VI.1.2. Couche de roulement

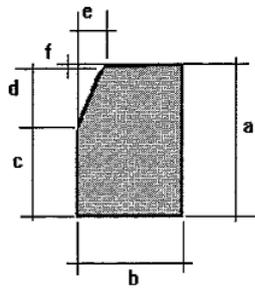
La couche de roulement apporte un bon uni (confort) à la surface roulante et offre une bonne capacité antidérapante (sécurité des usagers). Elle est constituée du béton bitumineux de 5 cm d'épaisseur.

VI.2. Trottoirs

Les trottoirs ont pour rôle de protéger les piétons contre la circulation des véhicules et ceci en les isolant par une simple surélévation de 20 cm. Leur largeur est prise égale à 1,10 m. Ils comprennent, de la chaussée vers l'extérieur, une bordure de trottoir de type T4, trois fourreaux en PVC Ø100 nécessaires pour faire passer les câblages d'électricité ou de diverses

communications (téléphone, internet, ...) et une corniche. Les trottoirs seront remplis de béton dosé à 350 kg/m³ de ciment ou de gros béton.

Tableau 46 : Caractéristiques géométriques et dimensions des bordures de trottoirs préfabriquées



| Type | a (cm) | b (cm) | c (cm) | d (cm) | e (cm) | f (cm) | Masse (kg/m) |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------------|
| T1 | 20 | 12 | 10 | 10 | 2 | 0,4 | 56 |
| T2 | 25 | 15 | 11 | 14 | 3 | 0,5 | 86 |
| T3 | 28 | 17 | 14 | 14 | 3 | 0,6 | 108 |
| T4 | 30 | 20 | 16 | 14 | 3 | 0,7 | 137 |
| T5 | 30 | 24 | 16 | 14 | 3 | 0,8 | 165 |

VI.3. Dispositifs de retenues

Ce sont des équipements, placés sur les bords latéraux du pont destinés à retenir et à rediriger les piétons, les engins à deux roues, les véhicules légers, les poids lourds ou tout autre usager en perte de contrôle. Ces mesures curatives font suite aux dispositions préventives à savoir : la réglementation du code de la route, les signalisations routières, les contrôles techniques périodiques, l'amélioration du tracé de la route, ...

Quel dispositif de retenue utiliser pour garantir la sécurité des usagers du pont ? Le choix du dispositif dépend du statut de route, de l'utilisateur (danger potentiel) à retenir, du niveau de sécurité à assurer. On distingue deux cas :

✓ Protection latérale pour l'ouvrage d'art

Le pont sera équipé d'une barrière normale métallique BN4 (niveau H « Haut ») pour la retenue des poids lourds sur les bords latéraux et qui permet la sécurité.

✓ Protection latérale pour les voies d'accès

Des glissières de sécurité pour la retenue (niveau N « Normal ») des véhicules légers seront disposées sur les accotements de part et d'autre du pont sur des longueurs d'une centaine de mètres du fait des dénivellations (remblais) importantes.

VI.4. Les appareils d'appuis

Les appareils d'appui jouent un rôle structural assez important. De nos jours, certains ne les considèrent plus comme un équipement même un élément principal de la structure tel que les appuis ou les fondations. Le dimensionnement des appareils d'appui nécessite une étude assez complexe puisque les appareils d'appui sont souvent associés aux appuis et aux fondations (notamment en ce qui concerne la répartition des efforts horizontaux sur les appuis). On distingue quatre types d'appareils d'appui : les appareils d'appui en béton, les appareils d'appui en élastomère fretté, les appareils d'appui spéciaux, les appareils d'appui métalliques. [MONGI BEN OUEZDOU, 2012].

Les appareils d'appui métalliques sont plus utilisés pour des ouvrages métalliques. Tant dis que les appareils d'appui spéciaux sont utilisés pour des grands ouvrages. Nous choisirons pour notre pont les appareils d'appui en élastomère fretté qui sont plus souple que les appareils d'appui en béton et sont plus facilement mise en œuvre, réglable et contrôlable.

Le tablier du pont repose sur ses appuis (pile et culées) par l'intermédiaire des appareils d'appui. Ils sont conçus pour transmettre à la fois des efforts verticaux et horizontaux d'après le guide technique du SETRA [*Appareils d'appui en élastomère fretté - Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, (Juillet 2007)*]. Les appareils d'appui à mettre en place sont de type B, appareils d'appui comportant au moins deux frettes et entièrement enrobés.

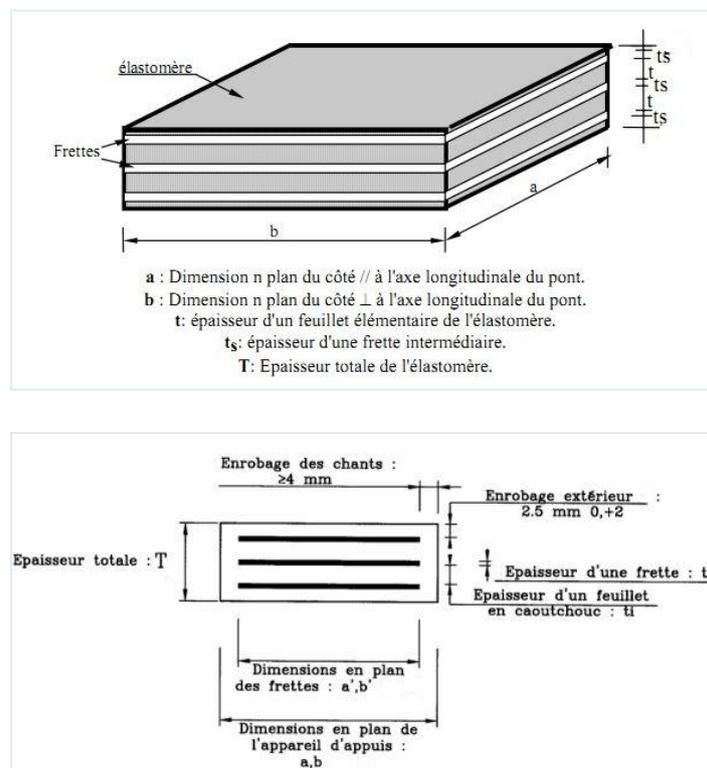


Figure 9: Constitution type d'un appareil d'appui de type B selon la norme NF EN 1337-3

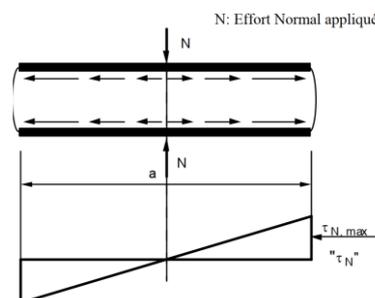


Figure 79 : Répartition des contraintes de cisaillement sous l'effet de la compression

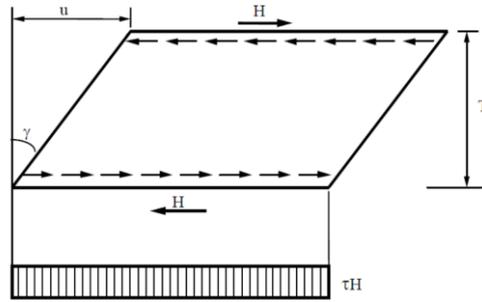


Figure 80 : Répartition des contraintes de cisaillement sous l'effet de la distorsion

