



ETUDES TECHNIQUES DETAILLES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT SUR LE FLEUVE ALIBORI

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU MASTER EN SCIENCE D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT

OPTION : GENIE CIVIL

Présenté et soutenu publiquement le 01 Juillet 2016 par
Angelo Detonnagnon EWASSADJA ADAHA

Travaux dirigés par

M. Issoufou TAMBOURA, Ingénieur Général des Travaux Publics de classe exceptionnelle au Ministère de l'Equipement du Niger, Enseignant de Pont et Ouvrage d'Art à 2ie

Dr Adamah MESSAN, Enseignant chercheur à 2ie

Mr AGBAHEY Jeannot, Ingénieur en Génie Civil

Jury d'évaluation du stage :

Président : David Latifou BELLO

Membres et correcteurs :

- Marie Thérèse Marame MBENGUE
- Célestin OVONO

Promotion [2014/2015]

DEDICACES

A la gloire de l'éternel, qui m'assiste dans tous les projets de ma vie,

Je dédie ce mémoire à :

- *Mon père Félicien EWASSADJA ADAHA ;*
- *Ma mère Isabelle BENTO ;*
- *À Serge TODOZAN et à Raïssa NOBIME ;*
- *À tous mes frères et sœurs ;*
- *Tous mes parents dont les noms n'ont pu être cités, je leur adresse toute ma reconnaissance.*

REMERCIEMENTS

Nous ne saurons débiter ce travail sans adresser nos sincères remerciements à :

- *Monsieur **Marius GAGRE**, Directeur Général de **CINTECH Ingénierie** qui a bien voulu m'accepter dans sa structure ;*
- ***Dr Adamah MESSAN**, notre directeur de mémoire, qui a consacré une précieuse partie de son temps pour le suivi de notre travail ;*
- ***Issoufou TAMBOURA**, notre co –directeur de mémoire, Enseignant à 2ie, qui malgré son emploi du temps chargé, a été à notre entière disponibilité, pour nous prodiguer conseils et éclaircissements ;*
- ***Jeannot AGBAHEY**, Ingénieur à **CINTECH Ingénierie**, notre maitre de stage pour son suivi et ses conseils ;*
- *Tout le personnel de **CINTECH Ingénierie**, pour leur sympathie et le bon environnement de travail qui y règne ;*
- *Mes amis et mes camarades de 2iE qui pendant ces trois années de formation m'ont soutenu et ont été une source d'inspiration ;*
- *A Tous ceux ou celles dont les noms n'ont pas été cités et qui ont contribués d'une manière ou autre à la rédaction de ce document.*

RESUME

L'objet de notre étude dont le thème s'intitule : *Études Techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori*, s'inscrit parmi les études à réaliser pour le projet d'aménagement et de bitumage de la RN15 desservant les localités de Guéné et Karimama au Bénin, et permettra le franchissement du fleuve Alibori situé à 23,800 km de Guéné.

En effet, l'ouvrage existant date de la période coloniale et à une largeur (5 m) inférieure à celle projetée pour la route (10 m). Ainsi, après une analyse des différentes variantes de dédoublement du pont, le nouvel ouvrage sera réalisé à 30 m de l'existant, pour une brèche à franchir de longueur 80 m.

En second lieu, une étude comparative multicritère entre les différents types de ponts a été effectuée aboutissant à la conclusion qu'un pont à poutres en béton armé est le plus approprié aussi bien économiquement que structurellement. L'ouvrage projeté est alors un pont à poutres multiples en béton armé comportant quatre travées indépendantes de 20 m de long et de 10 m de large.

Le tablier de l'ouvrage comporte des poutres (40 x 125), d'entretoises de rive (40 x 100) et d'hourdis de 20 cm de hauteur, il reposera sur des appuis intermédiaires composés de quatre colonnes de 1 m de diamètre et de culées en béton armé, le tout sur une fondation sur pieux de 80 cm de diamètre et 8 m de profondeur. L'ouvrage est constitué d'autres équipements (Appareils d'appuis, garde-corps,...).

Les calculs sont faits à base des données (géotechnique, topographique, hydraulique, hydrologique et charges de trafic) fournies par le bureau d'études et suivant le respect des normes environnementales en vigueur au Bénin. Aux termes de cette étude, le coût global d'exécution de l'ouvrage d'art et de ses voies d'accès est estimé à un milliard neuf cent dix-huit million six-cent quarante un mille sept cent soixante-huit (**1 918 641 768**) francs TTC.

Mots clés

1. Fleuve Alibori
2. Route
3. Pont à poutres
4. Tablier
5. Béton armé

ABSTRACT

The presents thesis whose theme is entitled: *Technical studies detailed relating to the construction of a bridge over the Alibori River*, is among the detailed studies to be conducted for the proposed development and asphaltting of the RN15 serving the locations of Guéné and Karimama, and allow the crossing of the Alibori river with is 23800 km to Guéné.

Indeed, the existing structure dates from the colonial period and a width of 5 m lower than projected for the road. Thus, after analyzes of the different variants of duplication of the bridge, the new structure will be performed at 30 m of the existing, for a gap to cross 80 m.

Secondly, the multicriteria comparative study between the different types of bridge showed that the reinforced concrete girder bridge is the most appropriate, both economically and structurally to our project. The proposed structure is then a multiple girders reinforced concrete bridge with four independent spans of 20 m long and 10 m wide.

The bridge apron is made of girders (40 x 125), of spacers (40 x100) and a slab of 20 cm in height, it will rest on the intermediate supports composed of four columns of 1m in diameter and reinforced concrete abutments, all on a pile foundation of 80 m in diameter and 8m deep. The structure is composed of other equipment (support Equipment, railings...).

Let us note that, these calculations are based on data such as (geotechnical, topographic, hydrological and hydraulic...) provided by the office and according to the environmental standards in Benin. At the end of this study, the overall cost of the execution of this structure is estimated at one billion nine hundred eighteen million six hundred forty one thousand seven hundred and sixty eight (1 918 641 768 TTC).

Keywords

1. Alibori River.
2. Road
3. Girder bridge
4. Apron
5. Reinforced Concrete

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME	iii
ABSTRACT	iv
TABLE DES MATIERES	1
LISTE DES TABLEAUX	5
LISTE DES FIGURES	6
LISTE DES ABREVIATIONS	7
INTRODUCTION	9
CHAPITRE I. CONTEXTE ET PRESENTATION DU PROJET	10
I. CONTEXTE DU PROJET	10
I.1. Problématique.....	10
I.2. Objectifs du projet	11
II. PRESENTATION DU PROJET	11
II.1. Situation géographique.....	11
II.2. Relief et Sols	12
II.3. Climat et végétation.....	13
II.4. Hydrographie.....	13
II.5. Activités socio-économiques.....	13
III. DIAGNOSTIC DE L'EXISTANT	13
III.1. Etat des lieux	13
III.2. Nécessité de la construction d'un nouvel ouvrage	14
III.3. Site d'implantation	15
CHAPITRE 2: ETUDES D'AVANT PROJET	17
I- CONCEPTION GENERALE.....	17
I.1. Données hydrologiques et hydrauliques.....	17
I.1.1. Caractéristiques du Bassin versant du fleuve Alibori	17
I.1.2. Données hydrauliques	17
I.2. Données topographiques	18
I.3. Données géotechniques	18

I.4.	Choix du type d'ouvrage	18
I.4.1.	Types de ponts possibles suivant la gamme de portée.....	19
I.4.2.	Etude comparative des ouvrages possibles en Béton Armé et choix.....	20
II-	CONCEPTION DETAILLEE	20
II.1.	Caractéristiques du profil en travers de la voie portée	21
II.2.	Le tablier.....	21
II.2.1.	Pré dimensionnement des poutres.....	21
II.2.2.	Pré dimensionnement des entretoises	22
II.2.3.	Pré dimensionnement du hourdis.....	22
II.3.	Appuis.....	22
II.3.1.	Chevêtres.....	22
II.3.2.	Appareils d'appui.....	22
II.3.3.	Bossages.....	23
II.3.4.	Piles.....	23
II.3.5.	Culées.....	23
II.4.	Fondations	24
II.4.1.	Diamètre des pieux	24
II.4.2.	Pré dimensionnement de la semelle de liaison	24
II.5.	Equipements	25
II.5.1	Couche de roulement	25
II.5.2	Chape d'Etanchéité	25
II.5.3	Trottoirs.....	25
II.5.4	Dispositif de retenue	25
II.5.5	Joints de chaussée	25
II.5.6	Les corniches	25
II.5.7	Eclairage	25
II.5.8	Evacuation des eaux.....	26
II.5.9	Dalle de transition	26
	CHAPITRE 3: ETUDES D'EXECUTION	30
I.	HYPOTHESES DE CALCUL	30
I.1.	Références et règlements utilisés	30

I.2.	Caractéristiques des matériaux	30
I.3.	Inventaire des charges	31
I.3.1.	Charges permanentes	31
I.3.2.	Charges d'exploitation : Les surcharges	32
II.	CALCUL DU TABLIER	34
II.1.	Etude des poutres.....	34
II.1.1.	Sollicitation longitudinale.....	34
II.1.2.	Calcul des coefficients de répartition transversale : Méthode de GUYON-MASSONET.....	37
II.1.3.	Calcul des sections d'armatures.....	40
II.2.	Etude des entretoises d'about ou de rive	40
II.2.1.	Calcul des Sollicitations sur l'entretoise.....	41
II.2.2.	Calcul des sections d'armatures.....	41
II.3.	Etude des entretoises d'about ou de rive	41
II.3.1.	Calcul des sollicitations sur l'Hourdis	41
II.3.2.	Calcul de la dalle d'encorbellement.....	42
II.3.3.	Calcul des sections d'armatures.....	43
III.	CALCUL DES APPUIS.....	44
III.1.	Calcul des appareils d'appui.....	44
III.2.	Calcul des bossages.....	44
III.3.	Piles.....	45
III.3.1.	Calcul des chevêtres.....	45
III.3.2.	Calcul des colonnes.....	46
III.4.	Culées.....	46
III.4.1.	Dimensionnement de la dalle de transition.....	46
III.4.2.	Mur garde grève et du corbeau	47
III.4.3.	Murs en retour.....	47
III.4.4.	Mur de front	48
IV.	CALCUL DES FONDATIONS	49
IV.1.	Semelle de liaison.....	49
IV.1.1.	Calcul des sollicitations agissant sur la semelle	49
IV.1.2.	Calcul des sections d'armatures.....	50

IV.2. Pieux.....	50
IV.2.1. Calcul de la capacité portante des fondations : essais de pénétromètre dynamique	50
IV.2.2. Nombre de pieux.....	51
IV.2.3. Calcul des sections d'armatures :.....	51
CHAPITRE4 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	53
I- CADRE POLITIQUE, INSTITUTIONNEL ET JURIDIQUE DU PROJET	53
II- AIRE OU PERIMETRE D'ETUDE.	54
III- METHODOLOGIE	54
III.1. Analyse environnementale et sociale	54
III.1.1. Activités et composantes environnementales pouvant être affectées par le projet.....	54
III.1.2. Principaux impacts, risques et mesures d'atténuations.....	56
III.2. Plan de Gestion Environnementale et Sociale.....	66
CHAPITRE5 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	73
CONCLUSION	74
BIBLIOGRAPHIE	75
ANNEXES.....	77

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Caractéristiques du Bassin versant	17
Tableau 2: Avantages et inconvénients des ponts à poutres et pont à dalle	20
Tableau 3: Choix du nombre de poutres en fonction de la largeur du tablier	22
Tableau 4: Epaisseur de l'hourdis en fonction la largeur entre axe	22
Tableau 5: Récapitulatif descente des charges sur une seule poutre	31
Tableau 6: Récapitulatif descente des charges sur une travée entière	32
Tableau 7: Coefficient de majoration dynamique par travée indépendante	33
Tableau 8: Coefficient de majoration dynamique pour hourdis	33
Tableau 9: Moment fléchissant et effort tranchant dus aux charges permanentes	35
Tableau 10: Moment et effort tranchant des trottoirs	37
Tableau 11: Sollicitations réelles dans les poutres	39
Tableau 12: Sections d'armatures de ferrailage des poutres	40
Tableau 13: Sollicitations sur l'hourdis aux différents Etats limites	42
Tableau 14: Sollicitations de calcul de l'hourdis	43
Tableau 15: Sections d'armatures de ferrailage de l'hourdis	43
Tableau 16: Sections d'armatures de ferrailage de la dalle de transition	47
Tableau 17: Sections d'armatures de ferrailage du mur en retour	48
Tableau 18: Sections d'armatures de ferrailage du mur de front	48
Tableau 19: Récapitulatif Devis quantitatif et estimatif	73
Tableau 20: Différentes activités du projet	54
Tableau 21: Principales composantes de l'environnement	56
Tableau 22: Impacts et mesures	57
Tableau 23: Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) applicable aux travaux du projet par axe routier	67

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Carte de localisation de la zone d'étude	12
Figure 2: Vues sur ouvrage existant	14
Figure 3: Choix du site d'implantation	16
Figure 4: Domaine d'emploi des principaux types d'ouvrages courants	19
Figure 5: Vue d'une portée du tablier rigide	21
Figure 6: Vue en plan et Coupe longitudinale du pont	27
Figure 7: Coupe Transversale du pont	28
Figure 8: Vues en perspectives du pont	29
Figure 9: Modèle de tablier de pont selon Guyon Massonnet	38
Figure 10: Schéma statique de l'entretoise (Deux vérins)	41
Figure 11: Schéma statique du chevêtre	45
Figure 12: Vue sur la semelle	49

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
APD	Avant-Projet Détaillé
ASECNA	Agence pour la Sécurité de la Navigation Aérienne
BCEOM	Bureau Central d'Études pour les Équipements Outre –Mer
BAEL	Béton Armé Aux États Limites
CINTECH	Cabinet d'Investigation Technique d'Expertise et de Contrôle
CIEH	Comité Interafricain d'Études Hydrauliques
DGTP	Direction Générale des Travaux Publics
DPSE	Direction de la Planification et du Suivi/Évaluation
EIES	Étude d'Impact Environnemental et Social
ELS	État Limite de Service
ELU	Etat Limite Ultime
FP	Fissuration Préjudiciable
FPP	Fissuration Peu Préjudiciable
HA	Haute Adhérence
MTPT	Ministère des Travaux Publics et des Transports
PRAD	Poutres PRécontraintes par Adhérence
PSI-BA	Passage Supérieur ou Inférieur en Béton Armé
PSI-DA	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Armé
PSI -DP	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Précontrainte
PSI-DE	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Précontrainte
PSI-DN	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Elégie
PIPO	Passage Inférieur enPortique Ouvert
PICF	Passage Inférieur en Cadre Fermé
RDM	Résistance Des Matériaux

SETRA	Service d'Études Techniques des Routes et leurs Aménagements
SEES	Service des Études Environnementales et Sociales
TDR	Termes de Références
VIPP	Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Précontraintes

INTRODUCTION

Ces dernières années, l'Afrique connaît une forte croissance démographique dans ses villes et campagnes. La nécessité de se déplacer, de développer les échanges commerciaux sur le plan national et sous régional reste de mise. Ainsi, la route se présente comme l'une des infrastructures les plus importantes pour le développement socio-économique, le désenclavement d'une région voire d'un pays. L'existence d'obstacles naturels rendant l'accès difficile à une localité ou une région, oblige l'intégration dans certains projets routiers, de la construction d'ouvrages d'art tels que les ponts, les dalots...

Le Bénin, pays de l'Afrique de l'Ouest, connaît un essor important de son réseau routier. Néanmoins ces routes sont insuffisantes pour faciliter les accès et les traversées des grandes agglomérations et surtout en toutes saisons. Face à ce besoin, le gouvernement a lancé plusieurs projets routiers de construction ou de réhabilitation. La route GUENE –KARIMAMA est une piste en terre classée RN15; elle est inscrite dans le lot 2 du projet de réhabilitation, d'aménagement ou de bitumage de 700 km de routes du réseau national. Ce tronçon comporte trois (03) ouvrages d'art datant de la période coloniale. Le plus important de ces ouvrages se trouve au droit du fleuve Alibori.

Cet ouvrage existant, a une largeur roulable inférieure à celle requise pour le profil en travers de la route projetée d'où la nécessité d'y adapter un aménagement adéquat. Le présent mémoire dont le thème s'intitule : *« Études Techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le Fleuve l'Alibori au BENIN »* porte sur l'étude technique détaillée pour la réalisation du nouveau pont.

Le document est présenté en cinq (05) chapitres. Après une présentation de l'existant et du cadre du projet dans le chapitre 1, le chapitre 2 portera sur les études d'avant-projet ou de conception (la conception générale et conception détaillée), effectuées grâce aux résultats des études hydrologiques, hydrauliques, géotechniques fournis par le bureau d'études. Ensuite le troisième chapitre sera les études d'exécution en vue de l'établissement des différents plans d'exécution du pont. Le quatrième chapitre portera sur l'étude d'impact environnemental et social du projet. Et pour finir, le dernier chapitre va traiter de l'estimation du projet. Cette méthodologie va permettre d'atteindre l'objectif global de cette étude qui est de concevoir un ouvrage efficace et pérenne, adapté pour le franchissement du fleuve Alibori.

CHAPITRE I. CONTEXTE ET PRESENTATION DU PROJET

I. CONTEXTE DU PROJET

I.1. Problématique

Le réseau routier du Bénin est constitué de 6076 km de routes classées conformément au décret N°092-2001 du 20 Février 2001. Il regroupe sept (07) routes classées **Routes Nationales Inter-Etats (RNIE)** d'environ 2178 km et Trente (30) routes classées **Routes Nationales (RN)** de longueur environ 3898 km. La pérennisation de ces différentes infrastructures passe non seulement par une bonne conception, une bonne réalisation mais aussi dépend d'un entretien régulier. En effet, plusieurs routes classées demeurent dans un état de praticabilité non adéquat au trafic surtout en saison pluvieuse occasionnant parfois des arrêts de circulation.

L'administration béninoise s'est engagée depuis quelques années à faire de la route un des leviers de développement du pays. Ainsi, grâce à l'appui des partenaires au développement, de nombreux projets de routes ont été lancés ces dernières années sur presque toute l'étendue du territoire qu'il s'agisse du renforcement, d'entretien ou de la construction. C'est dans ce cadre que s'inscrit le projet de réhabilitation, d'aménagement ou de bitumage de 700 km de routes du réseau national. Ce projet est subdivisé en plusieurs lots, localisés dans les zones du nord, du centre et sud du pays. Le lot 2 dudit projet concerne l'aménagement et le bitumage des tronçons Guéné –karimama (45 km), Tamarou- Ouénou (8 km) et Fô Bourré-Karimama (27,5 km) situés dans les départements de l'Alibori et du Borgou.

Plusieurs pathologies sont observées sur ces différents tronçons, notamment sur la route Guéné –Karimama. Cette dernière est une route en terre nouvellement classée RN15. Au PK23+800 le franchissement du fleuve Alibori est assuré par un pont qui mérite une attention particulière, la largeur roulable en place du pont (5m) ne permet pas un croisement de deux véhicules favorisant une zone d'insécurité routière par rapport au profil en travers de la route existante et de celle projetée.

Le Groupement de Bureaux d'Études **CINTECH-GAUF INGENIEURE-SEAT** est adjudicataire des études techniques du lot 2 du projet d'aménagement et de bitumage, alors notre étude sera focalisée sur le tronçon Guéné –Karimama. Elle consistera principalement à proposer des solutions concrètes relatives aux différents problèmes rencontrés, d'où la conception d'un ouvrage adéquat pour le franchissement du Fleuve Alibori ainsi que la proposition d'aménagements requis pour la sécurité routière.

I.2. Objectifs du projet

➤ Objectif global

Cette étude vise à réaliser le diagnostic et les études détaillées d'un pont sur l'Alibori rentrant dans le cadre des études techniques du projet d'aménagement de la route GUENE-KARIMAMA.

➤ Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques sont :

- ❖ Proposer des variantes d'aménagement et faire un choix optimal;
- ❖ Réaliser les plans de l'ouvrage projeté (vue en plan, coupe longitudinale, coupe transversale, élévation) ;
- ❖ Réaliser les plans d'exécution de l'ouvrage ;
- ❖ Estimer le coût de réalisation du projet ;
- ❖ Faire une étude d'impact environnemental.

II. PRESENTATION DU PROJET

II.1. Situation géographique

Bénin, pays de l'Afrique occidentale est situé entre les parallèles 6°30 et 12°30 de la latitude Nord et les méridiens 1° et 30°40 de longitude Est. Il est limité au nord par le fleuve Niger, au Nord-Ouest par le Burkina Faso, à l'ouest par le Togo, à l'est par le Nigéria et au sud sur une distance de 150 km par l'Océan Atlantique. Sa superficie est d'environ 114 763 Km² pour une population de 10 008 749 habitants en 2013 soit une densité de 87 habitants /Km². Le Bénin est un pays qui administrativement, est subdivisé en 12 départements (Alibori, Atacora, Atlantique, Borgou, Collines, Couffo, Donga, Littoral, Mono, Ouémé, Plateau et le Zou), subdivisés en communes.

Le tronçon Guéné – Karimama constituant le lot 2 du projet d'aménagement traverse la commune d'Alibori située au Nord du pays. Ainsi, la zone d'étude est localisée géographiquement à 11°55 de la latitude Nord et 3°14 de la longitude Est précisément à 23,800 km (PK 23 + 800) de Guéné dans la commune de Malanville. Les communes limitrophes sont: Karimama, Banikoara, Kandi et Ségbana (**Figure 1: Carte de localisation de la zone d'étude**).

La zone d'influence directe couvre une superficie de 8193 km². Sur cette superficie, vivent 126963 habitants avec une densité de 16 habitants au km²; les populations respectives

de Guéné et Tombouctou étant de 43132 habitants et 592 habitants. La tranche de la population ayant entre 18 ans et 49 ans serait de l'ordre de 43,8 % en moyenne, un peu moins de la moitié de la population nationale. Cela indique que la population de la zone d'influence est également jeune tout comme au plan national.

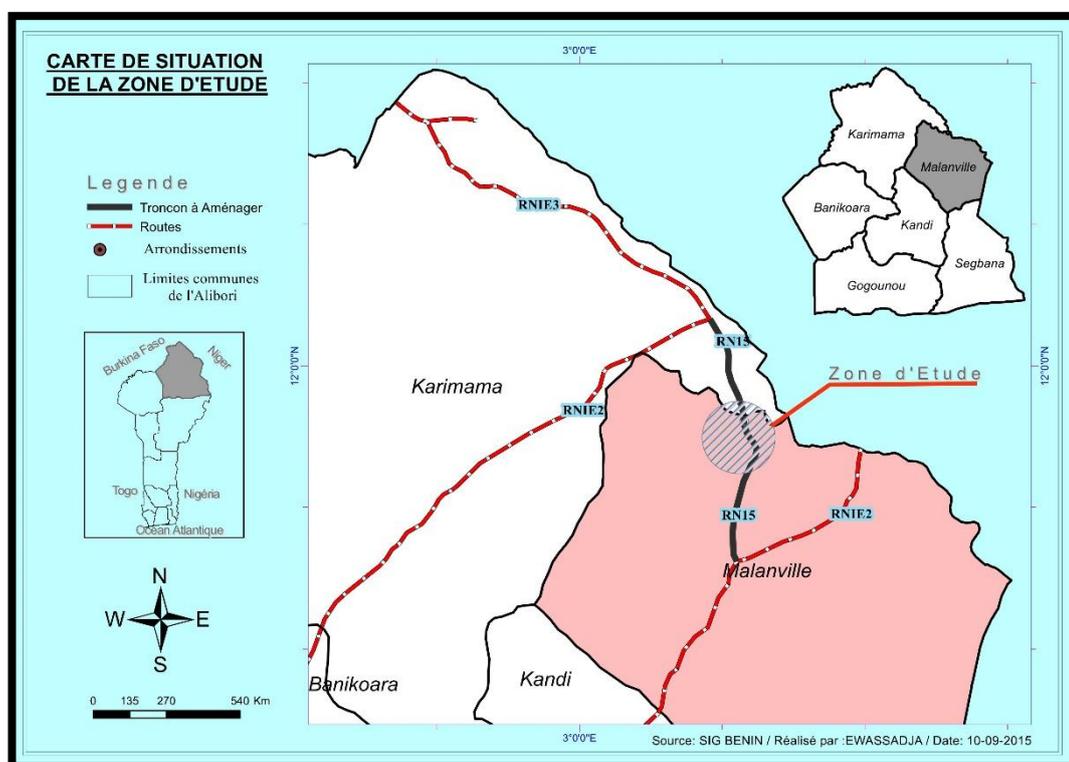


Figure 1: Carte de localisation de la zone d'étude

II.2. Relief et Sols

Le relief du Bénin est peu accidenté et comprend:

- Une région côtière basse et sablonneuse limitée par des lagunes;
- Un plateau d'argile ferrugineux;
- Un plateau silico argileux parsemés de quelques sous-bois;
- Au nord-ouest, on a le massif de l'Atacora (800 m de hauteur);
- Au nord-est, les plaines du Niger qui sont des sols silico – argileux très fertiles.

Cependant, la zone du projet d'étude est occupée par une vaste pénéplaine d'altitude moyenne variant entre 200 m et 300 m. Cette plaine est interrompue de façon irrégulière par des cuirasses latéritiques avec la présence de sols de types sablo argileux.

II.3. Climat et végétation

Deux types de climat caractérisent le pays, au sud nous avons un climat équatorial avec une forte humidité, une alternance de saisons sèches et pluvieuses; au centre et au nord un climat tropical .Ce dernier caractérise la zone d'étude, on y rencontre une saison sèche allant de novembre en mai et une saison pluvieuse allant de juin en octobre. Les températures moyennes dans cette zone varient entre 25°C et 40°C et les plus élevées s'enregistrent pendant la saison sèche. La seule saison de pluie qui dure 5 à 6 mois environ a une pluviométrie fluctuante entre 700 mm et 1200 mm, la moyenne annuelle est de 990 mm

La végétation de la zone est de type arboré relativement dense avec par endroit des zones de savanes plus au Nord.

II.4. Hydrographie

Plusieurs cours d'eaux traversent le Bénin. Dans les départements de l'Alibori et du Borgou, le réseau hydrographique est composé principalement des affluents du bassin du Fleuve Niger qui draine une superficie de 38000 km². Le bassin comprend le Mékrou, l'Alibori, la Sota et le fleuve Niger qui sert de frontière sur près de 130 km avec la République du Niger. Le fleuve Alibori situé dans un grand bas-fond assez profond avec un lit bien large avec ou sans lit mineurs marqués et un bassin versant bien étendu.

II.5. Activités socio-économiques

Les activités économiques prédominantes dans la zone d'étude sont l'élevage et l'agriculture. Au niveau de l'élevage, le cheptel compte un peu moins de 267 000 têtes de bétail en 2014, avec un rythme de croissance de 13% par an sur la période 2009-2014. Au niveau agricole, la production annuelle est passée de 27000 tonnes à 43000 tonnes entre 2008 et 2010 avec une tendance à la hausse au cours de ces dernières années.

III. DIAGNOSTIC DE L'EXISTANT

III.1. Etat des lieux

L'ouvrage existant situé au PK23 + 800, permettant le franchissement du fleuve Alibori est réalisé pendant la période coloniale. C'est un pont à poutres en béton armé à trois travées de 35 mètres et d'une longueur totale de 105 mètres. Ses culées, piles et chevêtres sont en béton armé. La largeur totale est de 5 m dont 4 m circulable et 0,5 m de part et d'autre pour le passage de piétons (Figure 2: Vues sur ouvrage existant).



Figure 2: Vues sur ouvrage existant

III.2. Nécessité de la construction d'un nouvel ouvrage

D'après les résultats issus des études hydrauliques réalisées par le bureau CIN-TECH, l'ouvrage de franchissement existant fonctionne bien. Cependant, il est de la période coloniale et a une largeur inférieure à celle de la route projetée. Cette largeur roulable de 4 m ne permet pas le croisement de deux véhicules sur le pont, ce qui crée une zone d'insécurité aux différents usagers.

Ce problème rencontré au niveau de l'ouvrage nous amène principalement à opter pour la construction d'un nouveau pont. À cet effet, la seule variante d'aménagement réalisable consiste à projeter un second ouvrage à une distance donnée de l'ancien ouvrage, conformément au nouveau profil en travers et permettant la circulation au niveau du franchissement du fleuve Alibori.

Cette variante proposée donne la possibilité de conserver l'ouvrage existant et d'en réaliser un autre ce qui permet une circulation sur le tronçon pendant la phase de construction du nouvel ouvrage. Cependant, de cette variante, nous avons deux options, la première consiste à projeter un ouvrage permettant la circulation dans un sens (l'existant pour le second sens), et la deuxième consiste à projeter un ouvrage de largeur roulable conforme à la largeur de la chaussée projetée. Ces deux options nécessitent une modification du tracé en plan existant de la chaussée au droit du franchissement et surtout un accent particulier devra être mis sur la sécurité routière dans cette partie de la route.

En effet, la résistance à long terme d'un ouvrage d'art est estimée à 100 ans (Cimbéton). Le pont existant étant un ouvrage réalisé pendant la période coloniale, par rap-

port au nouveau pont ceci représente un critère important, alors au lieu de renforcer ce dernier (nécessité de main d'œuvre qualifiée et coûteux), nous choisissons la seconde option qui consiste à projeter un nouvel ouvrage de largeur conforme à celle de la nouvelle chaussée et aménager ses voies d'accès. Ainsi les charges et surcharges supportées par l'existant pourront ainsi être considérablement atténuées ce qui augmentera sa pérennité. Il sera juste utilisé par les cyclistes et les piétons. Le nouveau pont sera conçu suivant les normes et réalisé dans les règles de l'art. Il pourra ainsi être exploitable pendant toute la durée de vie (25 ans), recommandée par les TDR pour la chaussée à construire.

III.3. Site d'implantation

Le choix du site d'implantation du nouveau pont sera fonction du coût de réalisation de l'ouvrage et de ses différentes voies d'accès.

Le lit du fleuve Alibori présente une forme de largeur décroissante d'amont vers l'aval. On remarque grâce aux données topographiques, qu'avant l'ouvrage existant (suivant le sens d'écoulement du fleuve) la largeur de la brèche est variable et supérieure à 105 m. Par contre, à partir de 30 m environ après l'ouvrage, elle est d'environ de 80 m, et le lit du fleuve se resserre progressivement avec un profil régulier, ce qui permet la projection d'un pont moins coûteux.

La longueur des voies d'accès dépend de l'emplacement de l'ouvrage projeté. En effet, elle croît en fonction de la distance entre les deux ouvrages. Outre la longueur, plus l'on s'éloigne du tracé de la piste existante, les mesures de sécurité (balises dans les virages, panneau de signalisation...) à mettre en place augmentent. Le coût de réalisation des voies d'accès (terrassment, revêtement, sécurité et signalisation) sera alors coûteux si l'on implante loin de l'ancien pont.

Ainsi, nous choisissons alors de positionner le nouvel ouvrage à 30 m juste après l'ancien suivant le sens d'écoulement, minimisant ainsi le coût de réalisation de l'ouvrage et de ses voies d'accès ([Figure 3: Choix du site d'implantation](#)).



Figure 3: Choix du site d'implantation

CHAPITRE 2: ETUDES D'AVANT PROJET

Elle regroupe les conceptions générales et détaillées de l'ouvrage. Ces études de conception auront pour résultats la réalisation des plans de l'ouvrage à savoir: une vue en plan, une coupe longitudinale, (Figure 6: Vue en plan et Coupe longitudinale du pont), une coupe transversale, (Figure 7: Coupe Transversale du Pont) et une élévation (Figure 8: Vues en perspectives du Pont).

I- CONCEPTION GENERALE

Elle consistera d'une part à définir les données naturelles obtenues grâce aux études hydrologiques, hydrauliques, géotechniques et topographiques, et d'autre part à choisir le type d'ouvrage d'art à réaliser au droit du fleuve Alibori.

I.1. Données hydrologiques et hydrauliques

I.1.1. Caractéristiques du Bassin versant du fleuve Alibori

Le contour du bassin versant dont l'exutoire se trouve au Pk23 + 800 du tronçon a été délimité grâce à deux logiciels d'identification spatiale: GOOGLE EARTH et GLOBAL MAPPER. Les coordonnées GPS recueillies par l'équipe topographique, introduites dans le logiciel GOOGLE EARTH, ont permis d'identifier l'itinéraire du tronçon à aménager et la position exacte de l'exutoire. Ensuite, l'exportation du résultat obtenu dans le logiciel GLOBAL MAPPER, nous a permis d'identifier le réseau hydrologique de la zone d'étude, le sens des écoulements et de délimiter les limites exactes du bassin versant. Une fois l'emprise connue, nous avons pu calculer les caractéristiques géométriques du bassin telles que la surface, le périmètre, les différentes altitudes et la pente présentées dans le **Tableau 1**

Tableau 1: Caractéristiques du Bassin versant

Caractéristiques du Bassin Versant	S	P	Pe	Z _{max}	Z _{min}	I _{comp}	L	I _g	Dd	Ds	Infiltrabilité
Unités	Km ²	Km	%	m	m	-	km	m/km	Km ⁻¹	m	RI
Valeurs	13645	1113,60	1,31	552	167	2,67	531,108	0,72	0,039	85	

I.1.2. Données hydrauliques

Le projet étant en phase APD, le bureau d'Etudes CINTECH, nous a fourni les valeurs suivantes conformément aux recommandations des études hydrologiques et hydrauliques:

- Débit : en considérant une période de retour de 100 ans, le débit de calcul est de 1331,39 m³/s;
- Côte des plus hautes eaux par rapport aux références géographiques est à 167,80 m ;
Remous: 0,30 m ;
- Tirant d'air: 2m ;
- Côte sous poutre: 170,25 m.

I.2. Données topographiques

L'utilisation du logiciel Autodesk Civil 3d , a permis de définir les différentes caractéristiques de la brèche à franchir (Voir Figure **Annexe I**)

I.3. Données géotechniques

Les études géotechniques visent la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques des sols en place pour un dimensionnement judicieux des fondations des appuis. Elles ont été réalisées par le CNERTP et doivent tenir compte de la topographie, car il est important de bien positionner les sondages sur les plans et de connaître avec précision la côte du terrain naturel au droit de ces sondages.

Résultats d'essais

La coupe de sol déduite a révélé que les sols en place sont constitués de l'argile avec présence de roche dure.

Les résultats des essais réalisés au niveau de la brèche de l'ouvrage de franchissement, obtenus auprès du CNERTP sont présentés à l'**Annexe XV** du document.

Synthèse et choix du type de fondation

Les études menées par le CNERTP, nous recommandent une fondation profonde sur pieux à 8 m de profondeur. Néanmoins, le tablier sera à travées indépendantes afin d'atténuer l'effet d'éventuels tassements différentiels.

(Voir résultat des essais en **Annexe XV**)

I.4. Choix du type d'ouvrage

Le paramètre fondamental du choix du type d'ouvrage est la portée principale ou maximale. Dans le cas de la présente étude, avec une brèche de 80 m à franchir, nous avons opté pour un pont à 4 travées égales de 20 m soit une portée maximale de 20 m pour rester

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori
dans la gamme des *ponts type SETRA* (BEN OUEZDOU, 2012; TAMBOURA Issoufou, 2015; Anne BERNARD-GELY et Jean -Armand CALGARO).

I.4.1. Types de ponts possibles suivant la gamme de portée

Dans le cas présent d'ouvrage ayant plusieurs travées de portée 20 m; peuvent être envisagé d'après les gammes de portée définit pour les ouvrages du types SETRA les solutions ci-après (Figure 4: Domaine d'emploi des principaux types d'ouvrages courants, (TAMBOURA Issoufou, 2015)) :

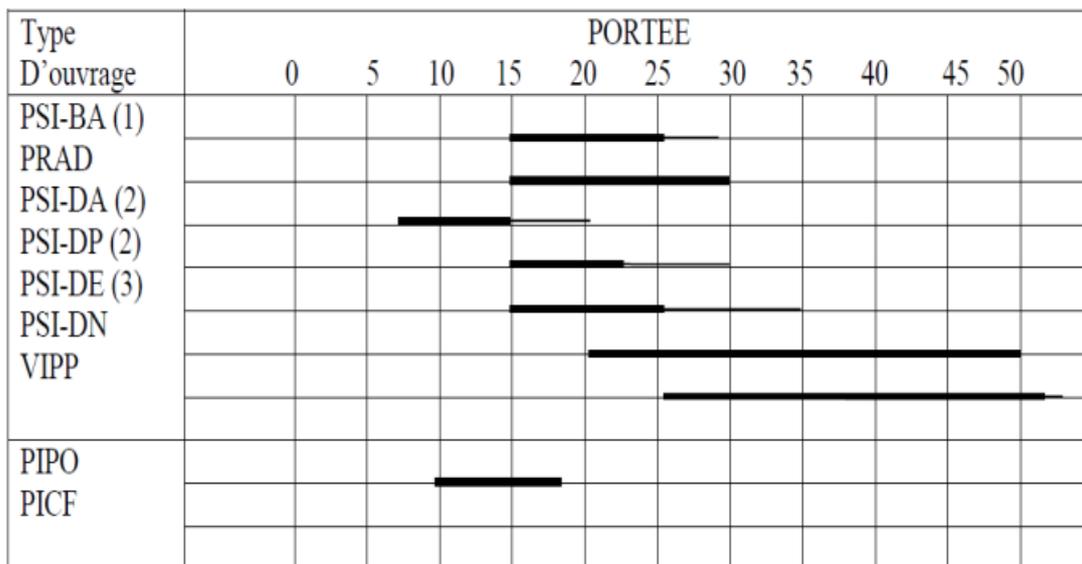


Figure 4: Domaine d'emploi des principaux types d'ouvrages courants

➤ **Les ponts en béton armé**

- Le PSI-BA (Pont à poutres en béton armé);
- Le PSI-DA (Passage supérieur ou inférieur en dalle armé).

➤ **Les ponts en béton précontraint**

- PSI-DP (Pont en dalle précontrainte)
- PSI-DE (Pont en dalle élégie)

➤ **Les ponts métalliques**

- Pont à travée indépendante à poutrelles enrobées
- Pont à travée continue en poutrelles enrobées

La technologie de réalisation des ouvrages en précontraint nécessite une main d'œuvre hautement qualifiée, ce qui n'est souvent pas le cas au niveau des entreprises locales.

Le pont métallique permet le franchissement de grandes portées. La structure est légère en raison du poids de l'acier par rapport au béton. Il nécessite non seulement un bon dimensionnement mais une attention particulière doit régner lors de l'assemblage des différentes pièces. Son entretien doit être régulier. La technologie utilisée lors de la réalisation des ponts métalliques n'est pas trop développée dans les pays de la sous-région.

La solution la plus adéquate du point de vue technique et économique reste celle du pont en béton armé. En effet, les matériaux, les techniques et méthodes utilisées ainsi que la main d'œuvre nécessaire à la réalisation de l'ouvrage sont abordables et couramment utilisées par nos entreprises locales.

I.4.2. Etude comparative des ouvrages possibles en Béton Armé et choix

Les avantages et les inconvénients des deux types d'ouvrages possibles en béton armé sont présentés dans le **Tableau 2**.

Tableau 2: Avantages et inconvénients des ponts à poutres et pont à dalle

TYPES	AVANTAGES	INCONVENIENTS
Pont à poutres	<ul style="list-style-type: none">• Économie de béton• Portée allant de 10 à 25 m	<ul style="list-style-type: none">• Coûteux en main d'œuvre
Pont dalle	<ul style="list-style-type: none">• Économie de coffrage• Exécution aisée• Minimise la quantité du remblai d'accès	<ul style="list-style-type: none">• Consommation de béton et d'acier supérieure de 25 à 30% à celui du pont à poutre• Portée compétitive de 15 m

CHOIX: Dans le but de réaliser un ouvrage satisfaisant aux normes techniques et architecturales et sur la base de la présente étude comparative, il ressort que le pont à poutres est le mieux adapté dans le cadre du présent projet, aussi les coûts de la main d'œuvre sont abordables dans nos pays.

II- CONCEPTION DETAILLEE

Ce chapitre présente les données relatives au profil en travers de l'ouvrage, le pré dimensionnement des différents constituants du pont (tablier, appuis et fondations) et le choix des différents équipements à mettre sur le pont.

II.1. Caractéristiques du profil en travers de la voie portée

L'ouvrage de franchement projeté est un pont à poutres de 10 m de largeur comprenant une chaussée en toit de largeur roulable 7 m, et deux trottoirs de 1,5 m chacun. Pour l'assainissement de la chaussée, une pente de 2,5% sera appliquée, et sera de 2% pour le trottoir. Le pont sera à quatre travées indépendantes de 20 m de portée chacune.