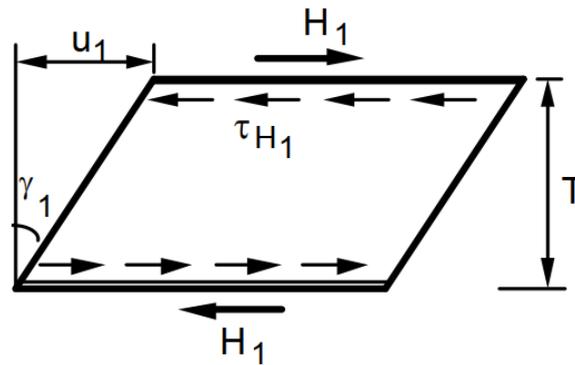


Figure 81 : Effet de la déformation u_1

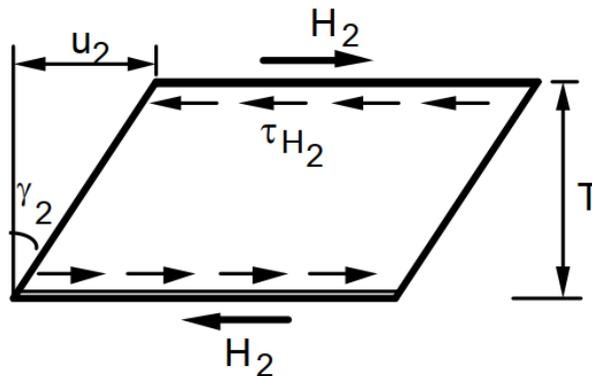


Figure 82 : Effet de l'effort dynamique H_2

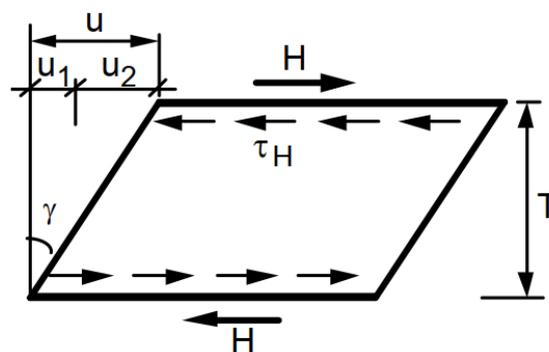


Figure 83 : Effet d'une déformation totale conventionnelle u

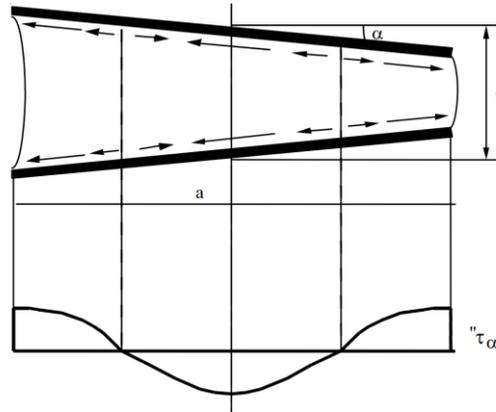


Figure 84 : Variation des contraintes de cisaillement dues à la rotation

ANNEXE II : Etude Structurale de la Chaussée des Rampes d'Accès

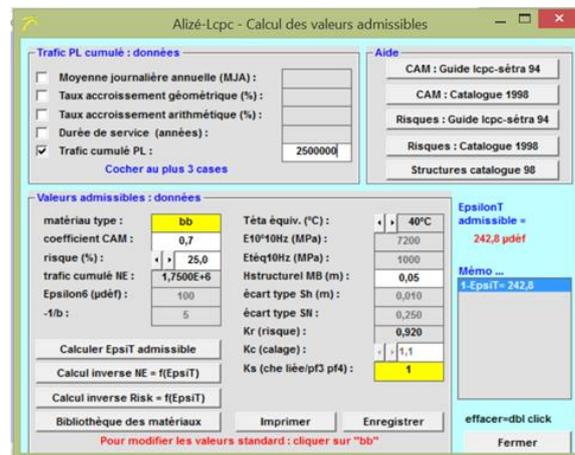


Figure 1 : Valeur limite admissible de la déformation horizontale $\epsilon_{h,ad}$ de BB sur Alizé

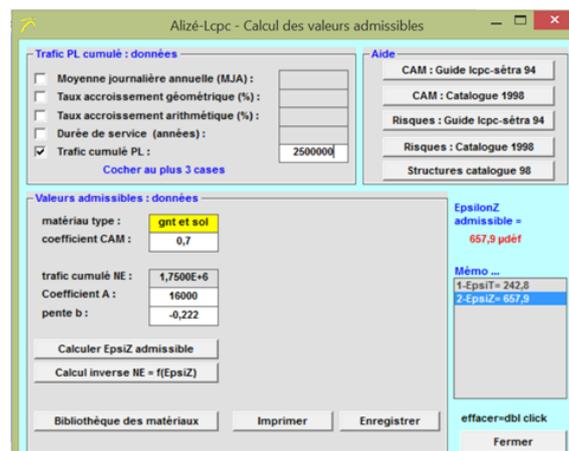


Figure 2 : Valeur limite admissible de la déformation verticale $\epsilon_{z,ad}$ pour GNT et Sol sur Alizé

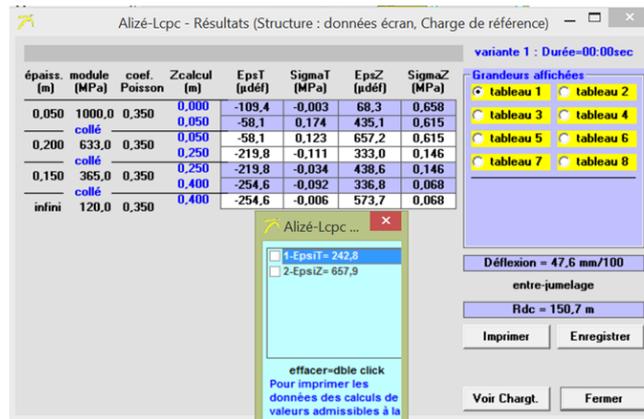


Figure 3 : Vérification des contraintes et déformation sur Alizé de la variante 1 (initiale)

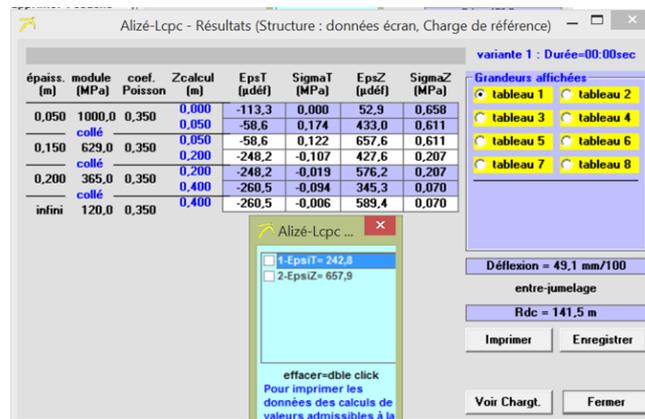


Figure 4 : Vérification des contraintes et déformation sur Alizé de la variante 2

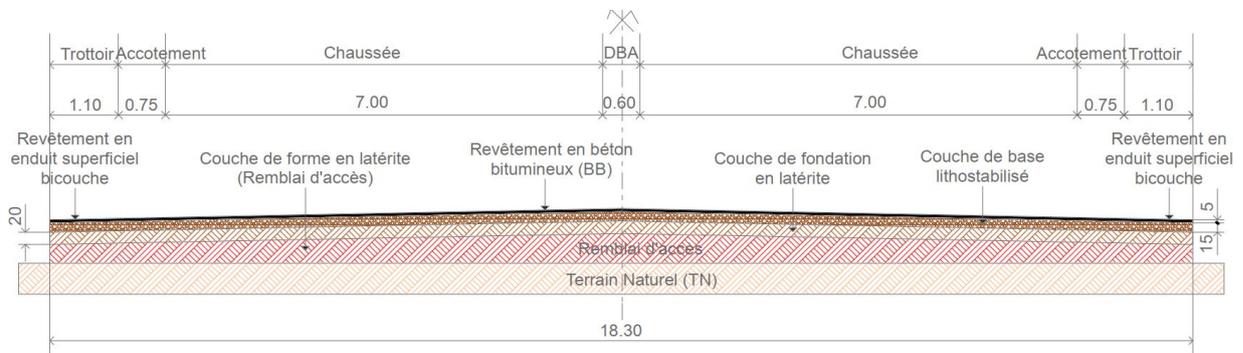


Figure 5 : Coupe transversale de la chaussée des rampes d'accès

ANNEXE III : Devis Quantitatif et Estimatif

| N° | Désignation | Unités | Quantité | Prix unitaire (FCFA) | Prix total HT (FCFA) |
|--|--|----------------|-----------|----------------------|----------------------|
| 100 | TRAVAUX GENERAUX | | | | |
| 101 | Installations et repli de chantier | ff | 1 | 250 000 000 | 250 000 000 |
| 102 | Etudes d'exécution | ff | 1 | 100 000 000 | 100 000 000 |
| 103 | Equipelement administration et mission de contrôle (véhicules) | u | 3 | 114 099 872 | 342 299 616 |
| 104 | Implantation - Piquetage | ff | 1 | 5 000 000 | 5 000 000 |
| 105 | Suivi et contrôle d'exécution | ff | 1 | 100 000 000 | 100 000 000 |
| TOTAL SERIE 100: TRAVAUX GENERAUX | | | | | 797 299 616 |
| 200 | TABLIER | | | | |
| 201 | Béton armée dosé à 400 kg/m ³ pour tablier y/c coffrage | m ³ | 918,57 | 400 000 | 367 428 000 |
| 202 | Béton armé dosé à 400 kg/m ³ pour trottoirs y/c coffrage | m ³ | 29,48 | 400 000 | 11 792 000 |
| 203 | Béton dosé à 400 kg/m ³ pour séparateur DBA | m ³ | 20,10 | 181 404 | 3 646 220 |
| 204 | Bordures de trottoirs type T4 fourniture et pose | ml | 134,00 | 14 384 | 1 927 456 |
| 205 | Chape d'étanchéité | m ² | 519,25 | 16 538 | 8 587 357 |
| 206 | Revêtement du tablier en béton bitumineux | m ² | 519,25 | 15 678 | 8 140 802 |
| 207 | Corniches préfabriquées fourniture et pose | ml | 134,00 | 25 000 | 3 350 000 |
| TOTAL SERIE 200: TABLIER | | | | | 404 871 834 |
| 300 | APPUIS | | | | |
| 301 | Béton armé dosé à 400 kg/m ³ pour les culées (murs de front, garde-grève, muret-cache, corbeau) y/c coffrage | m ³ | 241,37 | 400 000 | 96 548 000 |
| 302 | Béton armé dosé à 400 kg/m ³ pour murs en retour y/c coffrage | m ³ | 31,00 | 400 000 | 12 400 000 |
| 303 | Béton armé dosé à 400 kg/m ³ pour pile (colonnes et chevêtre) y/c coffrage | m ³ | 97,68 | 400 000 | 39 072 000 |
| 304 | Béton armé dosé à 400 kg/m ³ pour bossages d'appui y/c coffrage | m ³ | 2,31 | 400 000 | 924 000 |
| 305 | Béton de propreté dosé à 150kg/m ³ pour dalles de transition | m ³ | 16,08 | 122 129 | 1 963 834 |
| 306 | Béton armé dosé à 400 kg/m ³ pour dalles de transition y/c | m ³ | 48,25 | 400 000 | 19 300 000 |
| TOTAL SERIE 300: APPUIS | | | | | 170 207 834 |
| 400 | FONDACTIONS | | | | |
| 401 | Fouille pour fondation | m ³ | 882,09 | 6 658 | 5 872 955 |
| 402 | Béton de propreté dosé à 150kg/m ³ pour semelles de pile et culées | m ³ | 44,04 | 122 129 | 5 378 561 |
| 403 | Béton armé dosé à 400 kg/m ³ pour semelles de pile et culées y/c coffrage | m ³ | 429,46 | 400 000 | 171 784 000 |
| 404 | Béton armé dosé à 400 kg/m ³ pour pieux | m ³ | 452,39 | 400 000 | 180 956 000 |
| 405 | Forage des pieux | ml | 900,00 | 249 464 | 224 517 600 |
| 406 | Mise en station et recepage des pieux | u | 60,00 | 332 237 | 19 934 220 |
| 407 | Tubes pour contrôle sonore des pieux (3 par pieux) | ml | 2 700,00 | 6 294 | 16 993 800 |
| TOTAL SERIE 400: FONDACTIONS | | | | | 625 437 136 |
| 500 | EQUIPEMENTS DU PONT | | | | |
| 501 | Barrière normale métallique BN4 | ml | 140,00 | 300 000 | 42 000 000 |
| 502 | Joint de chaussée | ml | 91,40 | 517 828 | 47 329 479 |
| 503 | Appareils d'appui en élastomère fretté | Dm3 | 290,88 | 78 673 | 22 884 402 |
| 504 | Fourreaux en PVC Ø100 dans les trottoirs | ml | 402,00 | 13 159 | 5 289 918 |
| 505 | Gargouilles d'évacuation d'eau en Fonte Ø100 | U | 8,00 | 200 000 | 1 600 000 |
| 506 | Barbacanes d'écoulement d'eau | U | 40,00 | 31 000 | 1 240 000 |
| TOTAL SERIE 500: EQUIPEMENTS DU PONT | | | | | 120 343 799 |
| 600 | REMBLAI D'ACCES ET AMENAGEMENTS DIVERS | | | | |
| 601 | Remblais derrière culée | m ³ | 720,00 | 24 973 | 17 980 560 |
| 602 | Remblai pour Atalus | m ³ | 23 334,00 | 15 240 | 355 610 160 |
| 603 | Fourniture et mise en œuvre des blocs d'Atalus pour parement | m ² | 1 397,00 | 115 873 | 161 874 581 |
| 604 | Bordures hautes fil d'eau type T2CS2 de part et d'autre des rampes | ml | 798,00 | 39 156 | 31 246 488 |
| 605 | Glissières de sécurité de part et d'autre des rampes | ml | 798,00 | 60 000 | 47 880 000 |
| 606 | Signalisation | U | 2,00 | 23 882 066 | 47 764 132 |
| TOTAL SERIE 600: REMBLAI D'ACCES ET AMENAGEMENTS DIVERS | | | | | 662 355 921 |
| 700 | CHAUSSEE ET REVETEMENT DES VOIES D'ACCES | | | | |
| 703 | Fabrication, fourniture, transport et mise en œuvre de grave concassée 0/31,5 sur une épaisseur de 26 cm pour couche de base | m ³ | 2 016,50 | 32 600 | 65 737 900 |
| 707 | Fabrication, fourniture, transport et mise en œuvre de béton bitumineux 0/10 d'épaisseur 5 cm pour couche de roulement | m ² | 3 613,00 | 15 678 | 56 644 614 |
| TOTAL SERIE 700: CHAUSSEE ET REVETEMENT DES VOIES D'ACCES | | | | | 122 382 514 |
| 800 | ECLAIRAGE PUBLIC | | | | |
| 801 | Fourniture d'équipement et installation des candelabre simple | U | 40 | 2 372 564 | 94 902 560 |
| 802 | Fourniture d'équipement et installation des luminaires sous pont | U | 16 | 584 792 | 9 356 672 |
| TOTAL SERIE 800: ECLAIRAGE PUBLIC | | | | | 104 259 232 |
| 900 | MESURES ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES | | | | |
| 901 | Plantation d'arbres | U | 100 | 20 000 | 2 000 000 |
| 902 | Prestations de sensibilisation | ff | 1 | 10 000 000 | 10 000 000 |
| 903 | Remise en Etat des zones d'emprunt des matériaux | ff | 1 | 20 000 000 | 20 000 000 |
| 904 | Indemnisation des arbres | U | 50 | 25 000 | 1 250 000 |
| TOTAL SERIE 900: ME SURE S ENVIRONNEMENTALES ET SOCIALES | | | | | 33 250 000 |
| TOTAL GENERAL HT | | | | | 3 040 407 888 |
| TVA (18%) | | | | | 547 273 420 |
| TOTAL GENERAL TTC | | | | | 3 587 681 307 |