II.2. Le tablier

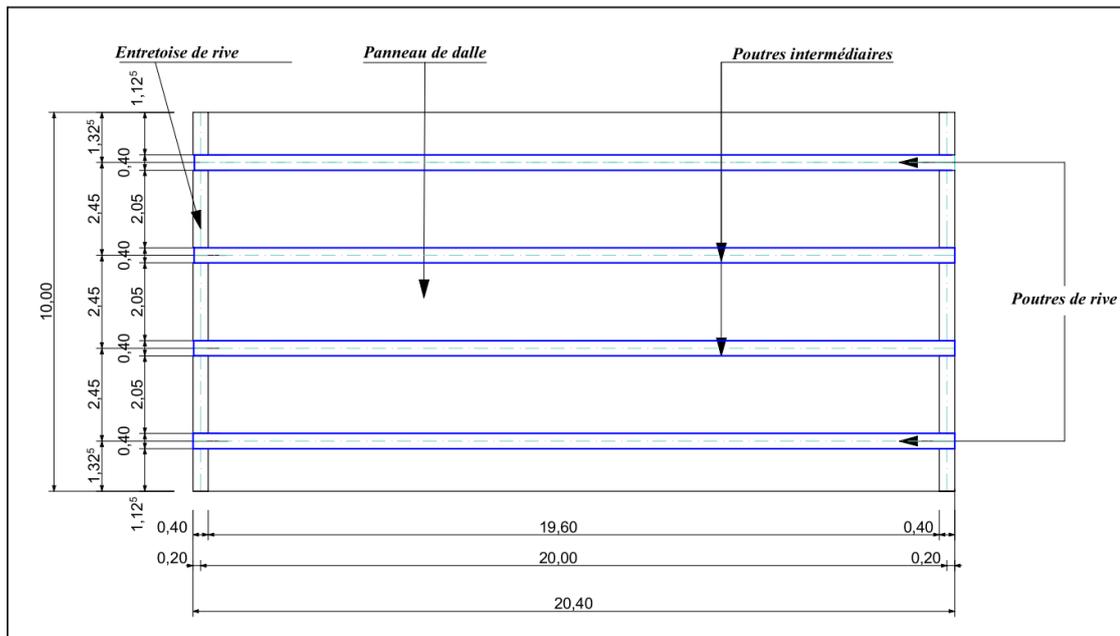


Figure 5: Vue d'une portée du tablier rigide

II.2.1. Pré dimensionnement des poutres

- Hauteur H_p

$$\frac{L}{17} \leq H_p \leq \frac{L}{15}$$

Avec L la portée de la poutre; 20 m

$$1,18 \leq H_p \leq 1,33 \quad ; \quad H_p = 1,25 \text{ m}$$

- Epaisseur de l'âme des poutres b_o $0,25 H_p \leq b_o \leq 0,5 H_p$

$$0,31 \text{ m} \leq b_o \leq 0,625 \text{ m}; \quad b_o = 0,40 \text{ m}$$

La section d'une poutre est alors de **40 x 125 cm²**

- **Nombre de poutres (N):** Le nombre poutre (N) et leur écartement dépendent

de la largeur du tablier. Le **Tableau 3** donne les différentes valeurs de N en fonction de la largeur (Jean -Armand CALGARO, 2000).

Tableau 3: Choix du nombre de poutres en fonction de la largeur du tablier

Largeur du Tablier (LT)	< 6 m	6 m < LT < 9 m	9 m < LT < 11 m	11 m < LT < 14 m
Nombre de poutre (N _p)	2	3	4	5

Ainsi, pour une largeur de 10 m, nous aurons quatre (04) poutres espacées chacune d'une distance de 2,05 m (Voir **Figure 5: Vue d'une portée du tablier rigide**).

II.2.2. Pré dimensionnement des entretoises

Convenons de prendre la section des entretoises égales à (40 x 100 cm²). Nous n'aurons que les entretoises de rive, situés aux extrémités de chaque travée.

II.2.3. Pré dimensionnement du hourdis

L'épaisseur de l'hourdis E_h dépend de la largeur entre axe des poutres. Le **Tableau 4** donne les différentes valeurs en fonction de la largeur (Jean -Armand CALGARO, 2000).

Tableau 4: Epaisseur de l'hourdis en fonction la largeur entre axe

Largeur entre axe (m)	2	2,5	3	3,5
Epaisseur (E _h)	16	18	20	22

La largeur entre axe est de 2,45 m, alors E_h = 0,18 cm convenons de prendre pour faciliter la mise en œuvre E_h = 0,20 cm

II.3. Appuis

II.3.1. Chevêtres

- Longueur L_c; prenons L_c égale à la largeur du tablier 10 m
- Largeur : dans le cas de notre projet, on prend une largeur de 1,6 m
- Hauteur: $h \geq 0,80 \text{ m}$ (Jean -Armand CALGARO, 2000), prenons h = 0,80 m.

II.3.2. Appareils d'appui

Les appareils d'appui sont en élastomère fretté, couramment utilisés. Ils seront placés à l'extrémité de chaque poutre c'est-à-dire au nombre de deux (02) par poutre.

II.3.3. Bossages

Ils auront une hauteur 10 cm avec des débords de 5 cm par rapport à l'appareil d'appui, de même nombre. Ils seront posés sous les appareils d'appui.

II.3.4. Piles

Le plus souvent les colonnes sont disposées au droit des appareils d'appui, afin que les descentes de charge s'effectuent directement. Elles seront placées entre deux travées sous les chevêtres et supportant ainsi chacune deux appareils d'appuis. La distance entre deux colonnes sera égale à la distance entre deux appareils d'appui successifs d'une même travée.

Leur diamètre est calculé par la formule suivante :

$$\varnothing \geq \frac{H_p}{10} ; (\text{DOSSIER PP73, 1977})$$

H_p , la hauteur de la colonne égale à 7,20 m ;

$$\varnothing \geq 0,72 \text{ m retenons } 1 \text{ m}$$

L'ouvrage comprend alors quatre (04) colonnes de 1 m de diamètre par travée.

II.3.5. Culées

Le pré dimensionnement des culées (Jean -Armand CALGARO, 2000).

- Mur de front: aura une épaisseur de 0,95 m sur lequel reposera le mur garde grève
- Mur garde grève

La hauteur du mur garde-grève fait la somme des hauteurs suivantes :

- Hauteur du tablier : 1,25 m
- Hauteur de l'hourdis : 0,20 m
- Hauteur T des appareils d'appui : 0,06 m
- Hauteur du bossage : 0,10 m
- Hauteur totale mur grève est alors de 1,61 m

L'épaisseur E_g , $20 \text{ cm} \leq E_g \leq 30 \text{ cm}$ et donné par la formule suivante :

$$\text{Si } h < 1 \text{ m}, E_g = 20 \text{ cm}$$

$$1 \text{ m} < h < 2 \text{ m}, E_g = 30 \text{ cm} \rightarrow H_g = 1,61 \text{ m donc } E_g = 30 \text{ cm}$$

- Mur en retour

L'épaisseur de mur de retour 30 cm, Corbeau extérieur : 50 cm

II.4. Fondations

II.4.1. Diamètre des pieux

$$0,60 \text{ m} \leq dp \leq 2,5 \text{ m} \text{ (DOSSIER PP73, 1977)}$$

Convenons de prendre 8 pieux de diamètre $dp = 0,80 \text{ m}$, sous chaque semelle de liaison

II.4.2. Pré dimensionnement de la semelle de liaison

- La longueur de la semelle

$$L_s = (3n - 1)dp \text{ (DOSSIER PP73, 1977)}$$

Avec

L_s , la longueur de la semelle ;

n : le nombre des pieux dans une file;

dp : diamètre des pieux

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

- La largeur B de la semelle : $B = (3N - 1)dp$

B le largeur de la semelle;

N : le nombre de files de pieux;

dp : diamètre des pieux

$$\text{ici on } N = 2; B = 4 \text{ m}$$

- La hauteur de la semelle: $H_s = 0,5 \left(L - \frac{a}{2} \right) + d$

L : distance entre entraxe des files ; $L = B - 2dp = 2,4 \text{ m}$

a : diamètre des colonnes

d : enrobage de la semelle, $d = 5 \text{ cm}$

$$H_s = 0,5 \left(2,4 - \frac{1}{2} \right) + 0,05 = 1,225 \text{ m}; \text{ retenons } H_s = 1,25 \text{ m} :$$

Conclusion : La semelle de liaison aura les dimensions de $8,8 \times 4 \times 1,25$

II.5. Equipements

II.5.1 Couche de roulement

Elle sera constituée par un tapis d'enrobé bitumineux de 5 cm et de poids volumique réelle de 24 KN /m³.

II.5.2 Chape d'Etanchéité

Il a pour rôle de protéger le tablier des diverses conséquences causées par les eaux de pluie en évitant son infiltration. Il est assuré par les feuilles préfabriquées comportant une couche de bitume.

II.5.3 Trottoirs

Ayant pour rôle d'assurer la circulation des piétons sur l'ouvrage, ils auront une largeur de 1,5 m avec une surélévation de 20 cm par rapport à la circulation automobile.

II.5.4 Dispositif de retenue

Les dispositifs de retenue ont pour rôle d'assurer la sécurité des différents usagers du pont. Il en existe de plusieurs types. Cependant, nous utiliserons des barrières BN4, qui sont de type H et permettront de retenir les véhicules en cas de chute (SETRA, 2002).

II.5.5 Joints de chaussée

Afin de rendre le tablier librement dilatable, d'assurer la transmission entre deux travées indépendantes, des joints seront placés perpendiculairement à la chaussée entre deux travées successives (SETRA, 2006).

II.5.6 Les corniches

Elles sont situées à la partie haute du tablier et seront en béton préfabriqué. Notons aussi que les barrières seront scellées dans les corniches.

II.5.7 Eclairage

Elle sera assurée par des lampadaires de 8 m de hauteur et placés de part et d'autre du pont à chaque 20 m.

II.5.8 Evacuation des eaux

L'évacuation des eaux étant nécessaire pour la pérennité de l'ouvrage et la sécurité des usagers, grâce à la pente du profil en travers, les eaux seront recueillies par des gargouilles ($\varnothing 100$) qui déboucheront directement à l'air libre avec un espacement de 10 m (BEN OUEZDOU, 2012).

II.5.9 Dalle de transition

Situé à l'arrière du mur garde grève, il sert d'interface entre les remblais bien compacté et le tablier. En se référant au Guide SETRA (SETRA, 1984), ses dimensions sont calculées par les formules ci-après: Longueur L : inf. [6m ; sup (3m ; 0,6H)], avec H la hauteur du remblai

H = 2,50 m; alors on a L : 3 m, épaisseur : $e = 30 \text{ cm}$

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

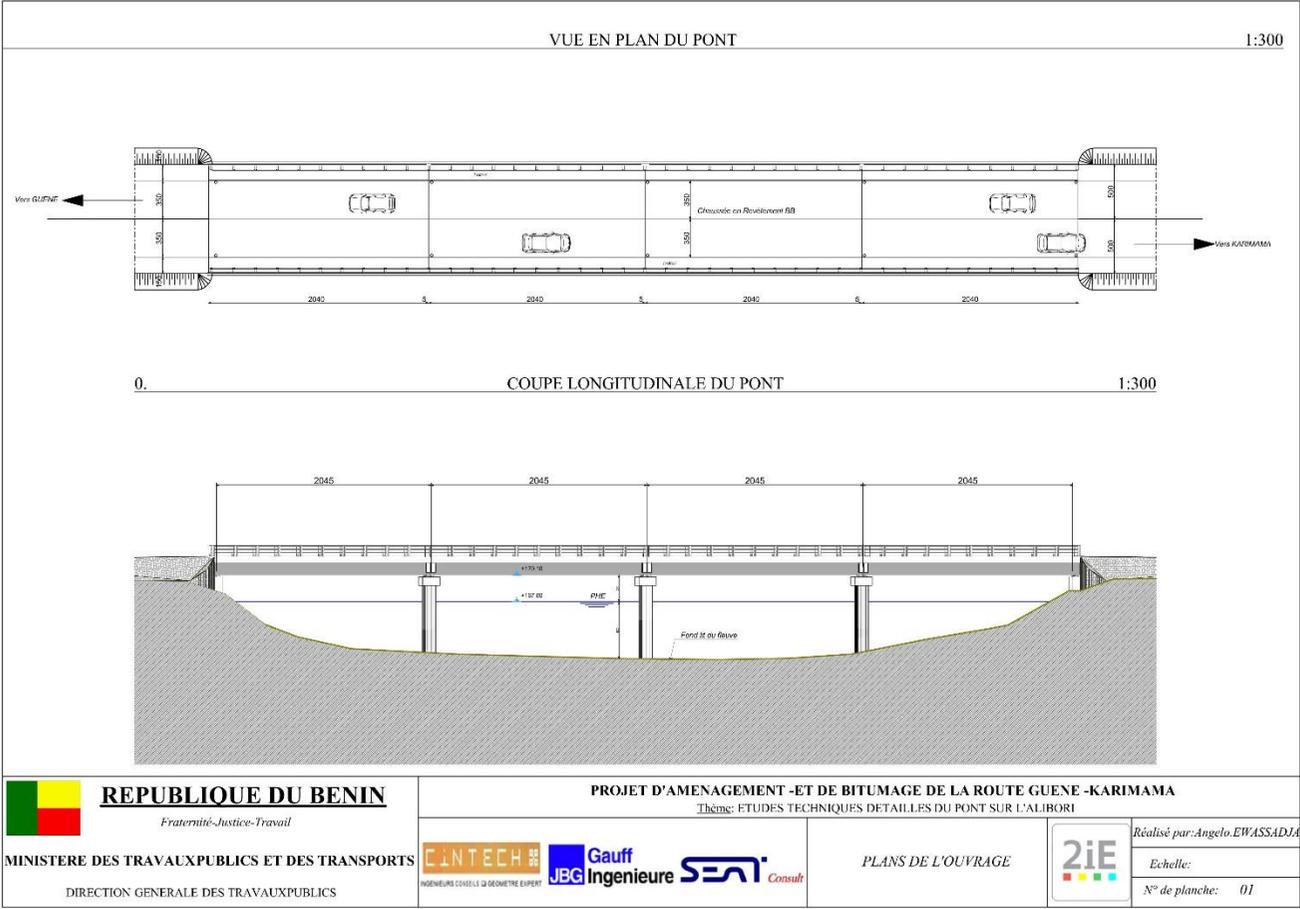


Figure 6: Vue en plan et Coupe longitudinale du pont

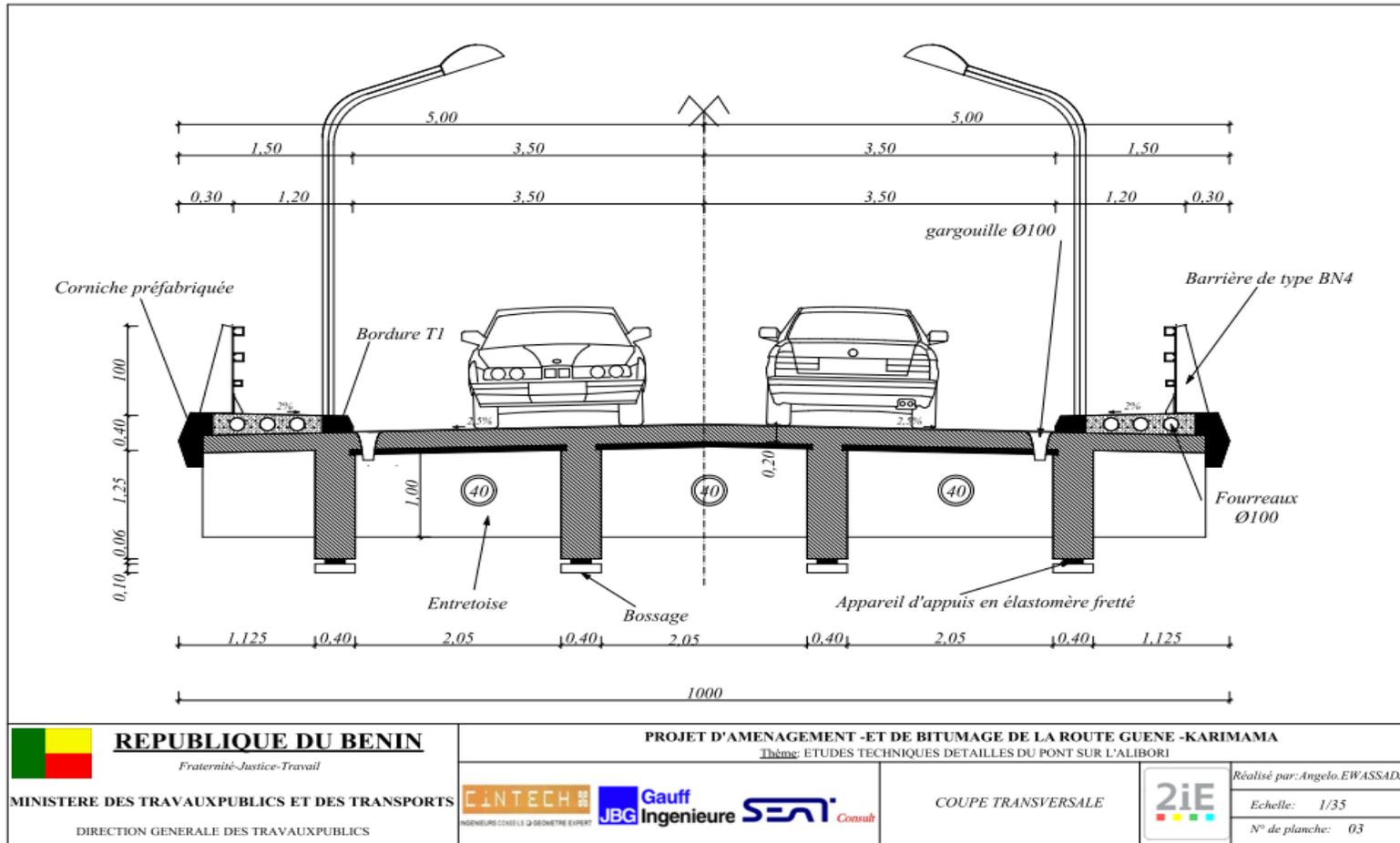


Figure 7: Coupe Transversale du Pont

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori



Figure 8: Vues en perspectives du Pont

CHAPITRE 3: ETUDES D'EXECUTION

Elle consiste au dimensionnement effectif de tous les éléments constituant la superstructure et l'infrastructure de l'ouvrage d'art. Il sera réalisé le bilan réel de toutes les charges et surcharges roulantes que supportera chacun des éléments de l'ouvrage, plusieurs hypothèses, méthodes et formules définies dans le Guide SETRA et autres documents de dimensionnement seront utilisées. L'étude commencera par le dimensionnement des éléments du tablier, ensuite suivra les appuis et pour finir les éléments de la fondation. L'objectif final de ces études est d'établir les différents plans d'exécution (Voir **Annexe XVIII**).

I. HYPOTHESES DE CALCUL

I.1. Références et règlements utilisés

- Règles BAEL 91 révisées 99 (J.PERCHAT);
- Fascicule N°61 titre II : programme de charges et épreuves des ponts routes pour les surcharges routières (Fascicule N°61, 1971);
- Fascicule N°62 titre V : règles techniques de conception et de calcul des Fondations (Fascicule N°62).