ANNEXE IV : Pièces Graphiques de l'Ouvrage

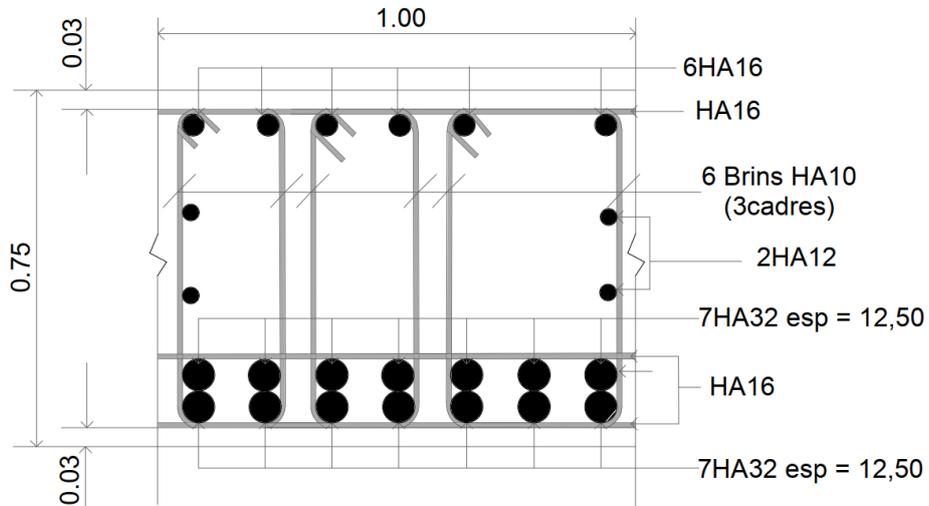


Figure 1 : Ferrailage du tablier sur une bande de 1 m de largeur

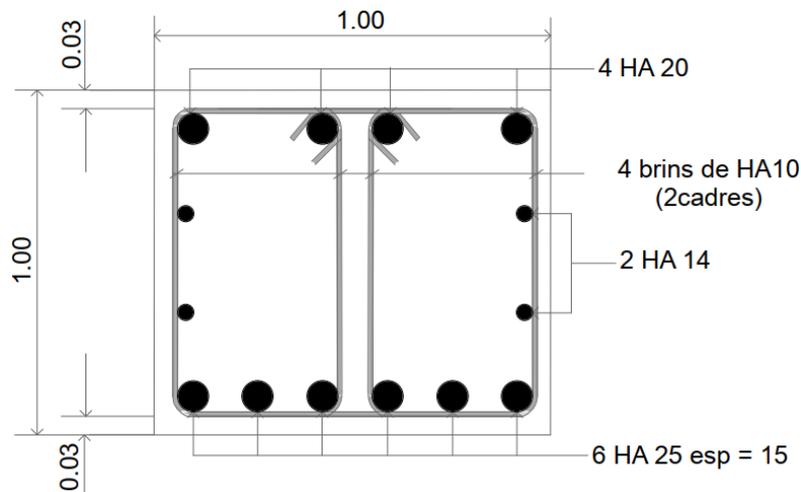


Figure 2 : Ferrailage du chevêtre

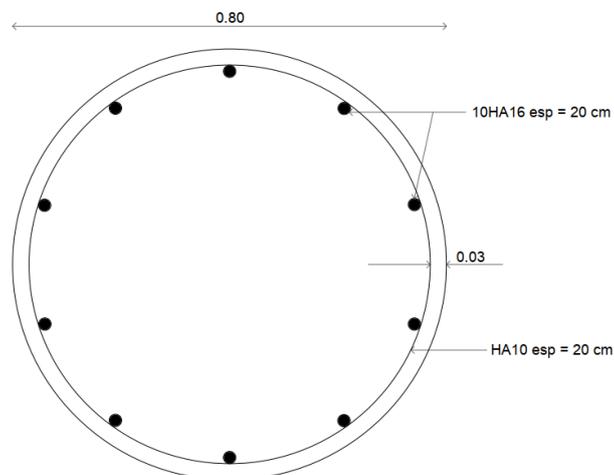


Figure 3 : Coupe transversale d'un fût

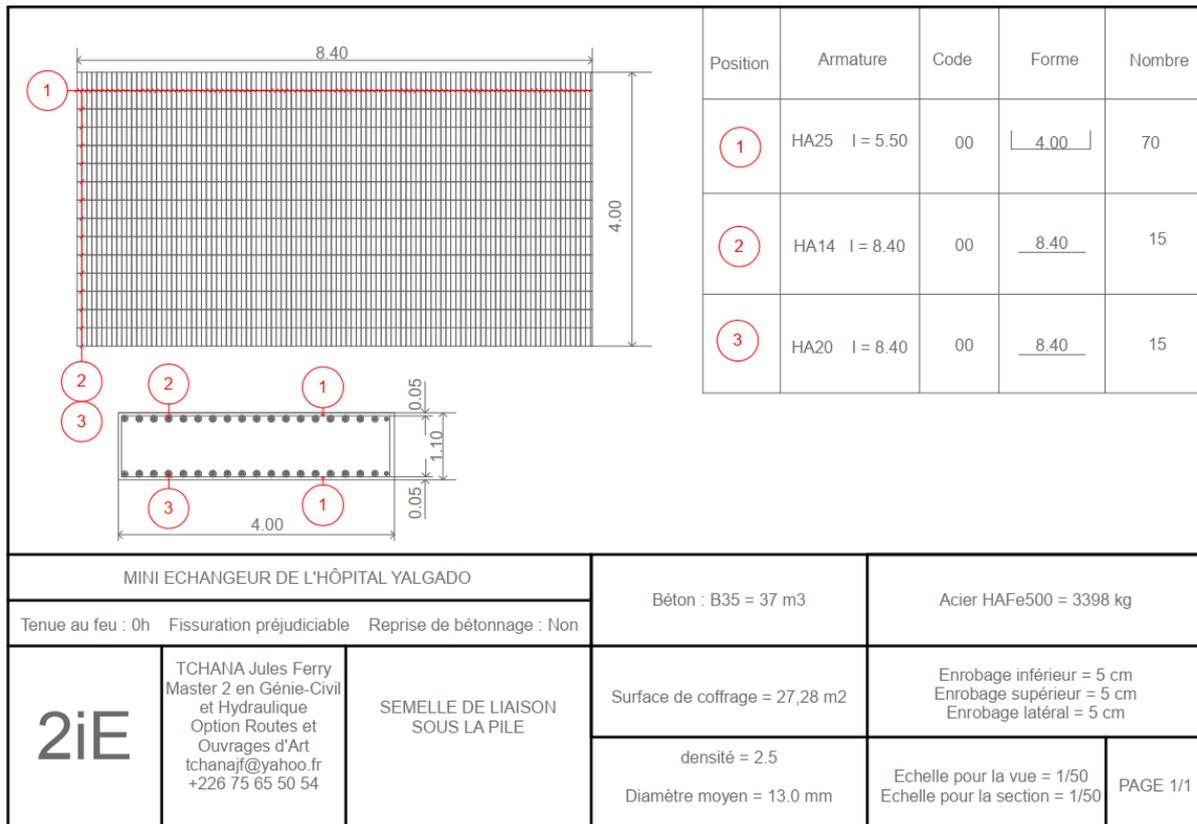


Figure 4 : Ferrailage de la semelle de liaison sous la pile

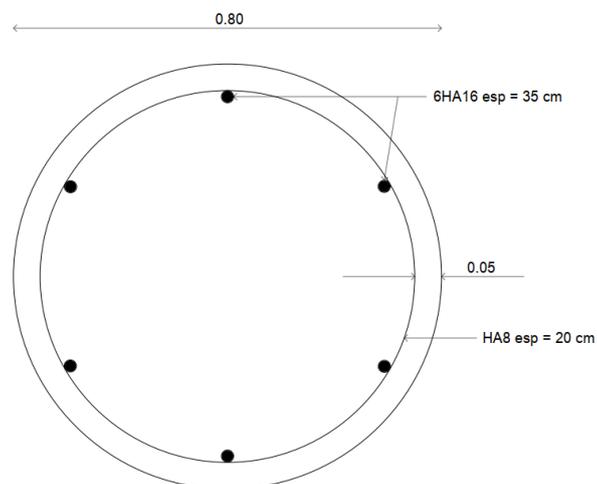


Figure 5 : Ferrailage d'un pieux

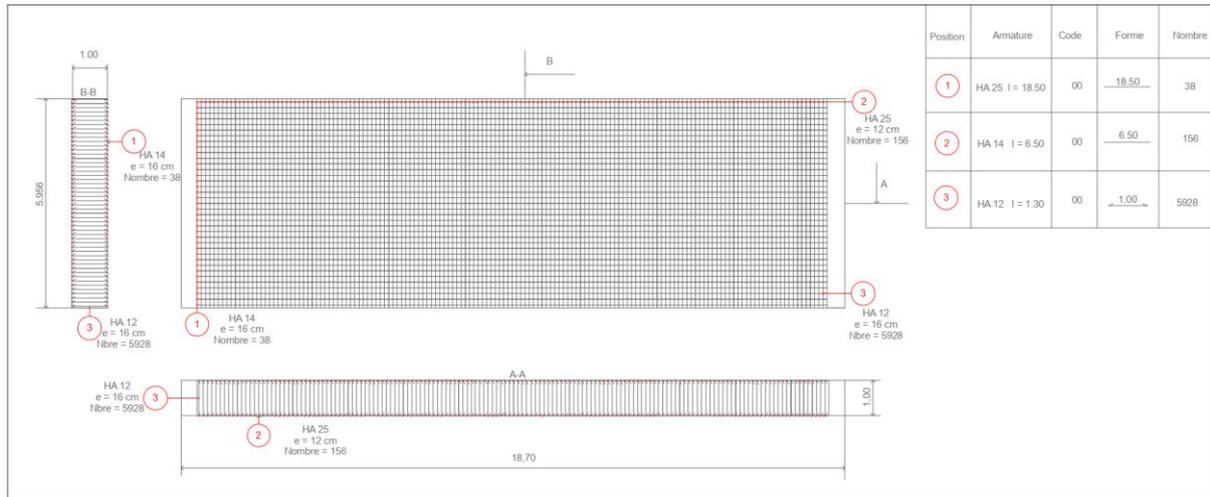


Figure 6 : Ferrailage du mur de front

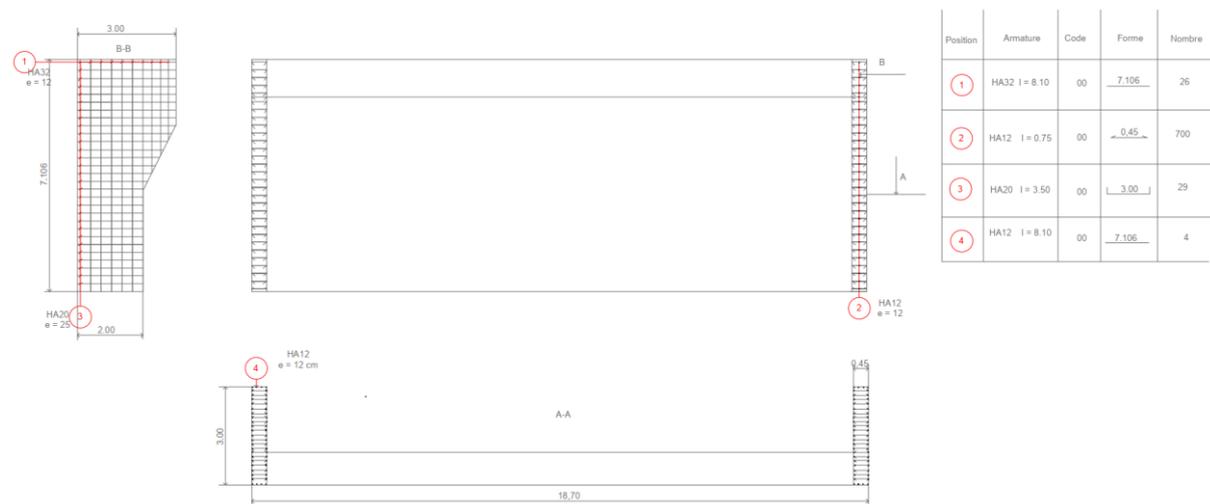


Figure 7 : Ferrailage du mur en retour

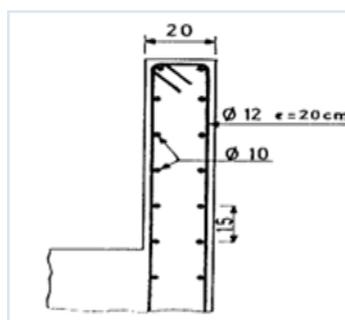


Figure 8 : Ferrailage du mur garde grève