I.2. Caractéristiques des matériaux

- Ciment : Le ciment utilisé sera du CPA 45.
- Béton: Le béton possède les propriétés principales suivantes :
 - Poids volumique du béton: 25 kN/ m^3
 - Résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours; $f_{c_{28}} = 30 \text{ Mpa}$
 - Résistance du béton à la traction à 28 jours $f_{t_{28}}$; $f_{t_{28}} = 0,6 + 0,06 f_{c_{28}} = 2,4 \text{ Mpa}$
 - Module de déformation longitudinale instantanée

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 34179,56 \text{ Mpa}$$

- Module de déformation longitudinale à long terme

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c_{28}}} = 11496,76 \text{ Mpa}$$

- Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1,5$
- Durée d'application des charges supérieure à 24 heures : $\theta = 1$
- Contrainte du béton à ELU

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17 \text{ Mpa}$$

- Contrainte du béton à ELS

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

➤ **Acier**

- Poids volumique de l'acier : 78,5 kN/ m³
- Nuance : Acier de Haute Adhérence FeE400
- Limite d'élasticité garantie : Fe = 400 Mpa
- -Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$
- Contrainte de l'acier à ELU : $f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ Mpa}$
- Contrainte de l'acier à ELS

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{2} \\ (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \end{array} \right. \end{array} \right. = 215,56 \text{ Mpa}$$

I.3. Inventaire des charges

I.3.1. Charges permanentes

Tableau 5:Récapitulatif descente des charges sur une seule poutre

Poutre de rive		Poutre intermédiaire	
Largeur d'influence (m)	2,55	Largeur d'influence (m)	2,45
Longueur (m)	20	Longueur (m)	20
<i>Désignations</i>	<i>Valeurs (kN/ml)</i>	<i>Désignations</i>	<i>Valeurs (kN/ml)</i>
Poids propre	12,50	Poids propre	12,50
Hourdis	12,75	Hourdis	12,25
Revêtements bitumineux +étanchéité	6,12	Revêtements bitumineux +étanchéité	5,88
Trottoirs	5,50		
Garde-corps	0,50		
Corniche	3,50		
Bordure de trottoir	2,00		
Poids total au ml	42,87	Poids total au ml	30,63
Poids total sur toute la travée (kN)	857,40	Poids total sur toute la travée (kN)	612,60

Tableau 6:Récapitulatif descente des charges sur une travée entière

Eléments	Poids Unitaire (kN)	Nombre	Poids Total (kN)
Poutres de rive	857,40	2	1714,80
Poutres intermédiaires	612,60	2	1225,20
Entretoises	60,50	2	121,00
Poids total d'une travée (kN)			3061,00

I.3.2. Charges d'exploitation : Les surcharges

Les surcharges sont (Fascicule N°61, 1971; TAMBOURA Issoufou, 2015):

- Les surcharges civiles qui regroupent les systèmes A et B (B_c , $B_{c-niger}$, B_t et B_r) ;
- Les surcharges militaires (Mc120),
- Les surcharges de trottoirs. Nous considérons les charges locales d'intensité égales à 450 kg/m^2 pour le calcul des entretoises et hourdis, et seront de 150 kg/m^2 pour le calcul des poutres principales.

Calcul des coefficients de majoration dynamique

Les valeurs des différentes surcharges des systèmes B et M120 calculées seront majorées par un coefficient appelé coefficient de majoration dynamique. Il est déterminé par la formule suivante:

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

Avec:

L: Longueur de l'élément considéré (m)

G: Charge permanente de l'élément considéré

S: La surcharge

Les différents coefficients de majoration comprennent deux composantes qui seront déterminées:

- les coefficients de majoration dynamique par travée indépendante
- les coefficients de majoration dynamique pour le hourdis seul
- Les coefficients de majoration dynamique par travée indépendante

Tableau 7: Coefficient de majoration dynamique par travée indépendante

Coefficient de majoration par travée indépendante						
Charge permanente (kN)	3061,00		Longueur (m)			20
Surcharges	Type	Valeurs des charges (kN)	Nbre de files	Coefficient du au type de sur-charge	Surcharges S (kN)	Coefficient de majoration
Surcharges civiles	Bc	600	2	1,10	1320	1,14
	Bc-niger	775		1,10	1705	1,15
	Bt	320		1,00	640	1,11
	Br	100		1,00	200	1,09
Surcharge militaire	M120	1100	1	1,00	1100	1,13

➤ Les coefficients de majoration dynamique pour le hourdis seul

Pour déterminer les coefficients de majoration dynamique à utiliser dans le calcul des sollicitations du hourdis, il faut considérer une dalle carrée dont la longueur du côté est égale à la largeur utile de la chaussée.

Tableau 8: Coefficient de majoration dynamique pour hourdis

Coefficient de majoration dynamique pour hourdis						
Charge permanente (kN)	439,60		Longueur (m)			7
Surcharges	Type	Valeurs des charges (kN)	Nombre de files	Coefficient du au type de sur-charge	Sur-charges S (kN)	Coefficient de majoration
Surcharges civiles	Bc	300	2	1,10	660	1,33
	Bc-niger	355		1,10	781	1,35
	Bt	320		1,00	640	1,33
	Br	100		1,00	200	1,23
Surcharge militaire	M120	1100	1	1,00	1100	1,40

La méthodologie et l'application pour le calcul des différents coefficients dynamiques sont présentées dans l'**Annexe II** du document.

II. CALCUL DU TABLIER

Plusieurs méthodes ont été proposées pour le calcul du tablier des ponts à poutres. Elles sont classées en deux catégories suivant la nature de la section transversale qui peut être considérée comme étant déformable ou indéformable.

Lorsque le tablier comporte des entretoises suffisamment rigides, la section transversale est considérée comme indéformable et la méthode de calcul généralement utilisée est la méthode de **Courbon**. Par contre, lorsque le tablier est sans entretoises intermédiaires, la section transversale est considérée comme déformable et la méthode de calcul couramment utilisée est la méthode de **Guyon-Massonnet**

L'étude est subdivisée en une étude dans le sens transversal et une étude d'une poutre dans le sens longitudinal. Le tablier de l'ouvrage projeté ne comportant pas d'entretoises intermédiaires (**Figure 5:Vue d'une portée du tablier rigide**), la méthode utilisée pour évaluer les sollicitations est la méthode de **Guyon –Massonnet** basée sur un modèle de grillage de poutres.

II.1. Etude des poutres

La sollicitation réelle se trouvant dans la poutre est égale au produit du coefficient de répartition transversale (η) et de la sollicitation longitudinale.

$$\text{Sollicitation réelle} = \eta \times \text{Sollicitation longitudinale}$$

(M.ch.MASSONNET, 1962)

- Pour la Sollicitation longitudinale, on applique le théorème de Barré (TAMBOURA Issoufou, 2015),
- Pour le Coefficient de répartition transversale, on applique la méthode de GUYON MASSONNET (M.ch.MASSONNET, 1962).

II.1.1. Sollicitation longitudinale

Moment fléchissant et effort tranchant dus aux charges permanentes

Les charges permanentes sont réparties sur toute la poutre. Elles varient en fonction de la position des poutres (Voir **Tableau 5** et **Tableau 6**). Les formules courantes de la RDM sont utilisées. Le **Tableau 9** présente le récapitulatif des sollicitations obtenues.

Tableau 9: Moment fléchissant et effort tranchant dus aux charges permanentes

Sollicitations	Formules générales	Poutres de rives	Poutres intermédiaires
Moment Fléchissant	$M_f = \frac{GL^2}{8}$	2456 kN.m	1531,5 kN.m
Effort tranchant	$T = \frac{GL}{2}$	491,20 kN	306,3kN

Moment fléchissant et Effort tranchant dus aux surcharges

Surcharges civiles

➤ Système A

Dans ce cas, deux simulations de cas de chargement ont été faites :

- Cas d'une voie chargée : $L_c = 3,50 \text{ m}$; $A_2 = 47,43 \text{ kN/ml}$
- Cas deux voies chargées : $L_c = 7,00 \text{ m}$; $A_2 = 94,85 \text{ kN/ml}$

Le deuxième cas de chargement (deux voies chargées) étant le maximal, il en résulte pour les sollicitations : $M_{\max} = 4742,50 \text{ kN.m}$ et $T_{\max} = 472,50 \text{ kN}$. (Cf.: Formules générales **tableau 9**).

➤ Surcharge du système Bc

Le théorème de barré stipule que «le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre » (TAMBOURA Issoufou, 2015).

Ainsi, une étude basée sur ce théorème nous donne pour un convoi règlementaire de type Bc, les dispositions les plus défavorables des essieux ainsi que les expressions des moments maximaux correspondants en fonction de la portée pour une travée indépendante.

D'où pour une portée $l = 20 \text{ m}$, nous avons :

$$M_{\max} = P(1,25 l + \frac{14,878}{l} - 13,125) \text{ (BEN OUEZDOU , 2012) Voir Annexe III}$$

$$M_{\max} = 1514,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{fbc} = M_f \times n \times bc \times \delta_{bc}$$

Pour deux voies chargées, pont de classe 1: $n = 2$ et $b_c = 1,10$

$$M_{fbc} = 1514,27 \times 2 \times 1,10 \times 1,14 = 3797,79 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant est maximal lorsque l'une des charges est située sur l'appui. En utilisant les lignes d'influence, on obtient T_{\max}

$$T_{max} = \sum y_i \times P = 399 \text{ kN}$$

Pour une voie chargée, pont de classe 1 : $T_{bc} = T \times n \times bc \times \delta_{bc} = 1000,69 \text{ kN}$

- Surcharge du système Bt
- Moment fléchissant

Moment maximal dans la section critique (au droit du premier essieu)

$$M_f = \sum y_i \times P = 1492,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{f_{bt}} = M_f \times n \times bt \times \delta_{bt}$$

Pour deux voies chargées, pont de classe 1 : $n = 2$ et $b_t = 1,00$; $M_{f_{bt}} = 3314,02 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant

$$T = \sum y_i \times P = 308,8 \text{ kN}$$

- **Pour deux voies chargées, pont de classe 1 : $T_{bt} = T \times n \times bt \times \delta_{bt} = 685,54 \text{ kN}$**
- Surcharge du système Br
- Moment fléchissant ; est maximal lorsque la roue se situe à l'axe transversal de la travée : $M_f = y \times P = 500 \text{ kN.m}$; $M_{f_{br}} = M_f \times \delta_{br} = 545 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant : $T = 100 \text{ kN}$; $T_{br} = T \times \delta_{br} = 109 \text{ kN}$

- Surcharge du système Bc-Niger
- Moment fléchissant

$$M_f = \sum y_i \times P = 1567,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{f_{bc-Niger}} = M_f \times n \times bc \times \delta_{bc-Niger}$$

Pour deux voies chargées, pont de classe 1 : $n = 2$; $M_{f_{bc-Niger}} = 3965,78 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant

$$T = \sum y_i = 444,87 \text{ kN}$$

$$T_{bc-Niger} = T \times n \times bc \times \delta_{bc}$$

Pour une voie chargée, pont de classe 2 : $T_{bc-Niger} = T \times n \times bc \times \delta_{bc} = 1125,53 \text{ kN}$

➤ Surcharge militaire

- Moment fléchissant : Etant des charges réparties, on détermine le moment maximal en multipliant la charge (q) par l'aire maximale (Ω) correspondante en utilisant les lignes d'influence. $y_1 = y_2 = 3,4$; $M_f = \Omega \times q = 4661,47 \text{ kN.m}$; $M_{f120} = M_f \times \delta_{M120} = 5267,46 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant : L'effort tranchant est maximal lorsque la charge uniformément répartie commence sur l'appui

$$T = \Omega \times q = 932,31 \text{ kN}; T \times \delta_{M120} = 1053,51 \text{ kN}$$

➤ Surcharge de trottoirs

- Moment fléchissant et Effort tranchant dus à la Surcharge des trottoirs : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
 Pour deux trottoirs chargé $l = (2 \times 1,5 \text{ m})$, $q = 1,5 \times 3 = 4,50 \text{ kN/ml}$

Tableau 10: Moment et effort tranchant des trottoirs

Sollicitations	Formules générales	Valeurs
Moment Fléchissant	$M_f = \frac{q \times L^2}{8}$	225 kN.ml
Effort tranchant	$T = \frac{q \times L}{2}$	45 kN

II.1.2. Calcul des coefficients de répartition transversale : Méthode de GUYON-MASSONET

Le principe de cette méthode stipule qu'on considère une travée indépendante, de portée L, de largeur 2b, dont l'ossature est constituée par une poutraison croisée de n poutres longitudinales (portée L, espacement b1) et de m entretoises (portées 2b, et espacement L1) intermédiaires, disposées transversalement.

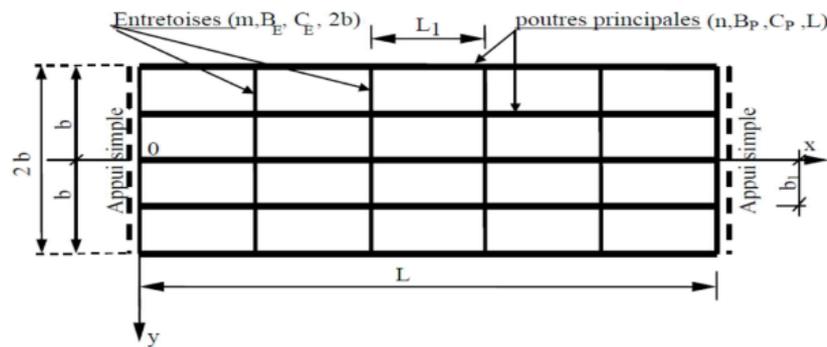


Figure 9:Modèle de tablier de pont selon Guyon Massonnet

- Paramètres fondamentaux de la méthode (M.ch.MASSONNET, 1962)
 - **Le paramètre de torsion :** $\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{(\rho_P * \rho_E)}} = 1,653$
 - **Le paramètre d'entretoisement :** $\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\gamma_P}{\gamma_E}} = 0,577$
- Détermination des Coefficients de Répartition Transversale (η) (M.ch.MASSONNET, 1962)

Le Coefficient de Répartition Transversale (η) est calculée par la formule suivante : $\eta = \frac{K}{n}$

Avec :K : le coefficient de Guyon-Massonnet qui est déterminé à l'aide des abaques et formules de Massonnet-Sattler et n : nombre de poutres

Ces différents coefficients sont calculés autant pour la poutre de rive que pour la poutre intermédiaire et pour tous les cas de chargement .K dépend de la valeur du paramètre de torsion α , de la valeur du paramètre d'entretoisement θ , de l'excentricité de la charge e et de l'ordonnée de la poutre considérée y. Les abaques nous donne les valeurs de K pour $\alpha = 0$ et $\alpha = 1$. Pour α quelconque, l'interpolation n'est pas linéaire. Elle est donnée par la formule suivante: $K = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$.

Pour une poutre d'ordonnée y, on procède à une interpolation linéaire sur les valeurs de y données dans les tableaux de Guyon-Massonnet. Une interpolation linéaire peut se faire par rapport à θ . Ces valeurs sont utilisées pour tracer la ligne d'influence de chaque poutre en fonction de sa position y (**Voir Annexe III, Calcul des CRT**).

Les valeurs des sollicitations réelles dans les poutres sont présentées dans le **Tableau**

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

Tableau 11: Sollicitations réelles dans les poutres

				Poutre intermédiaire			Poutre de rive		
		Moment Mo (kN.ml)	Effort tranchant To (kN)	H	Moment pondéré Mf (kN.ml)	Effort tranchant pondéré T (kN)	η	Moment pondéré Mf (KN.ml)	Effort tranchant pondéré T (kN)
Charge Permanente		1531,50	306,30		1531,50	306,30		2143,50	428,70
Variables(Surcharges)									
Surcharges Civiles	Système A	4742,50	948,50	0,24	1130,80	226,16	0,25	1185,87	237,17
	Bc	1514,27	399,00	0,54	2037,86	536,96	0,49	1876,42	494,42
	Bt	1492,80	308,80	0,52	1737,50	359,42	0,53	1753,73	362,78
	Bc-Niger	1567,50	444,87	0,54	2137,20	606,56	0,49	1967,88	558,50
	Br	541,84	108,30	0,13	78,11	15,61	0,12	69,73	13,94
Surcharges Militaires		4661,47	932,31	0,51	3034,42	541,88	0,47	2763,71	493,53
Surcharges de trottoirs		225,00	45,00	0,24	53,29	10,66	0,26	58,35	11,67
Sollicitations	Mmax (KN.ml)	Tmax (kN)	Etats Limites	Moment fléchissant (KN.ml)	Effort tranchant (kN)	Combinaisons			
Charge Permanente	2143,50	428,70	ELU	7083,	1567,91	$M_U = 1,35M_G + \max(1,6 \max M_{Surcharge\ A,B}; 1,35M_{MC120}) + 1,60 M_{trottoir}$			
Surcharges Civiles	2137,20	606,56				$T_U = 1,35T_G + \max(1,6 \max T_{Surcharge\ A,B}; 1,35T_{MC120}) + 1,60 T_{trottoir}$			
Surcharges Militaires	3034,42	541,88	ELS	5236,28	1168,24	$M_{ser} = M_G + \max(1,2 \max M_{Surcharge\ A,B}; M_{MC120}) + M_{trottoir}$			
Surcharges Trottoirs	58,35	11,67				$T_{ser} = T_G + \max(1,2 \max T_{Surcharge\ A,B}; T_{MC120}) + T_{trottoir}$			

II.1.3. Calcul des sections d'armatures

Notons que la section droite de la poutre sera dimensionnée comme une section en T, fissuration préjudiciable. Les sections d'armatures seront les mêmes pour les poutres intermédiaires et les poutres de rive afin d'éviter les risques d'erreurs lors de la réalisation. Le calcul des sections d'aciers dans les poutres est fait en flexion simple à ELS, la fissuration est considérée comme préjudiciable tandis que les armatures transversales sont calculées à ELU

- Caractéristiques de la section de la poutre : $b = 2,45 \text{ m}$; $b_o = 0,40 \text{ m}$; $h_p = 1,25 \text{ m}$; $h_o = 0,20$

Tableau 12: Sections d'armatures de ferrailage des poutres

	Principale Asser	min aux appuis Asa	Armature de peau	Transversale
Section d'armature (cm ²)	376,90	50,27	7,85	
Choix	30HA40	4HA40	10HA10	HA12
Espacement (cm)				16

Voir Annexe III: Dimensionnement des poutres

II.2. Etude des entretoises d'about ou de rive

Ce sont des poutres disposées transversalement, dimensionnées comme une poutre en T, de longueur égale 10 m et appuyées sur 2 appuis que sont les 2 vérins de soulèvement du tablier. Les vérins jouent le rôle d'appuis provisoires pour les entretoises. (Figure 10: **Schéma statique de l'entretoise (Deux vérins)**). Les entretoises sont dimensionnées à ELS comme une poutre supportant son poids propre et le poids de la superstructure.

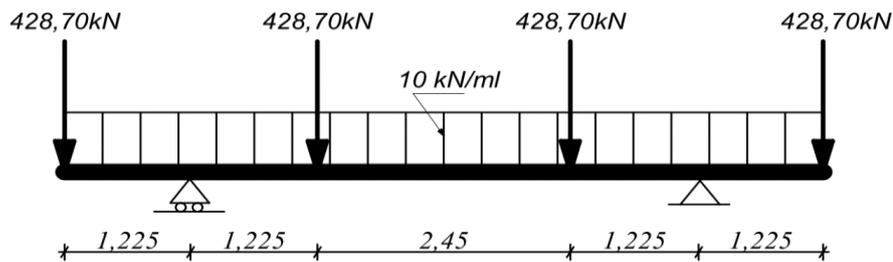


Figure 10: Schéma statique de l'entretoise (Deux vérins)

II.2.1. Calcul des Sollicitations sur l'entretoise

A l'aide du logiciel Pybar, nous avons les sollicitations suivantes

ELS : M_{\max} en appuis : 532,70 kN.m / M_{\max} en travée : 23,60 kN.m et T_{\max} : 453,60 kN

II.2.2. Calcul des sections d'armatures

Des calculs faites à ELS nous obtenons les sections d'armature suivantes :

- En appuis : 38,55 cm² et en travée 37,39 cm²/ **Choix** : nous optons pour **15HA20** totalisant 47,12 cm² pour les armatures en appuis comme en travée.
- Calcul des armatures de peau : 10HA10 .
- Calcul des armatures transversales; $\varnothing_t = 8$ mm, espacement 20 cm.

Voir Annexe IV : Dimensionnement des entretoises de rive

La détermination des différentes sollicitations agissant sur la dalle se fera en considérant un panneau de 2,45 m de largeur et de 20 m de longueur et en utilisant les abaques de PIGEAUD (M.THEMOZ, 1972).

II.3. Etude des entretoises d'about ou de rive

II.3.1. Calcul des sollicitations sur l'Hourdis

Selon les règles de la RDM (Jean COURBON et Jean -Noel THEILLOUT), nous avons la condition suivante: $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,12 < 0,4$, la dalle porte dans un sens, celui de la petite portée. Notons que pour la détermination des sollicitations, les surcharges A (L) ne sont pas prises en compte dans le calcul du hourdis car les effets sont moins défavorables. Les calculs se feront au mètre linéaire.

- Moment fléchissant et effort tranchant dus à la charge permanente

Charge permanente G :- $G = 7,4 \text{ kN/ml}$

Sollicitations non pondérées - $M_Q = 5,55 \text{ kN.m}$ et $T_G = 9,07 \text{ kN}$

- Moment fléchissant et effort tranchant dus à différentes surcharges

Les abaques de PIGEAUD, nous permettent d'avoir les valeurs des moments fléchissant transversal et longitudinal pour chaque type de surcharge, les charges sont disposées dans la position la plus défavorable. Afin de tenir compte de la continuité de la dalle, les différents moments seront affectés d'un coefficient de 0,80 en travée et de 0,5 en appui (M.THEMOZ, 1972).