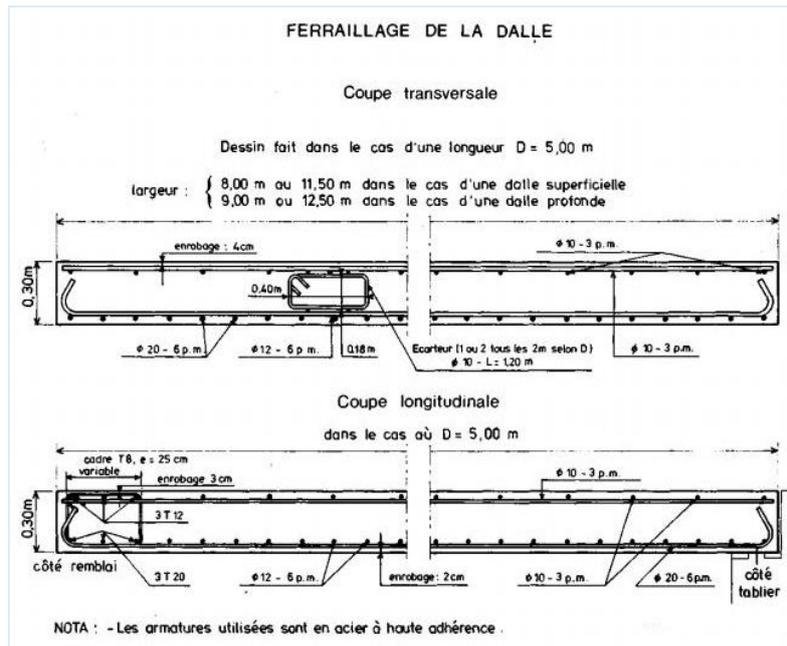


Figure 9 : Ferrailage type de la dalle de transition

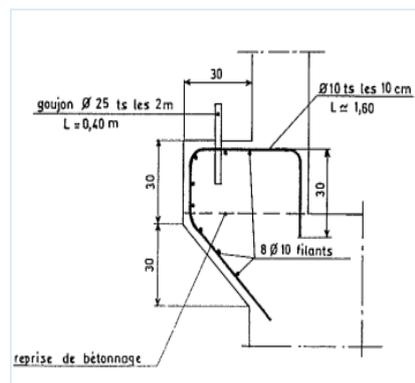


Figure 10: Ferrailage type du corbeau

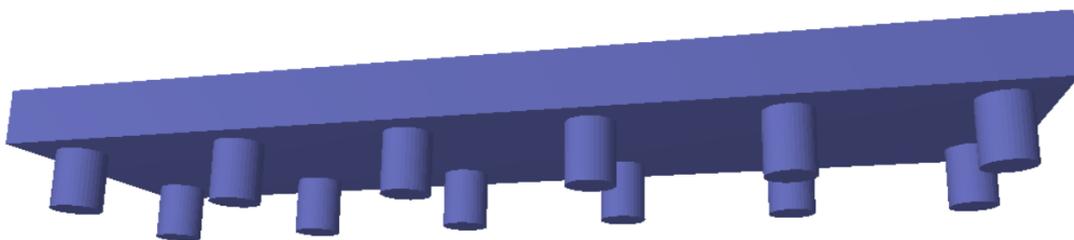


Figure 11 : Modélisation 3D sur CYPE de la semelle de liaison sous la culée

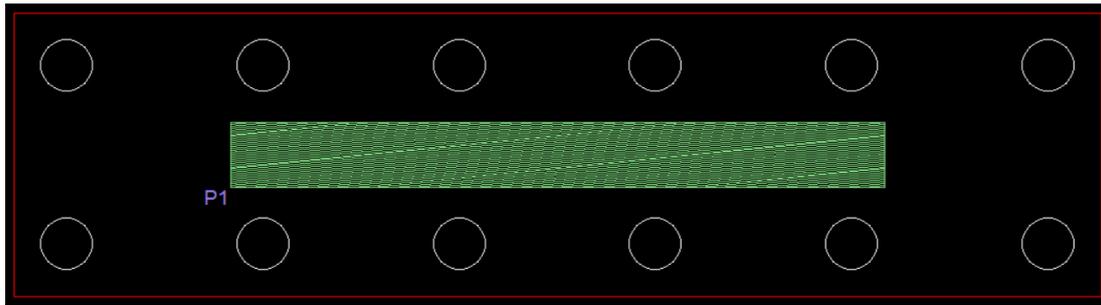