Les résultats obtenus sont consignés dans le **Tableau 13**

Tableau 13: Sollicitations sur l'hourdis aux différents Etats limites

Sollicitations	Parallèle à L_x			Parallèle à l_y		
	Mmax en travée (KN.ml)	Mmax sur appuis (KN.ml)	Tmax (kN)	Mmax en travée (KN.ml)	Mmax sur appuis (KN.ml)	Tmax (kN)
Charge Permanente	5,55	0,00	9,07			
Surcharges Civiles	31,93	19,96	44,35	15,43	9,65	54,58
Surcharges Militaires	39,13	24,46	53,94	0,00	0,00	39,72

II.3.2. Calcul de la dalle d'encorbellement

Pour effectuer le calcul de la dalle en encorbellement (dalle sous trottoir), nous allons utiliser les surcharges locales de trottoir (Fascicule N°61, 1971). C'est une structure encastree à son appui de droite ou gauche et de longueur égale à 1,325 m.

La charge permanente regroupe les poids de l'hourdis, le trottoir (g) et les gardes corps (P). Le moment d'encorbellement est obtenu sous l'effet de la roue de 6 tonnes sur le trottoir dont la surface d'impact est un carré de 0,25 m de côté.

Le moment d'encorbellement M_e est calculé par la formule suivante :

$$M_e = \gamma_G M_G \gamma_Q M_{tr} \text{ Avec } M_G = 14,71 \text{ kN.m et } M_{tr} = 24,46 \text{ kN.m.}$$

La valeur du moment d'encorbellement ainsi obtenue sera comparée au moment sur appuis du hourdis et la valeur la plus défavorable sera choisie pour le calcul du ferrailage

en appuis de l'hourdis. Le **Tableau 14** présente les différentes valeurs des sollicitations aux différents états limites à utiliser pour le calcul du ferrailage de l'hourdis.

Tableau 14: Sollicitations de calcul de l'hourdis

Hourdis							Dalle d'encorbellement	
	Parallèle lx			Parallèle à ly				
Etats limites	M. en travée (KN.ml)	M. sur appuis (KN.ml)	T (kN)	M travée (KN.ml)	M appuis (KN.ml)	T (kN)	Me (KN.ml)	Te (kN)
ELU	60,32	33,02	85,06	24,69	15,43	87,32	58,99	44,52
ELS	44,68	24,46	62,29	18,52	11,57	65,49	39,17	29,56
SOLLICITATIONS DE CALCUL								
Etats limites	M travée //Lx (kN.m)	M travée //Ly (kN.m)	M app=Me (kN.m)	T//lx (kN)	T// ly (kN)			
ELU	60,32	24,69	58,99	85,06	87,32			
ELS	44,68	18,52	39,17	62,29	65,49			

II.3.3. Calcul des sections d'armatures

Les aciers du hourdis seront calculés à ELU, rappelons que le calcul de la dalle se fait en la simulant à une poutre rectangulaire de base égale à 1 m et de hauteur égale à 20 cm. Ainsi, les sections d'aciers trouvées seront par mètre linéaire.

Tableau 15: Sections d'armatures de ferrailage de l'hourdis

	Travée // lx	Travée //ly	Appuis
Section d'acier à ELU (cm ²)	10,23	4,04	9,99
Choix d'armatures	8HA16	5HA12	6HA16
Espacement (cm)	12	20	18

Notons que $\bar{\zeta}_u > \zeta_u \rightarrow$ D'où on n'a pas besoin d'armatures d'effort tranchant.

Voir Annexe V: Dimensionnement de l'hourdis

III. CALCUL DES APPIUS

III.1. Calcul des appareils d'appui

Ils sont en élastomères frettés. Le dimensionnement des appareils d'appui se basera sur la norme NF EN 1337-3 qui définit les caractéristiques couramment utilisés (SETRA, 2007). Ainsi, le type d'appareils d'appui choisi est B (Comportant au moins 2 frettés) et de forme rectangulaire.

- Dimensionnement géométrique : En fonction du nombre de frettés la dénomination d'un appareil d'appui se présente comme suit : $a \times b ; n(t_i + t_s) ; 2e$
- Réactions maximales $R_{max} = 1135,81 \text{ kN}$
- Aire de l'appareil d'appui : $A \geq \frac{R_{max}}{\sigma}$, $a \geq \frac{R_{max}}{b \times \sigma} = 0,189 \text{ m}$, avec $b = 0,30 \text{ m}$
- Dilataion thermique due à la variation de la température ; $\Delta T = 30^\circ\text{C}$ et $l = 20 \text{ m}$ (portée de la poutre) : $\Delta l = 2000 \times 3\text{‰} = 0,60 \text{ cm}$
- Estimation du retrait : $\Delta l = 2000 \times 3\text{‰} = 0,60 \text{ cm}$
- Fluage : nous prendrons une valeur de 4‰. $\Delta l = 2000 \times 4\text{‰} = 0,80 \text{ cm}$
- Effort de freinage
- Pour la charge A est calculé par la formule suivante ; $H = \frac{1}{(20+0,0035 \times S)} = 0,05$
- Pour la charge de type Bc, il est calculé par la formule suivante : $H = \max \left[\frac{A}{(20+0,0035 \times S)} ; 30t \right] = 30t$

Choisissons 4 feuillets de 10 mm (SETRA, 2007), eux enrobages de 2,5 mm et une épaisseur des frettés égale à 3mm ; $T_b = 60 \text{ mm}$

D'où on aura un appareil d'appui de : $200 \times 300 \times 4 (10 + 3) ; 2 \times 2,5$

Voir Annexe VI: Dimensionnement des appareils d'appui

III.2. Calcul des bossages.

Ils ont une dimension de 0,40 x 0,30 x 0,10 et sollicités en compression. Situés juste en dessous des poutres, ils reçoivent les charges et surcharges descendantes venant du tablier.

$$R_{max} = 490,93 \text{ kN par bossage}$$

➤ Calcul du ferrailage

D'après le fascicule PP73, nous avons la formule suivante $A_s \geq 0,04 \frac{R_{max+pp}}{\sigma_{st}} =$

$0,91cm^2$. Deux nappes seront placées perpendiculairement

Choix : Suivant les 30 cm : 4 HA 8 espacées de 6 cm

Suivant les 40 cm : 4 HA 8 espacées de 11 cm

Voir Annexe VII: Dimensionnement des bossages

III.3. Piles

III.3.1. Calcul des chevêtres

Ils joueront le rôle de raidisseur, donc ne seront pas dimensionnés comme des éléments porteurs. Néanmoins, pendant les opérations de vérinage des efforts sont créés et doivent être pris en compte dans le dimensionnement du chevêtre.

Nous avons alors le schéma statique suivant :

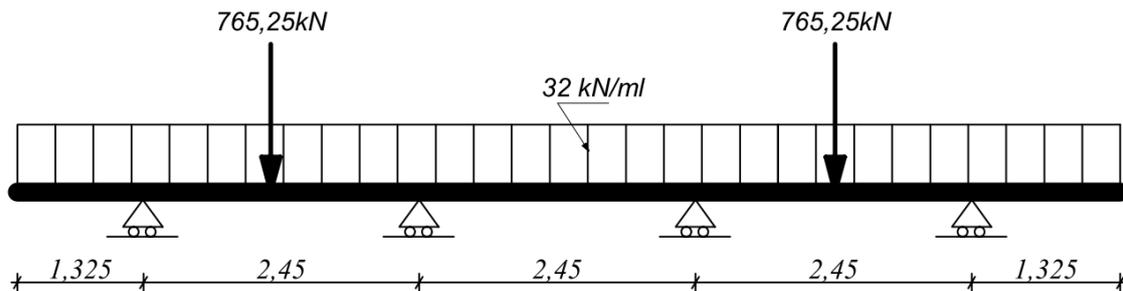


Figure 11: Schéma statique du chevêtre

ELU : M_{max} en appuis : 210,23 kN.m / M_{max} en travée : 544,73 kN.m et T_{max} : 650,30 kN

ELS : M_{max} en appuis : 155,70 kN.m / M_{max} en travée : 403,50 kN.m et T_{max} : 481,70 kN

➤ Section d'armatures longitudinales ELS

- Sur appuis : **12HA14** totalisant $18,47 cm^2$ esp : 15 cm

- En travée : **12H20** totalisant $37,70 cm^2$ esp : 15 cm

➤ Calcul des armatures de peau : **10HA14** totalisant 15,39.

➤ Calcul des armatures transversales : $\phi_t = 8 mm$, st = 20 cm

Voir Annexe VIII: Dimensionnement des chevêtres

III.3.2. Calcul des colonnes.

La colonne étudiée sera celle située entre deux (02) travées successives. Elle a un diamètre de 1 m avec une hauteur de 7,30 m. Les calculs se feront en compression simple et uniquement à l'Etat Limite Ultime (ELU).

➤ Descente des charges

L'effort de compression agissant sur une colonne est donné par l'expression suivante :

$$N_u = \frac{R_{max}}{n_{fut}} + 1,35 \times (P_p + P_{bossages} + R_{chevêtre}) = 1655,89 kN$$

➤ Section d'armature

$A_s = A_{smin} = 15,07 \text{ cm}^2$ **Choix** : Nous optons pour **8HA16** totalisant $16,08 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = 5,33$ Retenons HA8

Espacement $S_t \leq \min(40 \text{ cm} ; (a + 10 \text{ cm}) ; 15\phi_{lmin}$, soit $S_t \leq 24 \text{ cm}$ prenons $S_t = 20 \text{ cm}$

Voir Annexe IX: Dimensionnement des colonnes

III.4. Culées

III.4.1. Dimensionnement de la dalle de transition

Elle sera dimensionnée conformément aux recommandations du guide SETRA (SETRA, 1984). La dalle est calculée en considérant une poutre en flexion simple qui prend appui d'une part sur le corbeau et d'autre part sur le remblai par une bande de 0,6 m de largeur La surcharge à considérer est l'essieu tandem Bt et les calculs sont fait à ELU.

➤ Descente des charges

Charges permanentes : $G = 135 + 75 = 210 \frac{kN}{ml}$; $M_G = 236,25 \text{ kN.m}$ et $T_G = 315 \text{ kN}$.

Les sollicitations pour la surcharge roulante de type Bt sont déterminées en utilisant les lignes d'influence

Combinaisons. ELU : $M_u = 1,35 \times M_G + 1,60 \times M_{Bt} = 696,28 \text{ kN.m}$

$$T_u = 1,35 \times T_G + 1,60 \times T_{Bt} = 1188,64 \text{ kN}$$

Le moment ainsi calculée est ramenée par mètre de largeur de la dalle

$$M_{utravée} = 69,63 \text{ kN.m} \text{ et } M_{uappuis} = 0,15 M_u = 10,45 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des sections d'armatures.

Dimensions : $b = 1 \text{ ml}$ et $h = 0,30 \text{ m}$

Les valeurs des sections obtenues sont consignées dans le **Tableau 16**

Tableau 16: Sections d'armatures de ferrailage de la dalle de transition

	Nappe inférieure (Travée)	Répartition (Travée)	Nappe supérieure (Appuis)	Répartition (Travée)
Section d'acier à ELU (cm ²)	7,635	2,545	3,726	1,242
Choix d'armatures	8HA12 (9,06 cm ²)	6HA8 (3,02cm ²)	4HA12 (4,52 cm ²)	4HA8 (2,01cm ²)

Notons que le ferrailage sera en double nappe alors, pour calculer les sections des aciers de répartition, il a été divisé les armatures de la nappe considérée par 3 (DOSSIER PP73, 1977).

Vérification du poinçonnement

$$h_o \geq \frac{0,1776 \times 1,5}{0,045 \times 30 \times 3,2} = 0,0617, h_o = 0,30 \text{ m} > 0,0617 \text{ m } \textit{condition vérifiée}$$

Voir Annexe X: Dimensionnement de la dalle de transition

III.4.2. Mur garde grève et du corbeau

Le fascicule 132 du PP73 fournis par le SETRA (DOSSIER PP73, 1977), nous propose des ferrailages types pour un le mur garde grève ayant une hauteur comprise entre 1 et 2 m de hauteur. Etant de 1,61 m, le ferrailage type choisi est présenté à l'**Annexe XI**, pour le mur garde grève et le corbeau.

III.4.3. Murs en retour

Situés de part et d'autre du mur de front, ils ont pour principal rôle de soutenir les remblais d'accès (Surcharge de remblai est de 1t/m²). Ils sont encastés dans le mur de front (sens longitudinal) et dans la semelle (sens transversal). Pour le dimensionnement transversal, le mur est divisé en trois parties et soumis à la poussée des terres.

Le calcul est fait en flexion composée pour la détermination des armatures verticales et en flexion simple pour la détermination des armatures horizontales (Dr Adamah MESSAN, 2014). Les calculs seront à l'ELS et en fissuration préjudiciable. Les détails des

calculs sont consignés dans l'**Annexe XII** et les résultats obtenus sont présentés dans le **Tableau 17**

Tableau 17: Sections d'armatures de ferrailage du mur en retour

	Section d'acier à (cm ²)	Choix	Espacement (cm)
Armatures verticales	49,09	10HA25	10
Armatures de répartition	10,84	10HA12	10
Armatures horizontales			
Tranche 1	6,903	6HA14	20
Tranche 2	10,298	10HA14	10
Tranche 3	5,522	6HA14	20
Armatures de répartitions	2,575	4HA10	25

III.4.4. Mur de front

Il est calculé comme un mur de soutènement. La structure est considérée comme encastree à la semelle par sa base. Outre, les efforts de compression (Charges verticales), le mur de front supporte un moment fléchissant résultant des poussées de terre, de la force de freinage et des surcharges sur remblais. La fissuration est supposée préjudiciable et les sollicitations de calcul sont évaluées à ELS par mètre linéaire. Les charges de calcul ainsi obtenues sont $N_{ser} = 1156,17$ kN/ml pour l'effort normal et de $M_{ser} = 1360,78$ kN.m/ml pour le moment fléchissant.

Le calcul en flexion composée nous donne les sections d'armatures répertoriées dans le **Tableau 18**.

Tableau 18: Sections d'armatures de ferrailage du mur de front

Désignation	$A_{f,s}$ (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	Choix	Espacement
Aciers verticaux	67,72	51,28	12,42	14HA25	8 cm
Aciers de répartition	$A_y = 0,3 \times A_s$	$A_y = 15,38$		10HA14	20 cm

Voir Annexe XIII : Dimensionnement mur de front

IV. CALCUL DES FONDATIONS

IV.1. Semelle de liaison

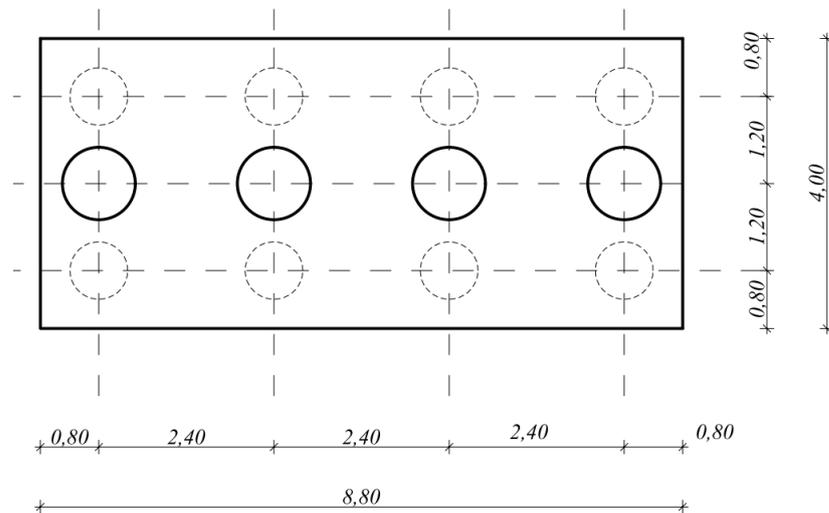


Figure 12: Vue sur la semelle

IV.1.1. Calcul des sollicitations agissant sur la semelle

- Effort Normal N

$$N = R_t + \frac{\text{Poids propre semelle}}{\text{ncolones}} = 2046,51 \text{ kN}$$

- Calcul de l'effort Normal tangentiel maximal (Méthodes des bielles)

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

N1 et N2 sont les efforts exercés respectivement sur la première et la seconde file

$$\text{Demi-entraxe } d_1 = d_2 = \frac{2,40}{2} = 1,20 \text{ m (demi-entraxe des pieux)}$$

$$a_1 = a_2 = 0,5 \times \phi_{\text{colonne}} \times \frac{N_1}{N_1 + N_2}$$

$$\text{Bras de levier } Z : Z = 1,3 \times \text{Max}[(d_1 - a_1); (d_2 - a_2)]$$

$$T = 787,12 \text{ kN}$$

IV.1.2. Calcul des sections d'armatures

- Armatures transversales inférieures et supérieures

$$A_t \geq \frac{T}{\sigma_a}, \text{ avec } \sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_s \quad (\text{DOSSIER PP73, 1977})$$

$$A_t \geq 33,94 \text{ cm}^2 \text{ soit } 14,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : Retenons **5HA20/ml** totalisant 15,71 cm² espacées de 20cm

- Armatures longitudinales supérieures

$$A_{lsup} = 0,05\% \times B \times h_s = 25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : Retenons **5HA14/ml** totalisant 7,70 cm² espacées de 20 cm

- Armatures longitudinales inférieures

$$A_{linf} = 0,1\% \times B \times h_s = 50 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : Retenons **5HA20/ml** totalisant 15,71 cm² espacées de 20 cm

Voir Annexe XIV: Dimensionnement semelle de liaison

IV.2. Pieux

IV.2.1. Calcul de la capacité portante des fondations : essais de pénétromètre dynamique

Les résultats issus des essais réalisés par le CNERTP, seront utilisés pour la détermination des efforts limites de pointe (Q_{pu}) et de frottement latéral (Q_{su}). La somme des deux efforts donne la capacité portante des pieux. Rappelons que la profondeur d'ancrage recommandée par les études géotechniques est de 8 m

$$Q_U = Q_{pu} + Q_{su}$$

- Effort limite de pointe Q_{pu}

$$Q_{pu} = \rho_p \times A \times q_u \quad (\text{Fascicule N}^\circ 62)$$

Avec

ρ_p : Coefficient réducteur de pointe égale à 0,5

A : Aire du pieu

q_u : Contrainte limite de pointe ; $q_u = K_c \times q_{ce}$

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente égale à 5,23 MPa avec $a = b = 0,5$ et $D = 8m$ (CNERTP)

K_c : 0,50, facteur de portance (Graves)

$$Q_{pu} = 0,657 MN$$

➤ Effort limite de frottement Q_{su}

$$Q_{su} = \rho_s \times p \times \sum q_s \times z \text{ (Fascicule N°62)}$$

ρ_s : Coefficient réducteur de frottement égale à 1

P: périmètre du pieu

Z: épaisseur de la couche

q_s : Frottement latéral unitaire

$$Q_{su} = \rho_s \times p \times \sum q_s \times z = 1,106 MN; Q_U = 1,763 MN$$

$$\text{Combinaison à ELU: } Q_{EU} = \frac{Q_U}{1,40} = 1,259 MN$$

IV.2.2. Nombre de pieux

➤ Effort normal maximal

N_u = Réactions des piles + Poids remblai sur la semelle

$$N_u = (2046,51 \times 4) + (10 \times 8,80 \times 4,00) = 8,538 MN$$

➤ Nombre de pieux: $n_{pieux} \geq \frac{8,538}{1,259} = 6,78$; Condition vérifiée puisque nous avons deux files de 04 pieux.

IV.2.3. Calcul des sections d'armatures :

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

➤ Effort supporté par chaque pieu $N_{up} = 1,168 MN$

➤ Calcul de l'élanement: $\lambda = \frac{4l_f}{\phi} \leq 70$, avec $l_f = 0,5l_0 = 4m$ et $\lambda = 16,00$

➤ Détermination du coefficient α : $0 < \lambda < 50$; $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \times (\frac{\lambda}{35})^2} = 0,816$

➤ Section théorique A_{th} : $A_{th} = \frac{1}{f_{su}} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] = -265,62 cm^2$

$$A_{th} < 0 \text{ d'ou } A_s = A_{smin} = \max \left[4U; \frac{0,2B}{100} \right]$$

$$A_s = A_{smin} = \max \left[4 \times 2,51; \frac{0,2 \times 5026,55}{100} \right] = 10,05 cm^2$$

➤ Calcul de la section maximale

$$A_{smax} = 251,33 \text{ cm}^2 A_s = A_{smin} < A_{smax}, \text{ condition vérifiée}$$

$$A_s = 10,05 \text{ cm}^2 \quad \textbf{Choix} : \text{ Nous optons pour } \textbf{8HA14} \text{ totalisant } 12,32 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = 4,67$ Retenons HA8

➤ Espacement: $S_t \leq \min(40 \text{ cm} ; (a + 10 \text{ cm}) ; 15\phi_{lmin})$ Soit $S_t \leq 21 \text{ cm}$ prenons

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

Voir Annexe XV: Dimensionnement fondations sur pieux

CHAPITRE 4 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

La présente étude détaille les conséquences positives et/ou négatives du projet sur l'environnement. Elle permet l'amélioration de la conception du projet, d'éclaircir l'autorité administrative sur la décision à prendre et d'informer le public et surtout de le faire participer à la prise de décision.

I- CADRE POLITIQUE, INSTITUTIONNEL ET JURIDIQUE DU PROJET

Au niveau de la définition des politiques et l'élaboration des programmes environnementaux, le Plan d'Action Environnemental du Bénin et l'Agenda 21 de la République du Bénin, élaborés respectivement en 1993 et 1997, constituent les cadres stratégiques de référence en matière de planification environnementale et de gestion des ressources naturelles.

L'étude d'impact environnemental et social a tenu également compte du cadre institutionnel de mise en œuvre du projet en République du Bénin et conformément au cadre juridique international et national qui prend en compte les conventions et accords internationaux auxquels le Bénin est partie prenante et les textes législatifs et réglementaires en matière d'environnement en vigueur en République du Bénin. Il s'agit notamment :

- ✓ de la Constitution du 02 décembre 1990,
- ✓ de la loi N°90 - 032 du 12 Février 1999 portant loi - cadre sur l'environnement,
- ✓ la loi N°93 - 009 du 2 Juillet 1993 portant Régime des Forêts,
- ✓ la loi N°87 - 014 du 21 Septembre 1987 portant réglementation de la protection de la nature et de la mise en œuvre de la chasse,
- ✓ la loi N°2006-17 du 17 Octobre 2006 portant Code Minier et fiscalités minières en République du Bénin,
- ✓ la loi N°87-016 du 21 Septembre 1987 portant Code de l'eau,
- ✓ la loi N°65-25 du 14 Août 1965 portant sur l'organisation du Régime de la propriété foncière au Dahomey, le Décret N°2001 - 235 du 12 juillet 2001 portant organisation de la procédure d'étude d'impact sur l'environnement,
- ✓ le Décret n° 2001 - 235 du 12 juillet 2001 portant organisation de la procédure d'étude d'impact sur l'environnement,
- ✓ le Décret N° 2001-109 du 4 avril 2001 fixant les normes de qualité des eaux résiduaires en République du Bénin et le décret n° 2001-110 d'avril 2001, portant les normes de qualité de l'air en République du Bénin.

II- AIRE OU PERIMETRE D'ETUDE.

Le projet de construction de l'ouvrage de franchissement du fleuve Alibori, objet de cette étude, fait partie intégrante du Lot 2 du projet de réhabilitation, d'aménagement ou de bitumage de 700 km de routes du réseau routier national du Bénin. Le projet va occuper une grande superficie. Ainsi, l'EIES présentée, sera celle réalisée au niveau du franchissement du fleuve situé au PK23 + 800, sur tout le long du bassin versant du fleuve Alibori (13645 km²) y compris 30 m de part et d'autre de l'emprise des voies d'accès au pont. De plus, elle tient compte de l'espace d'installation de la base vie incluant une aire de stockage des machines et également les carrières pour l'exploitation. Par ailleurs, plusieurs carrières ont été identifiées pour la réalisation de ce projet à des points plus ou moins éloignés du pont.

III- METHODOLOGIE

Pour atteindre les objectifs de l'EIES, la démarche méthodologique est structurée en quatre (4) principales phases : revue des termes de référence (TdR), collecte des données préliminaires et l'analyse documentaire, enquête-diagnostic sur le terrain et identification, analyse détaillée des impacts et l'évaluation des impacts.

Au niveau de l'enquête-diagnostic, il s'est agi d'une observation indirecte ex situ, d'une observation directe in situ et d'un entretien, d'une enquête quantitative par questionnaire et d'une consultation du public. Quant à l'étude des impacts, elle a été faite suivant les critères : durée, étendue, intensité et leur importance absolue.

III.1. Analyse environnementale et sociale

III.1.1. Activités et composantes environnementales pouvant être affectées par le projet

Les travaux englobent différentes activités déclinées dans les trois phases inhérentes à l'exécution du projet comme l'indique le **Tableau 19**

Tableau 19: Différentes activités du projet

Phases	Activités
Préparation	Études préliminaires relatives à l'exécution du projet
	Libération de l'emprise

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

	Installation du chantier
	Amenée de matériels
	Construction de la base vie
	Aménagement des déviations et signalisation
	Recrutement de la main d'œuvre
Construction	Débroussaillage / défrichage
	Ouverture et / ou exploitation des emprunts et carrières
	Travaux de terrassement
	Travaux de chaussée
	Travaux d'assainissement
	Travaux de revêtement
	Signalisation
	Travaux de finition
Exploitation	Transports et circulation
	Entretiens et réfection

Les principales composantes de l'environnement qui seront affectées sont :

Tableau 20: Principales composantes de l'environnement

Composantes de l'environnement	
Milieu physique	Milieu socio-économique
Faune et flore	Santé
Paysage	Economie
Eaux de surface	Emplois et revenus
Eaux souterraines	Sécurité
Air	Culture
Sol	Energie
	Communication
	Infrastructure et habitations

III.1.2. Principaux impacts, risques et mesures d'atténuations

En comparant donc l'état initial de la zone du projet avec celui qui surviendrait aux phases préparatoires et de construction d'abord et ensuite à la phase de l'exploitation du projet, des impacts positifs et négatifs sur l'environnement ont été identifiés, analysés et évalués. Il en ressort que les impacts environnementaux sont de mêmes types que ceux rencontrés habituellement dans les projets routiers. Eu égard aux caractéristiques biophysiques de la zone et aux préoccupations des populations locales, il faut craindre certains impacts négatifs dont les plus préoccupants concernent la pollution du fleuve, le déplacement de population, la dégradation de la végétation déjà amenuisée par le climat, la perte des sols agricoles au niveau des zones d'emprunt, et la dépravation des mœurs.

Le **Tableau 21** présente la synthèse des principaux impacts environnementaux et sociaux ainsi que les mesures d'atténuation et de bonification préconisées

Tableau 21: Impacts et mesures

Activités	Impacts		Importance	Mesures	
	Positif	Négatif		Atténuation	Bonification
Phase de préparation					
Études préliminaires	Choix du tracé optimal et adéquat pour le projet	Création d'une ambiance de défiance au sein de la population	Moyenne	Etude de toutes les variantes possibles. Sensibilisation des différents acteurs sur : mesures relatives aux sites d'emprunt et carrières ; le respect des ouvriers allochtones à propos des us et coutumes.	
Négociation et dédommagement des sinistrés	Création d'une ambiance de confiance au cours des travaux	Risque de spéculation foncière par les propriétaires	Majeure	Création d'un comité interministériel d'expropriation et d'indemnisations des personnes affectées par le projet	

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

				Dédommagement et déguerpissement préalables des sinistrés conformément aux normes et textes en vigueur	
<p>Aménagement et installation des bases-vie, des bases de chantier et de stockage des matériaux</p> <p>Amenée de matériels et stockage des produits (hydrocarbures, explosifs, etc.)</p>		<p>L'expropriation et le déplacement de population pour la base de vie;</p> <p>Consommation d'espace naturel</p> <p>Destruction du couvert végétal</p> <p>Pollution du sol par les hydrocarbures et les déchets solides</p>	Moyenne	<p>Dédommagement de la population affectée ;</p> <p>Accord sous forme de bail avec les propriétaires terriens avant toute occupation.</p> <p>Réduction de l'espace à affecter aux bases.</p> <p>Limitation au strict minimum de coupes d'arbres</p> <p>Préservation des espèces végétales protégées.</p> <p>Restauration des sites à la fin des travaux.</p>	

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

<p>Recrutement de la main d'œuvre</p>	<p>Augmentation des revenus de la population la lutte contre la pauvreté</p>	<p>Risque de conflits sociaux et de dépravation des mœurs</p>	<p>Moyenne</p>	<p>A capacité égale, concéder la priorité à la main d'œuvre non qualifiée à la communauté locale. Sensibilisation des ouvriers sur les risques : IST/VIH/SIDA. Sensibilisation des ouvriers allochtones sur les us et coutumes des populations locales.</p>	
<p>Phase de construction</p>					
<p>Libération de l'emprise (dégagement / débroussaillage / défri-chement) Aménagement des déviations et installation des signalisations</p>		<p>Destruction des espèces végétales : arbres aux abords du fleuve, Destruction des équipements des concessionnaires (adduction d'eau, réseau électrique, etc.)</p>	<p>Forte</p>	<p>Prioriser la variante du tracé minimisant le déplacement des infrastructures et équipements lourds (réseau électrique à moyenne et haute tension, réseau d'AEV, etc.), la destruction totale ou partielle des infrastructures éducatives, sociocommunitaires et culturelles. Sauvegarder la flore</p>	

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

				Remplacer par quatre (04) chaque arbre coupé; Arrosage du sol lors des travaux de libération de l'emprise entraînant l'émission d'importante quantité de poussière.	
Ouverture et exploitation des sites d'emprunts et carrières	Disponibilité de matériaux (latérite, sable et concassés) pour les travaux	Dégradation de la végétation et des habitats fauniques Modification du paysage la collision avec les animaux Nuisance sonore Risque de projectile et vibration du sol la pollution de l'air par l'émission de poussières ;	Forte	Respecter les heures de travail ; Créer des lieux de stockage hermétiques pour les déchets liquides (les huiles de vidange). Se conformer aux normes d'ouverture et d'exploitation des sites d'emprunt et carrières de la direction des Mines Restauration complète des sites d'emprunt et carrière	

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

<p>Activités dans les bases-vie</p>		<p>Altération du cadre de vie des riverains</p> <p>Risque de pollution du sol par les ordures et les huiles usagées</p> <p>Risque d'accident</p>	<p>Moyenne</p>	<p>Équipement des bases-vie en infirmerie, latrines fosses septiques, bacs à ordures, lave-mains</p> <p>Élaborer un plan de circulation dans les bases-vie</p> <p>Afficher les consignes de sécurité dans les bases-vie</p> <p>Port systématique d'EPI par le personnel des bases-vie</p>	
<p>Travaux d'excavation, de terrassement du pont et de ses voies d'accès</p>		<p>Nuisance sonore</p> <p>Nuisance olfactive par les produits bitumineux</p> <p>Pollution de l'air par la poussière pendant le transport du matériau</p> <p>Risques d'accident et d'incendie.</p>	<p>Forte</p>	<p>Veillez aux respects des normes au travail</p> <p>Signaler par des panneaux les voies de transport de matériaux et les voies de déviations</p> <p>Disposer d'une équipe médicale à la base-vie principale</p> <p>Avoir un véhicule d'urgence chargé de transport des blessés</p>	

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

		la pollution des eaux du fleuve ;		Éloigner le plus possible toute personne étrangère sur le chantier ; Port systématique d'EPI sur le chantier	
Travaux d'assainissement (caniveaux, fossés en terre pour voies d'accès)	Meilleur drainage des eaux de ruissellement	Abattage d'arbre de la plateforme	Moyenne	Remplacer par quatre (04) chaque arbre coupé; Restreindre les manœuvres d'engins au minimum nécessaire Reboiser les talus et les berges à la fin des travaux Couvrir au besoin les caniveaux en agglomération	
Transport		Pollution de l'air par émission de poussières Risque d'insécurité sur les voies de transport (sites d'emprunt, carrières, chantier)	Moyenne	Bâcher les camions transportant les matériaux et arroser régulièrement les chantiers et les déviations Baliser et signaler par des panneaux les voies de transport de matériaux et les voies de déviation	

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

				<p>Allumer toujours les phares des camions et des engins de chantier en fonction (même de jours) afin de permettre leur identification de loin par la population ;</p> <p>S'assurer quotidiennement du bon état de fonctionnement du système de freinage des véhicules, engins de chantier ;</p>	
Exploitation et entretien					
Mise en circulation du pont	<p>la fluidité de la circulation au niveau du franchissement du fleuve Alibori</p> <p>la bonne gestion des périodes de crues</p>	<p>Risque d'augmentation du taux d'accident sur la route</p>	Moyenne	<p>Assurer une bonne signalisation aux abords des agglomérations</p>	<p>Construire des ralentisseurs, autres que les dos d'âne, qui garantissent à la fois la sécurité des usagers/populations riveraines et la durée de vie de la chaussée aux points sensibles</p>

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

	<p>l'assainissement aux abords du fleuve Alibori;</p> <p>Meilleure circulation des personnes et des biens</p> <p>Amélioration de l'écoulement des produits agricoles et accroissement des échanges entre les communes</p> <p>Valorisation des ressources locales</p> <p>Amélioration de la santé et des rendements des écoliers</p>				<p>avérés (marché, infrastructure scolaire, sanitaire, etc.)</p> <p>Entretien les signalisations horizontales et verticales</p> <p>Renforcer les campagnes de sensibilisation des routiers et de la population contre les IST-VIH/SIDA</p> <p>Sensibiliser les conducteurs sur le respect rigoureux du code de la route</p> <p>Aménager les pistes adjacentes</p>
--	---	--	--	--	---

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

	<p>Facilitation de transfert des malades vers les centres de santé</p> <p>Facilitation du ravitaillement des agglomérations urbaines et autres</p> <p>Nouvelles installations humaines le long du pont*</p>				<p>pour faciliter l'accès à la route bitumée</p>
--	---	--	--	--	--

III.2. Plan de Gestion Environnementale et Sociale

La mise en œuvre des mesures d'une part d'atténuation et de compensation des impacts négatifs et, d'autre part, de bonification des impacts positifs requiert l'établissement d'un Plan de Gestion Environnementale et Sociale qui fixe les responsabilités des principaux acteurs de ce système gestionnaire. Le **Tableau 22** présente les dispositions préconisées dans ce plan, lesquelles permettent de réduire les impacts négatifs les plus significatifs du projet sur l'environnement. Il présente également les préconisations mises en exergue afin de maximiser les impacts positifs. Dans ce contexte, les mesures de maximisation (ou de bonification) sont perçues comme des mesures d'accompagnement du projet.

Tableau 22: Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) applicable aux travaux du projet par axe routier

Mesure d'atténuation et de bonification	Indicateurs d'impacts	Planning de mise en œuvre	Responsable de surveillance	Responsable de suivi
1 – Etudier les variantes possibles du tracé	- Nombre de sinistrés enregistrés - Zéro conflit non résolu	Toutes les phases du projet	MTPT/DGTP	CSEP
2 – Créer un Comité Local d'expropriation et de dédommagement des sinistrés	- Signature d'un arrêté conjoint MF-PD/MTPT signé - Comité fonctionnel	Phase de préparation	DGTP/SEES	CSEP
3 – Recruter au maximum la main d'œuvre locale, notamment pour les travaux non qualifiés	- Nombre d'ouvriers locaux recrutés par rapport au nombre total	Phase de préparation et de construction	MTPT/DGTP	CSEP
4 – Sensibiliser les différents acteurs sur des questions touchant : - à la sécurité sur les chantiers, les sites d'emprunts et les zones de carrière ; - au dédommagement des personnes sinistrées ;	- Nombre de cas d'accidents enregistrés sur les sites ; - Nombre de séances de sensibilisation organisées ; - Nombre de plaintes enregistrées.	Toute la durée du projet	DGTP/SEES	CSEP

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

- au respect des us et coutumes locaux par les ouvriers allochtones.				
5 – Aménager les sites d'emprunts, les carrières et les aires occupées (régaler, planter des arbres, reconverter les sites à d'autres fins)	- Nombre de sites aménagés ; - Nombre d'arbres plantés.	- Phase de construction et en fin de travaux	MTPT/DGTP	CSEP
6 – Reboiser tous les sites occupés éligibles pour le reboisement en fin des travaux	- Nombre d'arbres plantés	- Phase de construction et en fin des travaux	MTPT/DGTP	CSEP
7 – Planter et entretenir les arbres d'alignement le long des routes du projet	- Nombre d'arbres plantés respectant les normes techniques ; - Nombre de cages de protection des arbres d'alignement installés ; - Constat mensuel de l'entretien des plants	- Phases de construction et d'exploitation	MTPT/DGTP	CSEP

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

<p>8 – Sensibiliser le personnel en charge des travaux sur la préservation des ressources floristiques et faunistiques des localités traversées par le projet</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Nombre de séances de sensibilisation organisées; - Nombre d'infractions enregistrées. 	<p>Phases de préparation et de construction</p>	<p>MTPT/DGTP</p>	<p>CSEP</p>
<p>9 – Sensibiliser le personnel en charge des travaux et les populations locales sur la prévention des IST/VIH/SIDA</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Nombre de séances de sensibilisation organisées; - Nombre de séances de dépistage volontaire réalisées - Nombre de préservatifs distribués 	<p>Phase de construction</p>	<p>MTPT/DGTP</p>	<p>CSEP</p>
<p>10 – Elaborer et mettre en œuvre un plan de gestion des déchets, des eaux usées et des huiles usagées sur la base vie</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Existence du PGEC ; - Nombre de poubelles installées - Existence de contrat d'enlèvement des ordures de la base vie du projet signé; - Nombre de latrines construites ; 	<p>Phase de construction</p>	<p>MTPT/DGTP</p>	<p>CSEP</p>

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

	<ul style="list-style-type: none"> - Existence plate-forme imperméable de lavage des véhicules construite ; - Nombre de bacs de récupération des huiles usagées prévus; - Existence de contrat d'enlèvement des huiles usagées signé. 			
11 – Doter et mettre en œuvre un plan d'urgence sur la base vie du projet	<ul style="list-style-type: none"> - Existence de plan d'urgence élaboré et fonctionnel ; - Nombre de simulations effectuées 	Phase de construction	MTPT/DGTP	CSEP et GNSP
12 – Doter les ouvriers des chantiers d'Equipement de Protection Individuelle (EPI)	<ul style="list-style-type: none"> - Port effectif d'EPI sur les chantiers du projet ; - Nombre d'accidents de travail enregistré 	Phase de construction	MTPT/DGTP	CSEP
13 – Faire un reboisement compensatoire dans la zone du projet	<ul style="list-style-type: none"> - Superficie reboisée par localité 	Phase de construction	MTPT/DGTP	CSEP

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

	- Nombre de plan mis en terre et entretenus			
14 – Respecter les dispositions du décret 2001-294 portant réglementations du bruit en République du Bénin	- Niveau de bruit enregistré sur les chantiers du projet	Phase de construction	MTPT/DGTP	CSEP
15 - Sauvegarder la flore située en dehors de la plateforme utile (emprise des travaux)	- Constat visuel le long des axes routiers observé	Phase de construction	MTPT/DGTP	CSEP
16 - Restaurer l'emprise des déviations faites	- Taux de couverture des végétations	Phases de construction et d'exploitation	MTPT/DGTP	CSEP
18 – Clôturer la façade des infrastructures sociocommunitaires le long des routes	- Nombre de mètre linéaire de clôture faite	Phase de construction	MTPT/DGTP	CSEP
20 – Bâcher les camions transportant de matériaux et arroser régulièrement la plateforme soumis aux travaux	- Taux de réduction de la pollution de l'air par la poussière ; - Nombre de plate-forme arrosé par jour ou journalièrement	Phase de construction	MTPT/DGTP	CSEP

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

21 – Doter les voies en construction de panneaux réglementaires de signalisation	- Nombre de panneaux de signalisation installés sur les voies ; - Nombre d'ouvriers assurant la sécurité sur les voies	Phase de construction	MTPT/DGTP	CSEP
22 – Construire des ralentisseurs pour assurer la sécurité des usagers sur les voies	Nombre de ralentisseurs réalisés sur les voies	Phase de construction	MTPT/DGTP	CSEP
23 – Doter les bases vie d'une infirmerie fonctionnelle	- Nombre d'infirmeries construit et réellement fonctionnel	Phase de construction	MTPT/DGTP	CSEP
24 – Respecter les normes de travail en vigueur en République du Bénin	- Nombre de plaintes des usagers enregistrées	Phase de construction	MTPT/DGTP	CSEP

CHAPITRE 5 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Le présent devis est réalisé sur la base des études techniques effectuées sur le pont. Le **Tableau 23** présente le cout total pour chaque corps d'états constituant le pont.