Figure 12 : Modélisation 2D sur CYPE de la semelle de liaison sous culée

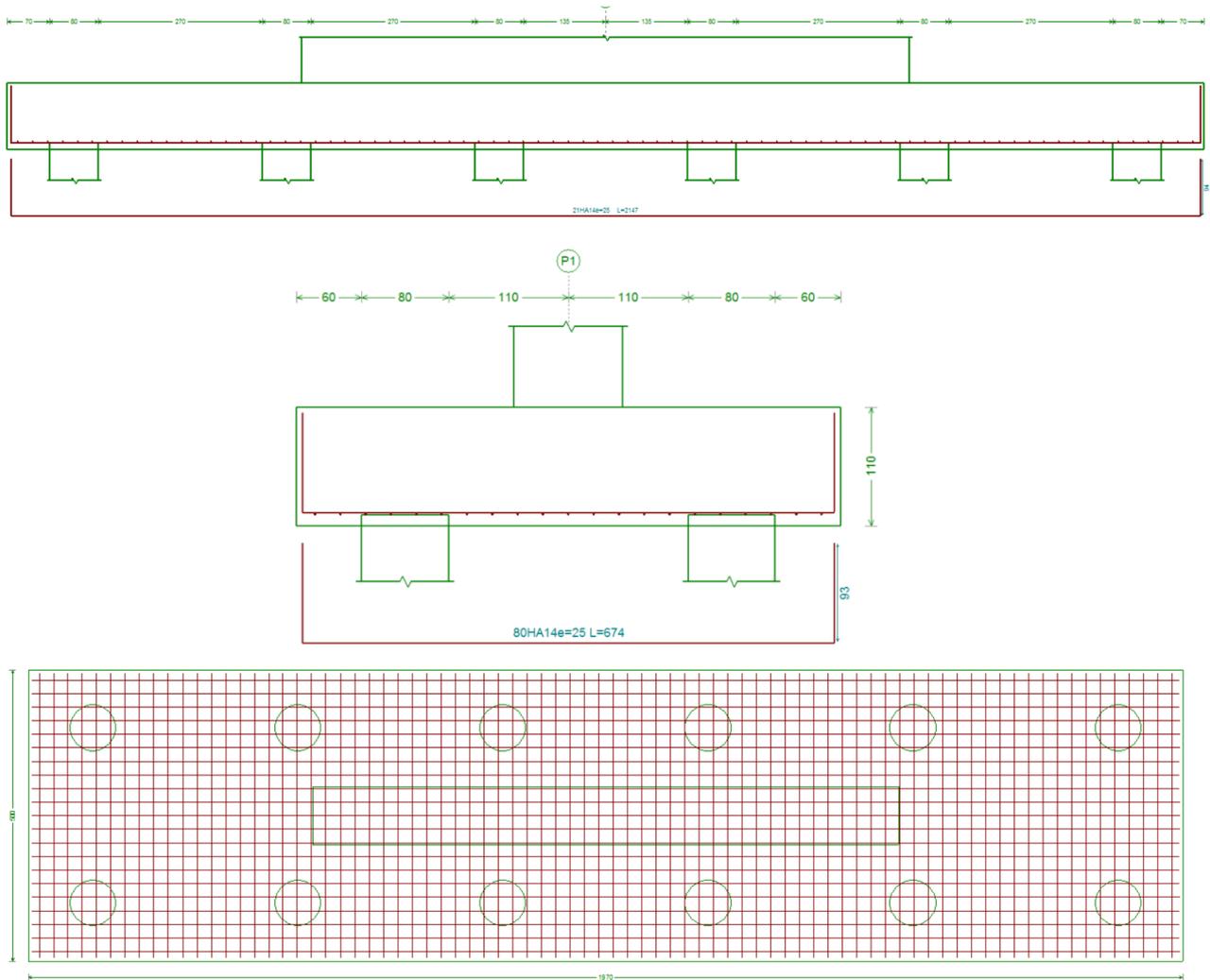
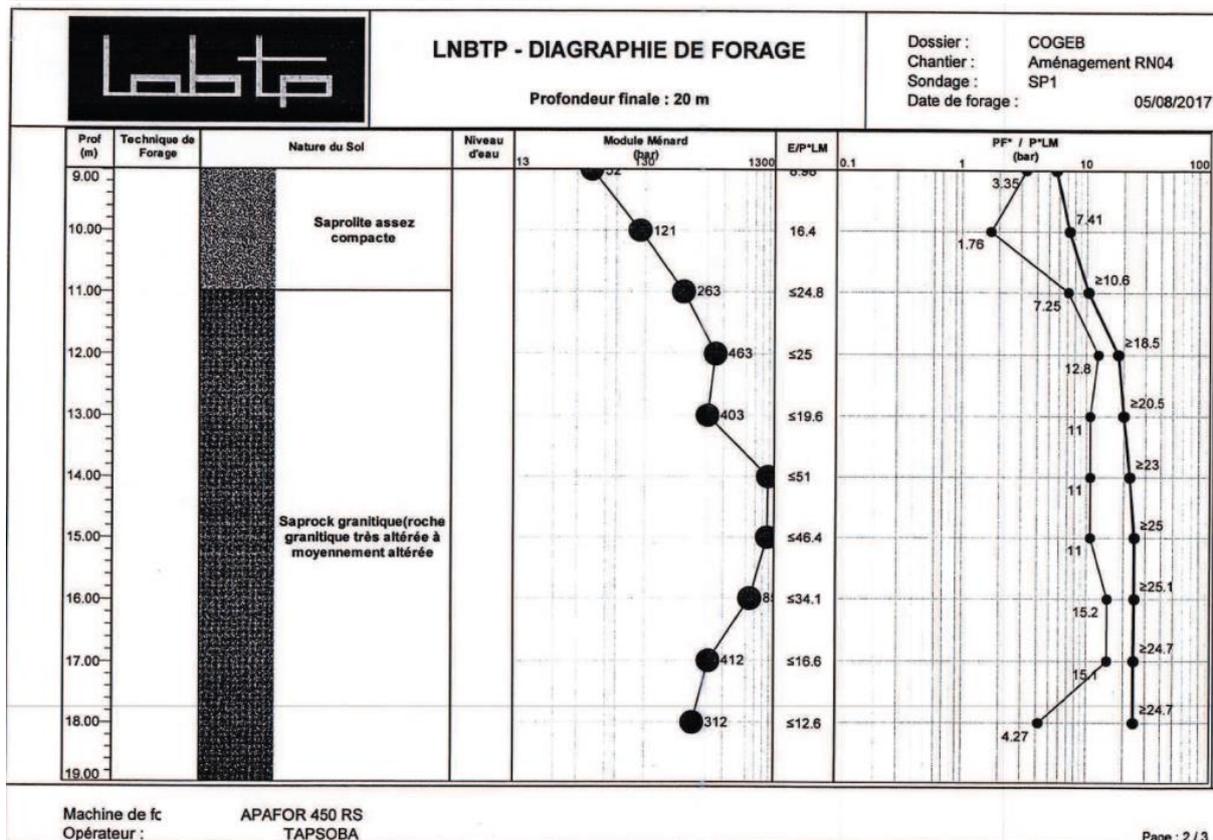
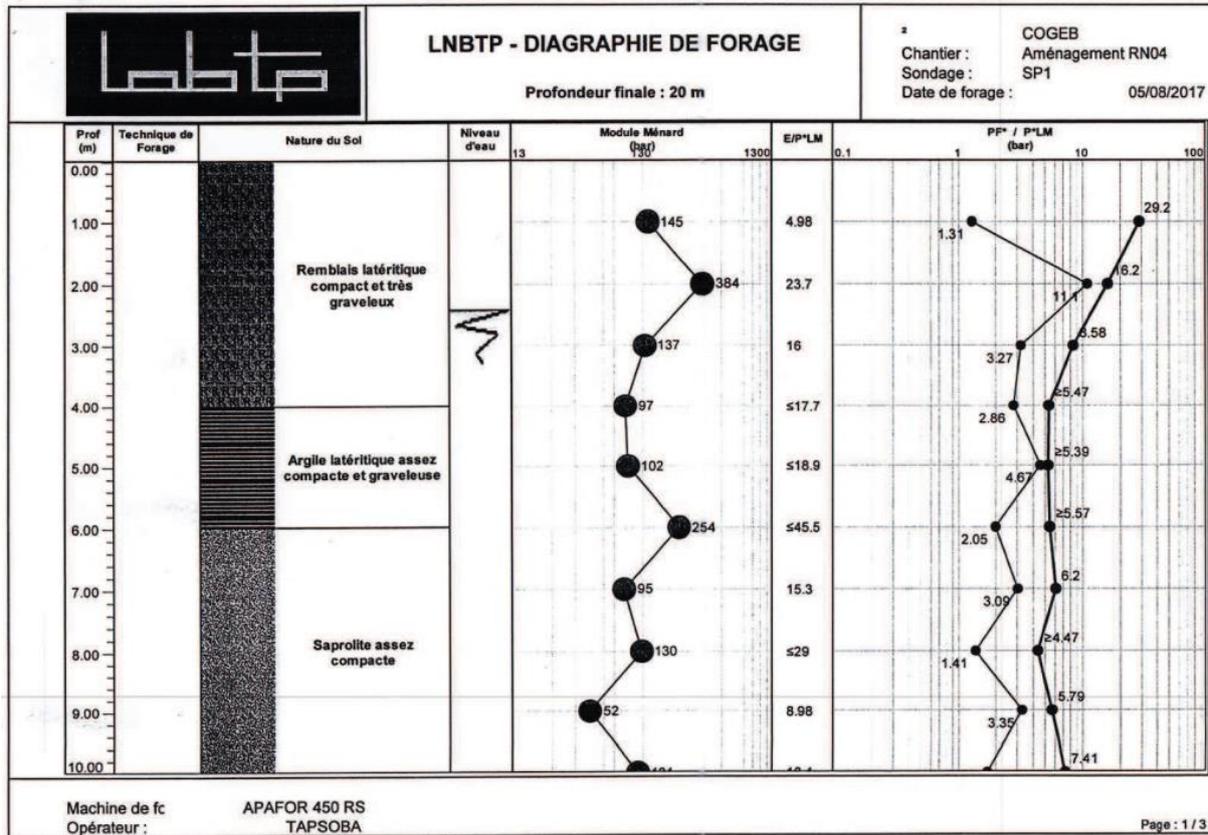
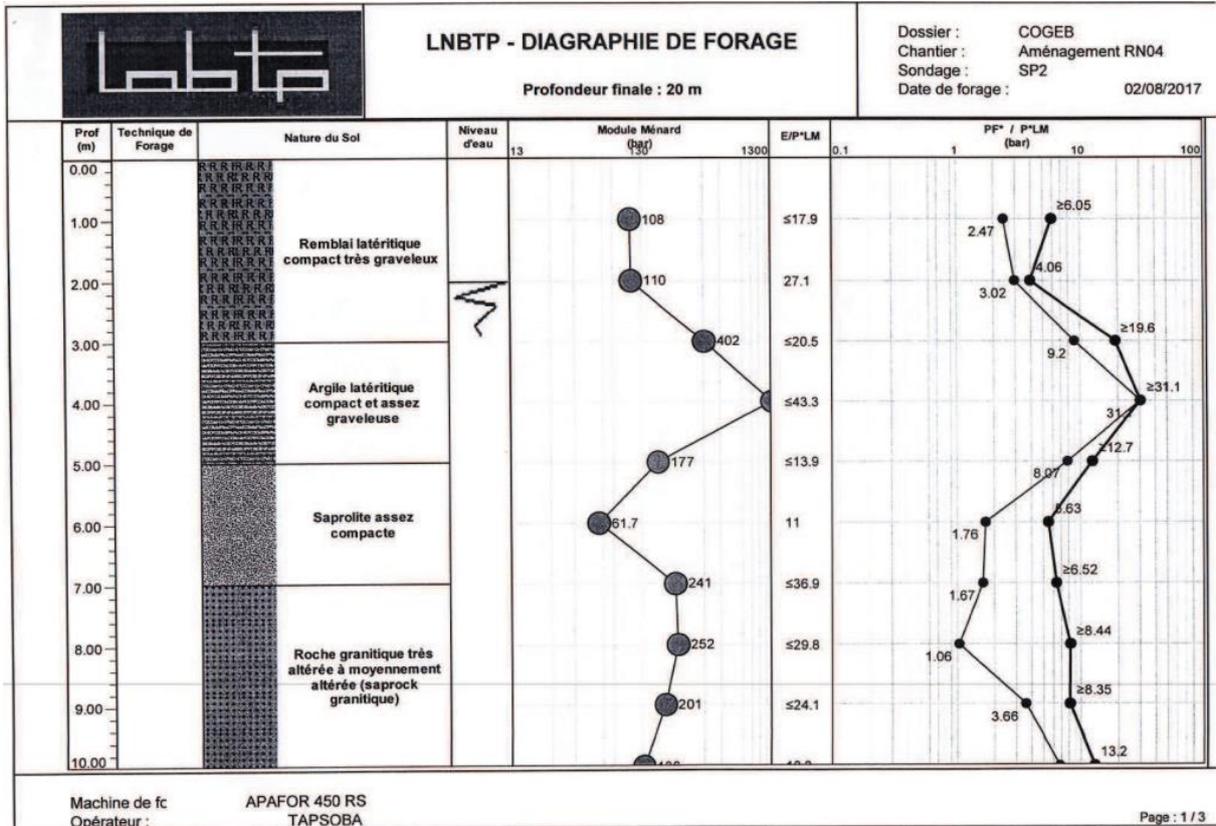
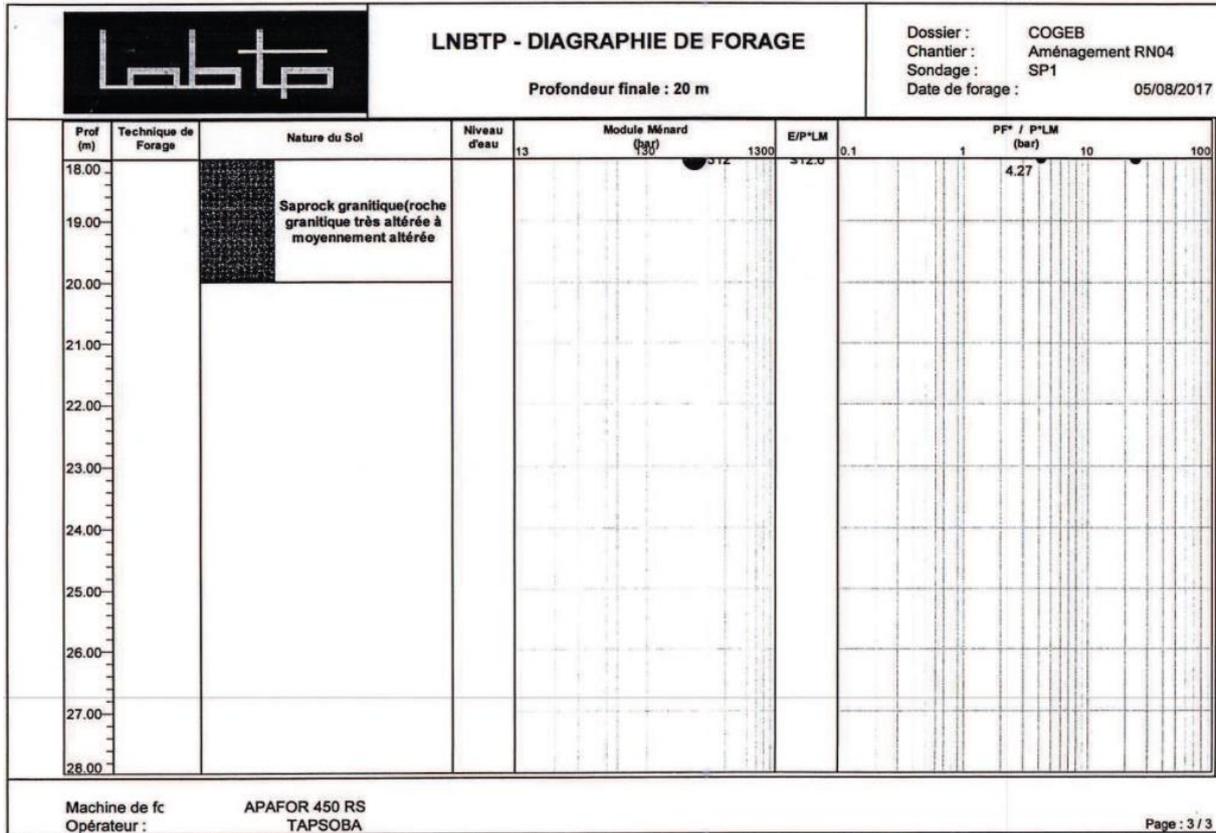
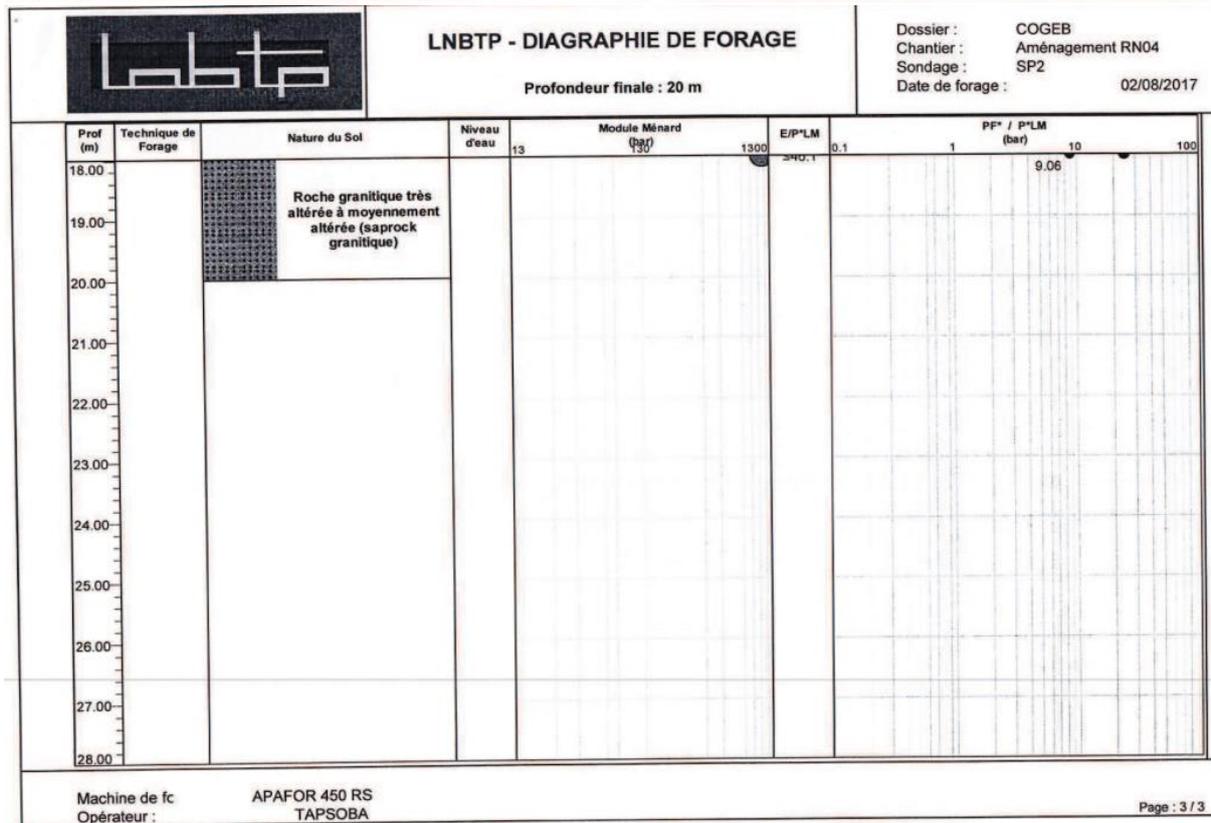
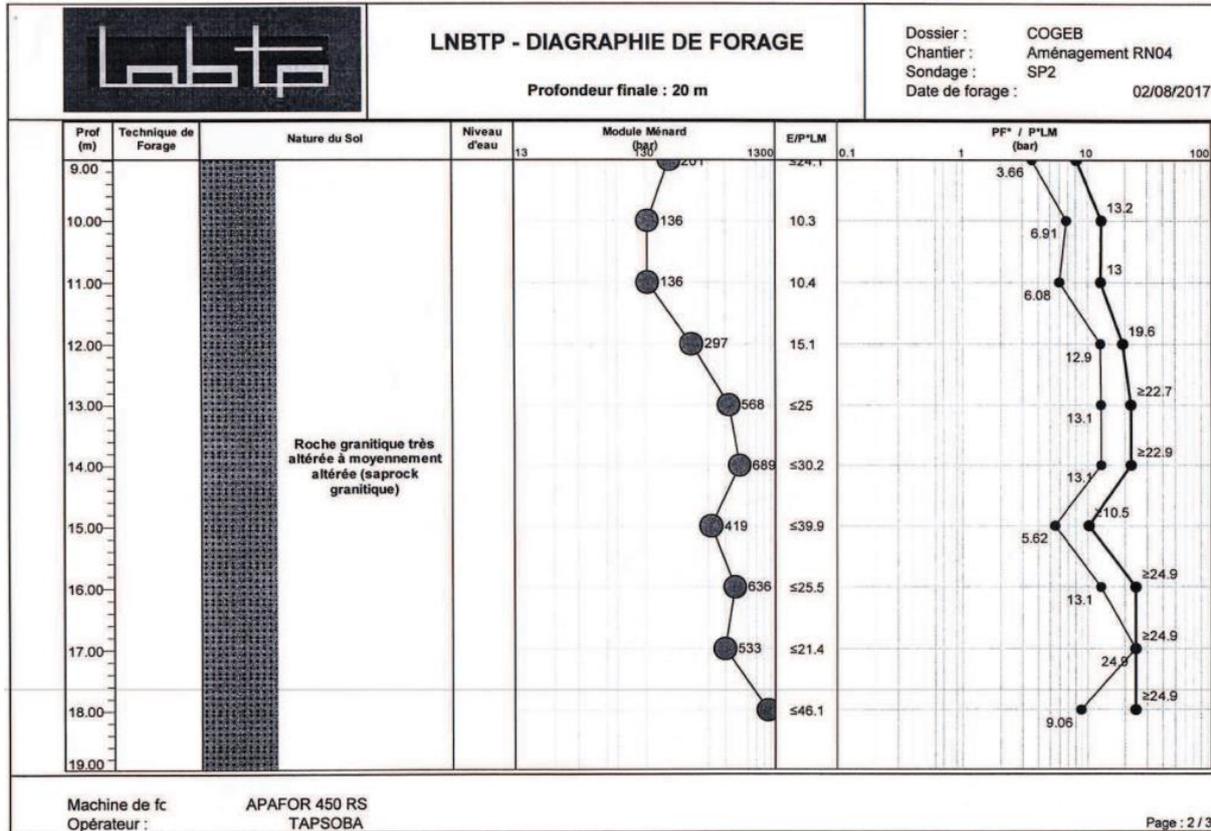