Tableau 23:Récapitulatif Devis quantitatif et estimatif

PROJET DE CONSTRUCTION D'UN PONT SUR L'ALIBORI		
N°	DESIGNATIONS	MONTANT TOTAL
	<u>OUVRAGE D'ART</u>	
I	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES	127 702 000
II	FONDATIONS	87 762 000
III	OUVRAGES EN INFRASTRUCTURES	90 145 600
IV	STRUCTURE : TABLIER EN BETON ARME	120 360 000
V	SUPERSTRUCTURE	88 003 000
VI	EQUIPEMENTS	130 095 000
	TOTAL HT	644 067 600
	<u>VOIES D'ACCES</u>	
I	CONSTRUCTION DES VOIES D'ACCES	758 750 000
II	SIGNALISATION ROUTIERE	121 500 000
	TOTAL HT	880 250 000
	<u>ETUDE IMPACT ENVIRONNEMENTAL</u>	101 650 000
	TOTAL TVA (18%)	1 625 967 600
	TOTAL TTC	1 918 641 768

Le coût global du projet s'élève à un milliard neuf cent dix- huit million six-cent quarante un mille sept cent soixante-huit (1 918 641 768).

Voir Annexe XVI: Devis quantitatif

CONCLUSION

La construction des ouvrages d'art fait très souvent partie intégrante d'un projet routier. Elle nécessite une étude plus attentive lors de la phase de conception. Ce mémoire dont le thème s'intitule : *Etudes Techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori*, s'inscrit parmi les études détaillées à réaliser pour le projet d'aménagement et de bitumage RN15 desservant les localités de Guéné et Karimama, et permettra le franchissement du fleuve Alibori à 23,800 km de Guéné. Nous avons utilisé les résultats issus des études topographiques, hydrauliques, hydrologiques et géotechniques.

En effet, l'ouvrage existant date de la période coloniale et a une largeur (5m) inférieure à celle projetée pour la route. L'analyse des différentes variantes, a abouti au choix de réaliser un nouvel ouvrage conformément aux règles de l'art qui sera implanté à 30 m de l'existant, pour une brèche de longueur 80 m.

Le choix du type d'ouvrage est fait en se basant sur la largeur de la travée, la facilité dans la réalisation de l'ouvrage et le coût de réalisation de l'ouvrage. Nous avons opté finalement pour un pont à poutres multiples en béton armé de quatre travées indépendantes de 20 m et de 10 m de large suite à une étude comparative.

Les résultats issus des études d'avant-projet, nous permettent de projeter un ouvrage dont le tablier est composé de poutres (40 x 125), d'entretoises de rive (40 x 100) et d'un hourdis de 20 cm de hauteur. L'ensemble supportant le tablier est constitué des appuis intermédiaires composés de quatre colonnes de 1 m de diamètre et de culées en béton armé, le tout fondé sur une fondation sur pieux à 8 m de profondeur. L'ouvrage est constitué d'autres équipements (Appareils d'appuis, garde-corps,...). Les études d'exécution ont été principalement réalisées suivant les règles du guide SETRA et ont aboutis aux différents plans de ferrailage.

Le cout global d'exécution de l'ouvrage, de ses voies d'accès et des études impacts environnementales est estimé à un milliard neuf cent dix- huit million six-cent quarante un mille sept cent soixante-huit (**1 918 641 768**) francs TTC. L'ouvrage qui sera ainsi réalisé contribuera à l'amélioration du confort des usagers sur la RN15. Cette étude a été réalisée en grande partie manuellement, ce qui nous a permis de mieux comprendre les différents aspects et paramètres entrant dans la conception d'un pont en général et d'un pont à poutres en Béton Armé en particulier.

BIBLIOGRAPHIE

BEN OUEZDOU. 2012. Memento d'ouvrages d'arts ,tome1. *Conception*. s.l. : Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Septembre 2012.

Anne BERNARD-GELY et Jean -Armand CALGARO . Conception des ponts. *Technique de l'ingénieur*.

BEN OUEZDOU . 2012. Memento d'Ouvrages d'Arts ,tome 2. *Dimensionnement*. s.l. : Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Octobre 2012.

Cimbéton, Collection Technique. Analyse du Cycle de Vie d'un pont en Béton. *Exemple d'application pour un pont courant*.

DOSSIER PP73. 1977. Guide SETRA. Octobre 1977.

Dr Adamah MESSAN. 2014. Cours de Béton Armé 3. s.l. : Institut Internationnal d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2IE), 01 12 2014.

Fascicule N°61. 1971. Conception , calcul et épreuves des ouvrages d'arts. *TITREII .Programmes de charges et épreuves de ponts-routes*. s.l. : Cahier des clauses techniques générales, Décembre 1971.

Fascicule N°62. Titre V:Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil. s.l. : Cahier des clauses techniques générales.

J.PERCHAT. Pratique du BAEL 91. s.l. : Eyrolles.

Jean COURBON et Jean -Noel THEILLOUT. Résistance des matériaux : FORMULAIRE. *Technique de l'Ingénieur*.

Jean -Armand CALGARO. 2000. Projet et construction des ponts. *Généralités - Fondations -Appuis -Ouvrages courants*. 2000.

M.ch.MASSONNET. 1962. Compléments à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples. *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*. janvier 1962.

M.THEMOZ. 1972. Calculs de l'hourdis de ponts. *Bulletin*. s.l. : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes SETRA, Mai 1972.

SETRA. 2007. Appareils d'appuis en élastomère frêtté. *Utilisation sur les ponts , viaducs et structures similaires.* juillet 2007.

— **2002.** Choix d'un dispositif de retenue. *Collection du Guide technique GC.* s.l. : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Février 2002.

— **1984.** Dalle de transition des ponts routes . 1984.

— **2006.** Joints de chaussée de ponts -routes. 12 2006.

TAMBOURA Issoufou. 2015. Cours des Ponts et Ouvrages d'Arts. s.l. : Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2IE), 2015.

Sites internet

[www.gouv.bj/communes /karimama](http://www.gouv.bj/communes/karimama), le 05/10/2015 à 15h20 mn

[www.fondsrouitier –benin.org](http://www.fondsrouitier-benin.org), le 12/11/2015 à 08h10 mn

ANNEXES

Annexe I: Profil en travers de la brèche	78
Annexe II: Charges et surcharges	79
Annexe III: Dimensionnement des poutres.....	88
Annexe IV : Dimensionnement des entretoises de rive	113
Annexe V: Dimensionnement de l'hourdis	116
Annexe VI: Dimensionnement des appareils d'appui	125
Annexe VII: Dimensionnement des bossages	128
Annexe VIII: Dimensionnement des chevêtres.....	129
Annexe IX: Dimensionnement des colonnes.....	131
Annexe X: Dimensionnement de la dalle de transition	133
Annexe XI: Dimensionnement mur garde grève et mur du corbeau	135
Annexe XII: Dimensionnement mur en retour	136
Annexe XIII : Dimensionnement mur de front.....	140
Annexe XIV: Dimensionnement semelle de liaison.....	143
Annexe XV: Dimensionnement fondations sur pieux	146
Annexe XVI: Devis quantitatif.....	149
Annexe XVII : Documents graphiques	153

Annexe I: Profil en travers de la brèche

Annexe II: Charges et surcharges

Inventaire des charges

Calcul des charges permanentes des différents éléments.

Tableau A2- 1 : Descente des charges

HYPOTHESES	Poids volumique du béton (kN/m ³)	Poids volumique Etanchéité (kN/m ³)	Poids linéaire garde - corps (kN/ml)
	25	24	0,5
COMPOSANTES DU TABLIER			
Hourdis	Epaisseur(m)		Poids surfacique (kN/m ²)
	0,2		5,00
Poutres	Largeur (m)	Hauteur (m)	Poids (kN/ml)
	0,4	1,25	12,50
Revêtement +étanchéité	Epaisseur(m)		Poids surfacique (kN/m ²)
	0,10		2,40
Trottoirs	Largeur (m)	Hauteur (m)	Poids (kN/ml)
	1,1	0,20	5,50
Bordure de trottoir	Largeur (m)	Hauteur (m)	Poids (kN/ml)
	0,4	0,20	2,00
Corniches	Surface (m ²)		Poids (kN/ml)
	0,14		3,50
Poids propre d'une entretoise			
Largeur (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)	Poids (kN)
0,4	1,00	6,05	60,50

Charges d'exploitation : les surcharges

Selon les textes du Fascicule 61 TITRE II, les surcharges sont :

- Les surcharges civiles qui regroupent les systèmes A et B (B_c , $B_{c-niger}$, B_t et B_r).

Système A

$$A(l) = \max \left[\left(230 + \frac{36000}{L + 12} \right); (400 - 0,2 L) \right]$$

Avec L la portée de la poutre

Cas de chargement

Cas d'une voie chargée : $A_2 = a_1 \times a_2 \times v \times A(l)$

Cas deux voies chargées : $A_2 = a_1 \times a_2 \times v \times A(l)$

Largeur roulable (L_R) : Elle est la distance disponible entre les dispositifs de retenue (Bordures).

$$L_R = L_T - 2 \times L_{Trottoir} = 10 - 2 \times 1,5 = 7m$$

Largeur chargeable (L_c) : $L_c = L_R - 0,5 n$

Avec n : le nombre de dispositif de retenue

N'ayant pas de dispositif de retenue au niveau de notre ouvrage, nous avons La largeur chargeable qui serait égale à La largeur roulable **$L_c = L_R = 7 m$**

Nombre de voies (N_v) : $N_v = \text{Entier} \left(\frac{L_c}{3} \right) = \text{Entier} \left(\frac{7}{3} \right) = 2$

$N_v = 2$ D'où la largeur d'une voie chargeable est de 3,5 m

Classe du pont

$L_R = 7m$

Nombre de voies : 2

Classe : Pont de Première ($1^{\text{ère}}$) classe

Le coefficient a_1 est fonction de voie et de la classe du pont :

Tableau A2- 2 : Coefficient a_1 pour les surcharges A(1) (Source : Fascicule N°72)

Nombre de voies	1	2	3	4	≥ 5
Première classe	1	1	0,9	0,75	0,7
Deuxième classe	1	0,9			
Troisième classe	0,9	0,8			

$a_1=1$, (Nombre de voies = 2 et Pont de première classe)

Détermination de a_2 : $a_2 = \frac{v_0}{v}$

Avec v_0 ayant des valeurs suivantes :

3,5m pour les ponts de première classe

3,0 m pour les ponts de deuxième classe

2,75m pour les ponts de troisième classe

Et

$$v = \frac{Lc}{N_v} = 3,5 \text{ m}$$

D'où

$$a_2 = a_2 = 1$$

Système B_c

Le système B_c comporte deux camions types, disposées par file égale au nombre de voies. Le camion type du système B_c a une masse totale de 30 tonnes :

- la masse portée par chacun des essieux arrière est de 12 tonnes ;
- la masse portée par l'essieu avant est de 6 tonnes ;
- la surface d'impact d'une roue arrière est de 0,25 x 0,25 m² ;
- la surface d'impact d'une roue avant est de 0,20 x 0,20 m² .

On peut disposer transversalement sur la chaussée autant de files de camions B_c que la chaussée comporte de voies de circulation et longitudinalement le nombre de camions par

file est limité à 2. Les caractéristiques des convois du système B_c sont présentées dans la figure ci-dessous :

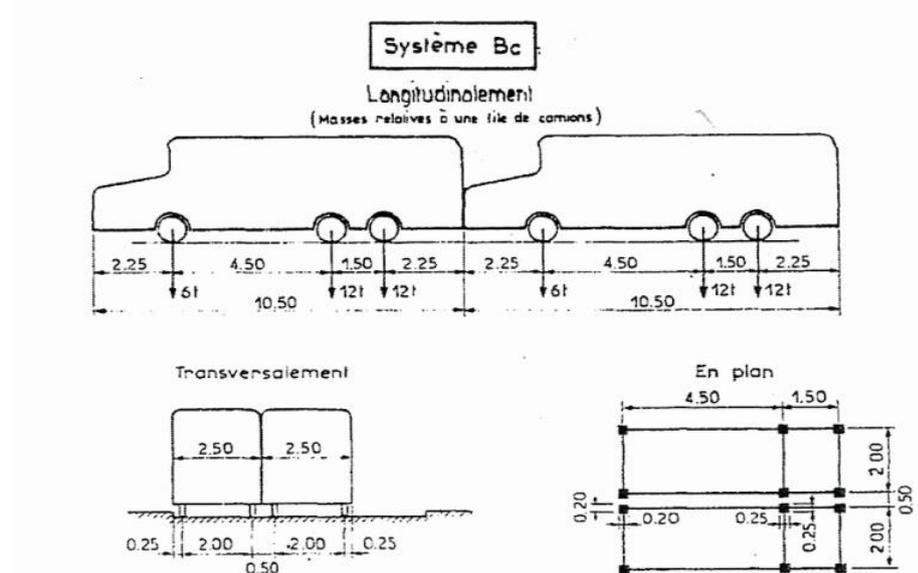


Figure A2- 1 : Système Bc

Les charges B_c sont pondérées par les coefficients δ (Coefficient de majoration dynamique) et b_c . Le tableau ci-dessous présente les différents coefficients b_c affectés aux charges du système B_c en fonction de la classe du pont et du nombre de files considéré.

Tableau A2- 3 : Coefficient b_c en fonction de la classe du pont (Source : Fascicule N°72)

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

$$b_c = 1,10$$

Calcul de la surcharge S

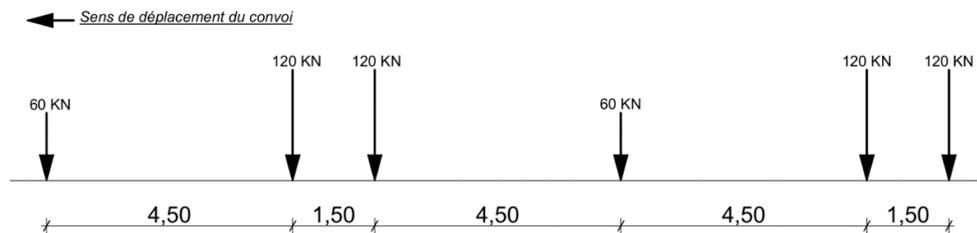


Figure A2- 2 : Schéma de chargement

$$S = \text{Nombre de files} \times \Sigma P \times b_c$$

$$S = 2 \text{ files} \times 600 \times 1,10 = 1320 \text{ kN}$$

Systeme B_t

Le système B_t se compose de groupes de deux essieux dénommées (essieux –tandems), le système B_t ne s'applique qu'aux ponts de la première et deuxième

Les caractéristiques du système sont représentées dans le schéma ci-dessous :

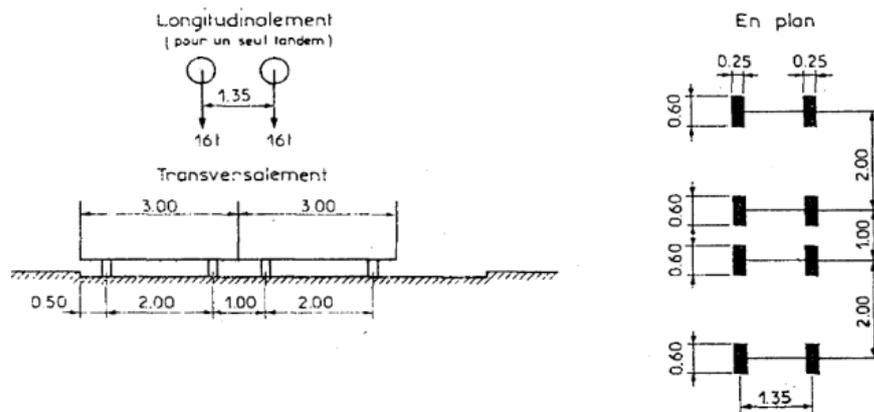


Figure A2- 3 : Systeme Bt

Les valeurs prises en compte sont multipliées par les coefficients suivants :

Tableau A2- 4 : Coefficient b_t en fonction de la classe du pont (Source : Fascicule N°72)

Classes de pont	Première	Deuxième
Valeurs du coefficient	1,00	0,90

$$b_t = 1,00$$

Calcul de la surcharge S

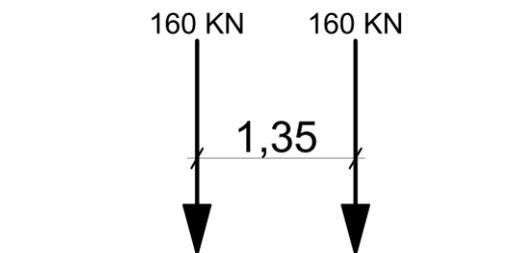


Figure A2- 4 : Schéma de chargement du système Bt

$$S = \text{Nombre de files} \times \Sigma P \times b_t$$

$$S = 2 \text{ files} \times 320 \times 1,00 = 640 \text{ kN}$$

Système Br

Composé d'une roue isolée de masse égale à 10 tonnes. Sa surface d'impact sur la chaussée est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 0,60 m et le côté longitudinal 0,30m.

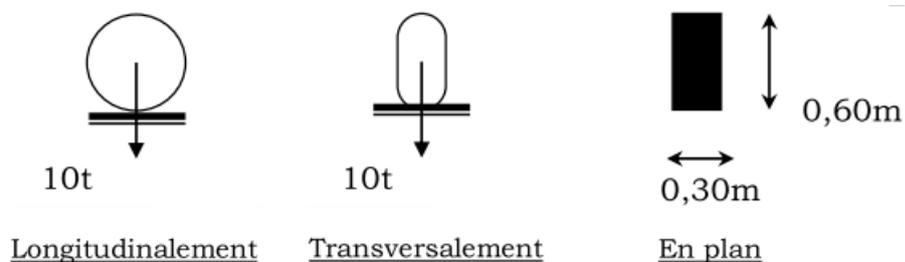


Figure A2- 5 : Système Br

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

Systeme B_c-Niger

A ce niveau, le camion type B_c de 30 tonnes proposé par le fascicule 61 titre II du guide SETRA est remplacé par un camion (Type B_c-Niger) de 42 tonnes.

Le système est représenté par le schéma suivant :

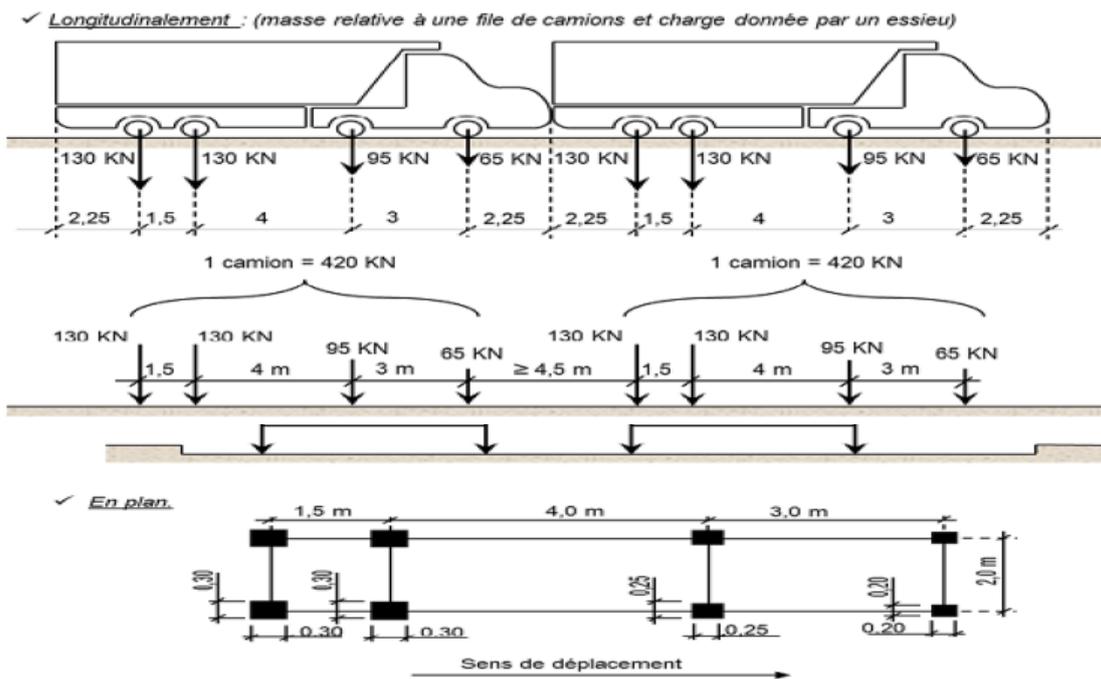


Figure A2- 6 : Systeme Bc-Niger

Calcul de la surcharge S

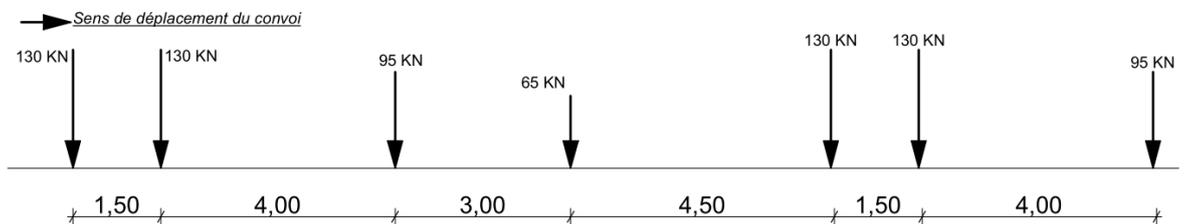


Figure A2- 7 : Schéma de chargement Bc -Niger

$$S = \text{Nombre de files} \times \Sigma P \times b_c$$

$$S = 2 \text{ files} \times 775 \times 1,10 = 1705 \text{ kN}$$

➤ Charge militaire

Un véhicule type Mc 120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110 t avec 55,5 t pour chaque chenilles ;
- Longueur d'une chenille:6,10 m ;
- Largeur d'une chenille:1,00 m ;
- Distance d'axe en axe des deux chenilles:3,30 m.