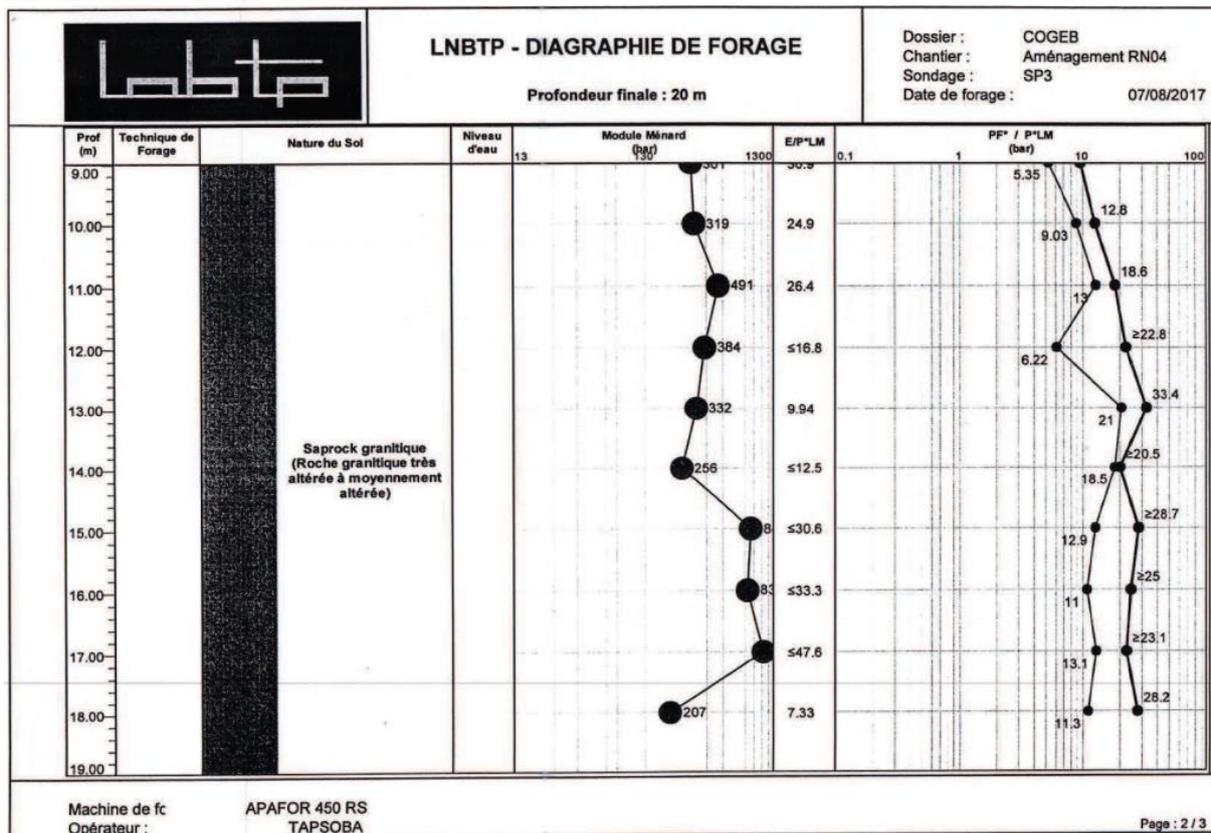
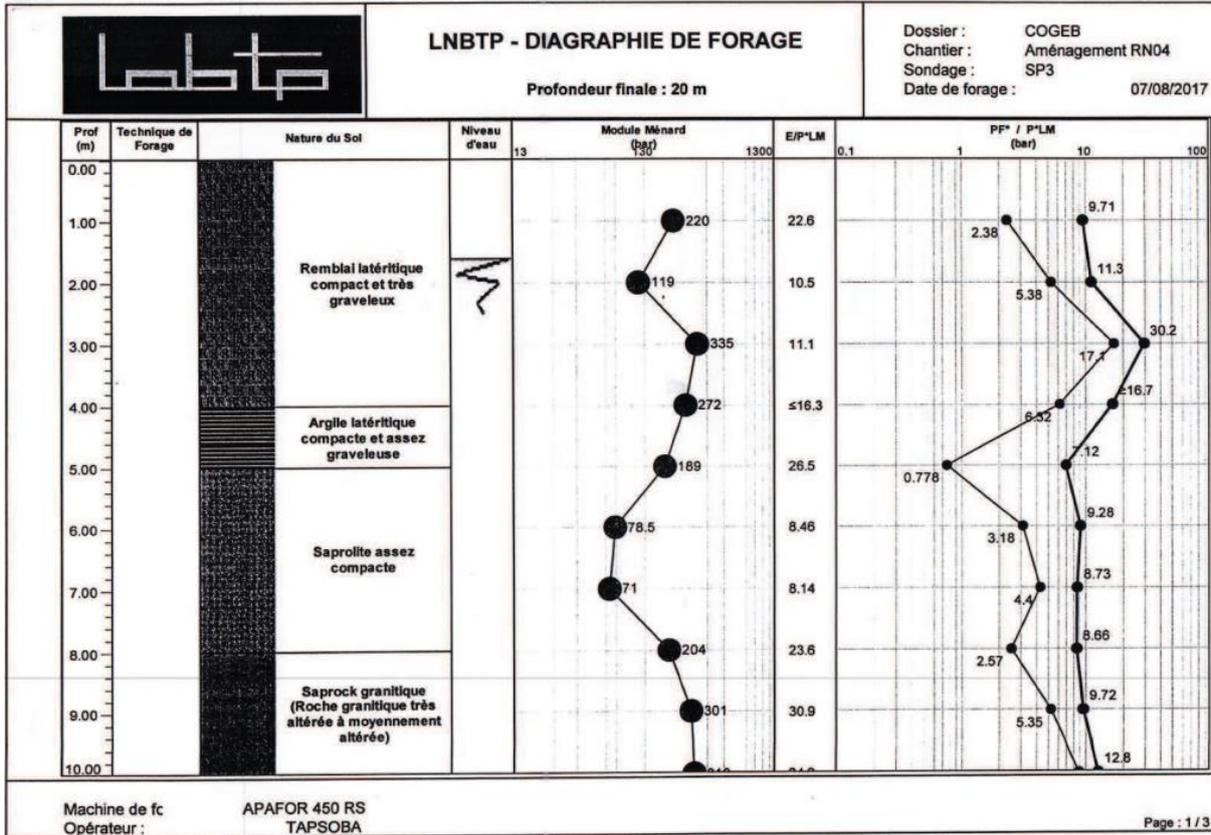
Figure 13 : Ferrailage de la semelle de liaison sous la culée

ANNEXE V : Diagrammes des essais pressiométriques









| | | LNBTP - DIAGRAPHIE DE FORAGE Profondeur finale : 20 m | | | Dossier : COGEB Chantier : Aménagement RN04 Sondage : SP3 Date de forage : 07/08/2017 | |
|----------|---------------------|---|--------------|-------------------------------------|--|------------------|
| Prof (m) | Technique de Forage | Nature du Sol | Niveau d'eau | Module Ménard (kg/cm ²) | E/P*LM | PF* / P*LM (bar) |
| 18.00 | | Saprock granitique (Roche granitique très altérée à moyennement altérée) | 13 | 1300 | 0.1 | 11.3 |
| 19.00 | | | | | | |
| 20.00 | | | | | | |
| 21.00 | | | | | | |
| 22.00 | | | | | | |
| 23.00 | | | | | | |
| 24.00 | | | | | | |
| 25.00 | | | | | | |
| 26.00 | | | | | | |
| 27.00 | | | | | | |
| 28.00 | | | | | | |

Machine de forage : APAFOR 450 RS
 Opérateur : TAPSOBA

Page : 3 / 3