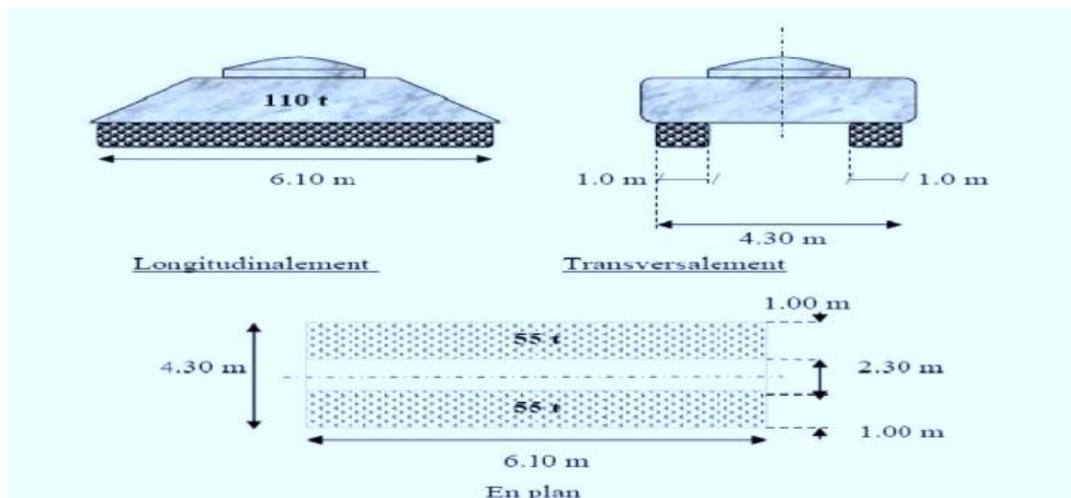


Figure A2- 8 : Charge militaire Mc 120

$$S = 1100 \text{ kN}$$

➤ Les surcharges de trottoirs

Nous considérons les charges locales d'intensité égales à 450 kg/m² pour le calcul des entretoises et hourdis, et seront de 150 kg/m² pour le calcul des poutres principales.

Calcul des coefficients de majoration dynamique

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

Avec :

L : Longueur de l'élément considéré (m)

G : Charge permanente de l'élément considéré

S : La surcharge

- Les coefficients de majoration dynamique par travée indépendante : L= 20 m

Charge permanente G : 3061 kN

Système B_c

$$\delta_{bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3061}{1320}} = 1,14$$

Système B_t

$$\delta_{bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3061}{640}} = 1,11$$

Système B_r

$$\delta_{br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3061}{100}} = 1,09$$

Système B_{c-Niger}

$$\delta_{bc-niger} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3061}{1705}} = 1,15$$

Système Militaire Mc 120

$$\delta_{MC120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 20} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{3061}{1100}} = 1,13$$

- Les coefficients de majoration dynamique pour le hourdis seul

Largeur utile L_r: 7m

Charge permanente : $G = ((2,4 + 5) \times 7 + (5,5 + 0,5 + 2,75 + 3,5 + 2)) \times 7 = 439,60kN$

Annexe III: Dimensionnement des poutres

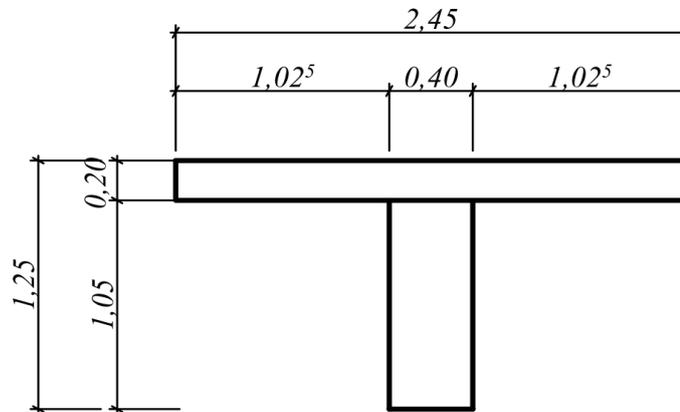


Figure A3- 1 : Poutre en T

Calcul des sollicitations longitudinales sur les poutres

➤ Moments fléchissant et effort tranchant dues aux charges permanentes

Les charges permanentes sont réparties sur toute la poutre .Elles varient en fonction de la position des poutres .Les formules courantes de la RDM sont utilisés.

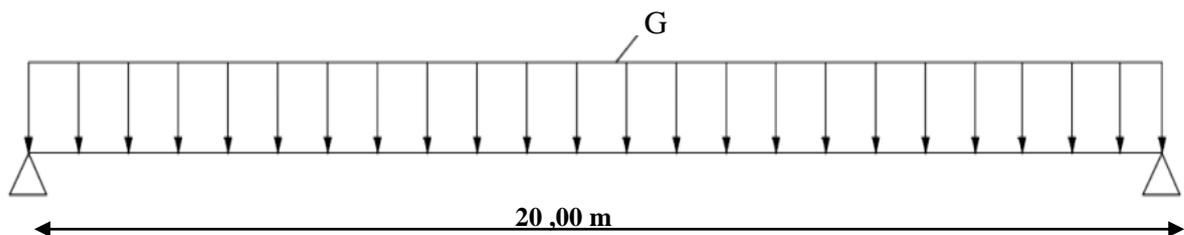


Figure A3- 2 : Schéma de chargement d'une poutre dû aux charges permanentes

Moment Fléchissant

$$M_f = \frac{GL^2}{8}$$

Avec G la charge permanente et L la portée

- Poutres de rive

$$G = 42,87 \text{ d'ou } M_f = \frac{42,87 \times 20^2}{8} = 2143,5 \text{ kN.m}$$

- Poutres intermédiaires

$$G = 30,63 \text{ d'ou } M_f = \frac{30,63 \times 20^2}{8} = 1531,5 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant

$$T = \frac{GL}{2}$$

- Poutres de rive

$$T = \frac{42,87 \times 20}{2} = 428,70 \text{ kN}$$

- Poutres intermédiaires

$$T = \frac{30,63 \times 20}{2} = 306,3 \text{ kN}$$

➤ Moments fléchissant et effort tranchant dues à différentes surcharges

Systeme A

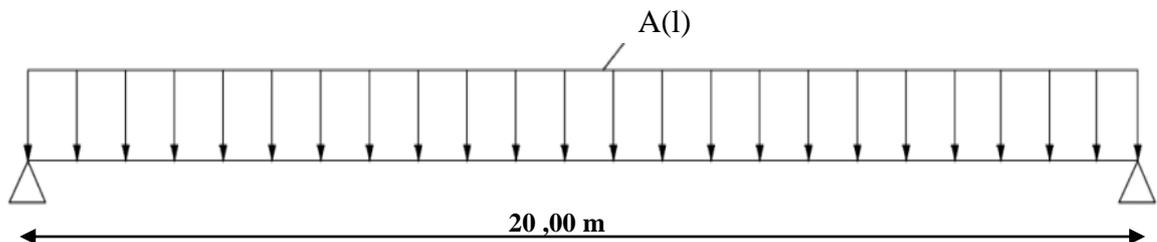


Figure A3- 3 : Schéma de chargement d'une poutre dû aux surcharges du système A

$$A(l) = \max \left[\left(230 + \frac{36000}{L + 12} \right); (400 - 0,2 L) \right]$$

Avec L la portée de la poutre

$$A(l) = \max \left[\left(230 + \frac{36000}{20 + 12} \right); (400 - 0,2 \times 20) \right]$$

$$A(l) = \max[1355; 396]$$

$$A(l) = 1355 \text{ daN/m}^2$$

Cas deux voies chargées : $A_2 = 1 \times 1 \times 3,5 \times 2 \times 1355 = 9485 \text{ daN/m}$

Moment Fléchissant

$$- M_f = \frac{A(l) \times L^2}{8} \text{ avec } : A(l) = 94,85 \text{ kN/ml}$$

$$M_f = \frac{94,85 \times 20^2}{8} = 4742,5 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant

$$- T = \frac{A(l) \times L}{2} \text{ avec } : A(l) = 94,85 \text{ kN/ml}$$

$$T = \frac{94,85 \times 20}{2} = 948,5 \text{ kN}$$

Surcharge des trottoirs

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Pour deux trottoirs chargé $l = (2 \times 1,5 \text{ m})$: $q = 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ kN/ml}$

Moment Fléchissant

$$M_f = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,5 \times 20^2}{8} = 225 \text{ kN.ml}$$

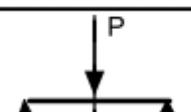
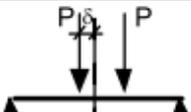
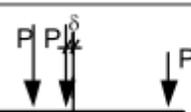
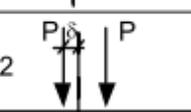
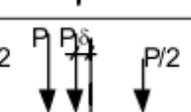
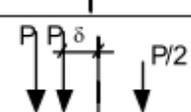
Effort tranchant

$$T = \frac{q \times L}{2} = \frac{4,5 \times 20}{2} = 45 \text{ kN}$$

Surcharge du système Bc

Les études basées sur le théorème de barré appliqué au convoi de type Bc, nous permet de connaître la position la plus défavorable des essieux en fonction des longueurs des travées et donne l'expression du moment maximal correspondant. (Voir tableau ci-dessous)

Tableau A3- 1 : Valeurs des moments maximaux (Mmax) du système bc , Source : Poly – OA-ENIT. Tome 2-201

Portées (Lc en m)	Dispositions des essieux	δ (m)	Moments maximaux (M _{max})
$0 < Lc < 2,56$ m		0	$M = 0,25 P Lc$
$2,56 < Lc < 9,19$		0,375	$M = P (0,50 Lc + \frac{0,281}{Lc} - 0,75)$
$9,19 < Lc < 11,75$		0,15	$M = P (0,625 Lc + \frac{0,056}{Lc} - 1,875)$
$11,75 < Lc < 17,44$		0,375	$M = P (0,75 Lc + \frac{0,422}{Lc} - 3,375)$
$17,44 < Lc < 18,38$		0,844	$M = P (Lc + \frac{2,848}{Lc} - 7,875)$
$18,38 < Lc$		1,725	$M = P (1,25 Lc + \frac{14,878}{Lc} - 13,125)$

Ainsi nous avons pour une travée de 20 m, expression du moment suivant

$$M_{max} = P(1,25 l + \frac{14,878}{l} - 13,125)$$

Moment fléchissant

$$M_{max} = 120 \left(1,25 \times 20 + \frac{14,878}{20} - 13,125 \right) = 1514,27kN.m$$

$$M_{fbc} = M_f \times n \times bc \times \delta_{bc}$$

Pour deux voies chargées, pont de classe 1 : $n = 2$ et $b_c = 1,10$

$$M_{fbc} = 1514,27 \times 2 \times 1,10 \times 1,14 = 3797,79 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant

L'effort tranchant est maximal lorsque l'une des charges est située sur l'appui

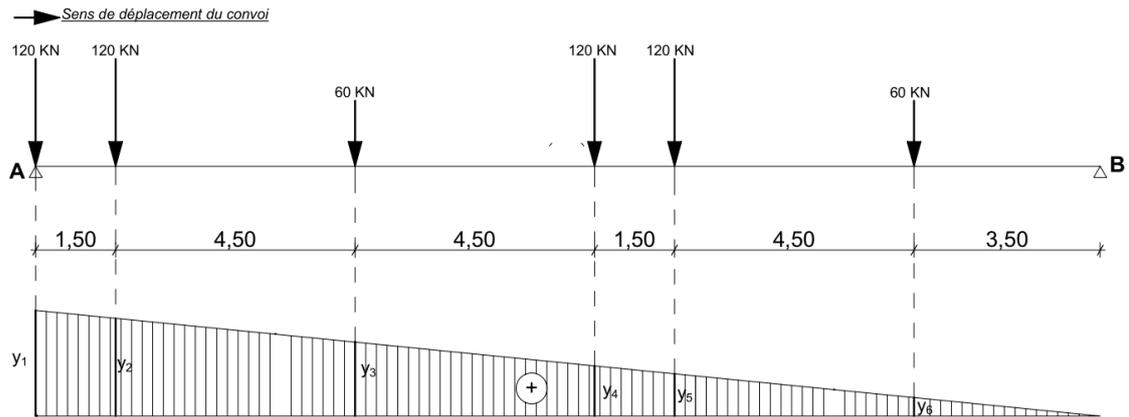


Figure A3- 4 : Ligne d'influence de l'effort tranchant du système Bc

$$y_1 = 1 ; y_2 = 0,925 ; y_3 = 0,775 ; y_4 = 0,525 ; y_5 = 0,40 ; y_6 = 0,175$$

$$T = 60(0,775 + 0,175) + 120(1 + 0,925 + 0,525 + 0,40) = 399 \text{ kN}$$

Pour une voie chargée, pont de classe 2

$$T_{bc} = T \times n \times bc \times \delta_{bc} = 399 \times 2 \times 1,10 \times 1,14 = 1000,69 \text{ kN}$$

Surcharge du système Bt

Moment fléchissant

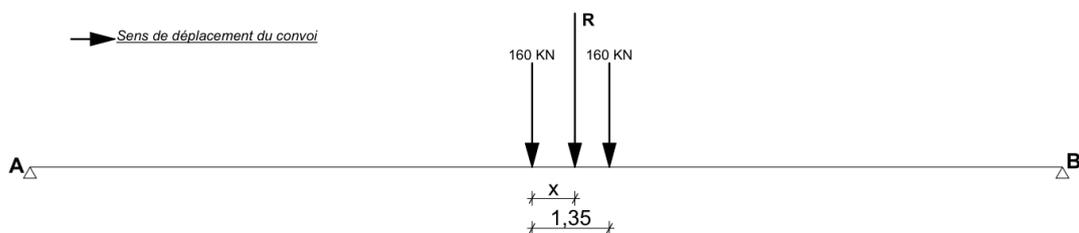


Figure A3- 5 : Application de la méthode de barré au système Bt

Position de la résultante x_R

$$R = 2P = 2 \times 160 = 320 \text{ kN}$$

$$x_R = \frac{P \times 1,35}{R} = 0,675 \text{ m}$$

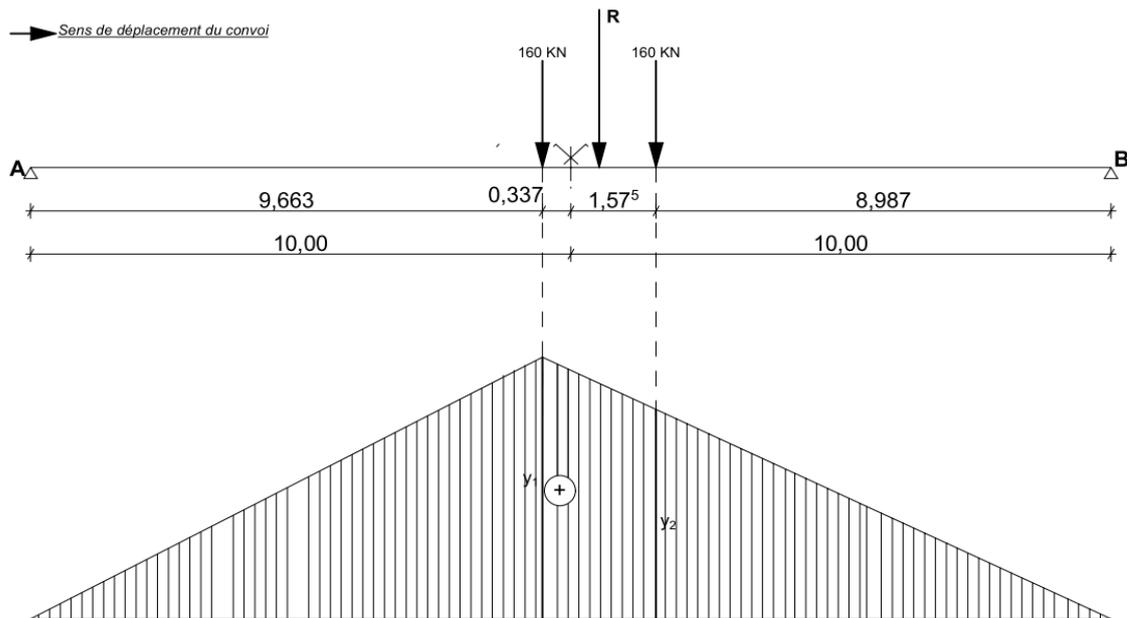


Figure A3- 6 : Ligne d'influence du Moment fléchissant du système Bt

Moment maximal au passage d'un convoi se produit au droit d'un essieu tel que cet essieu soit symétrique par rapport au milieu de la poutre, de la résultante des forces engagées sur la poutre.

Dans la section critique (au droit du premier essieu)

$$y_1; \frac{20}{9,663} = \frac{10,338}{y_1} \text{ d'ou } y_1 = 5,00$$

$$y_2; \frac{20}{8,987} = \frac{9,663}{y_2} \text{ d'ou } y_2 = 4,34$$

$$M_f = \sum y_i \times P = 160(5,00 + 4,34) = 1492,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{f_{bt}} = M_f \times n \times b_t \times \delta_{bt}$$

Pour deux voies chargées, pont de classe 1 : n = 2 et b_t = 1,00

$$M_{f_{bt}} = 1431,6 \times 2 \times 1,00 \times 1,11 = 3076,62 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant

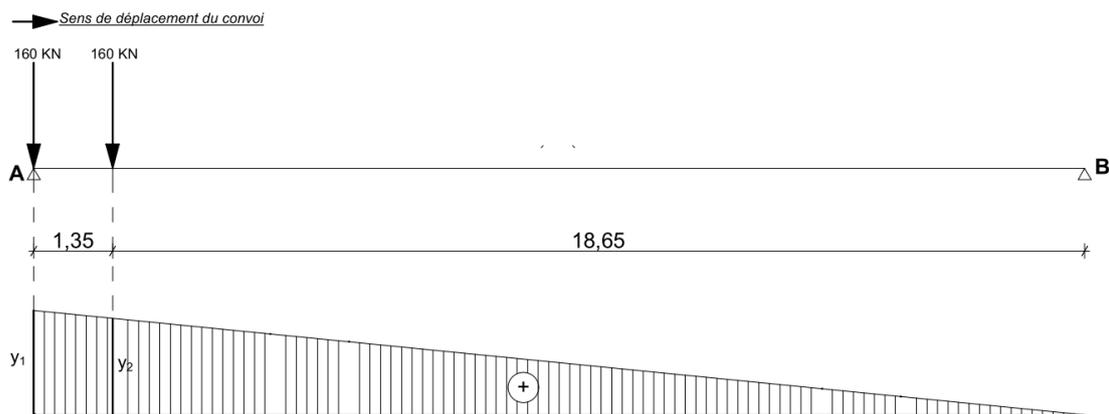


Figure A3- 7 : Ligne d'influence de l'effort tranchant du système Bt

$$y_1 = 1 ; y_2 = 0,93 ;$$

$$T = 160(1 + 0,93) = 308,8 \text{ kN}$$

Pour deux voies chargées, pont de classe 1

$$T_{bt} = T \times n \times b_t \times \delta_{bt} = 308,8 \times 2 \times 1,00 \times 1,11 = 685,54 \text{ kN}$$

Surcharge du système Br

Moment fléchissant

On a le moment maximum lorsque la roue se situe à l'axe transversal de la travée

$$M_f = y \times P = 5 \times 10 = 50 \text{ t.m soit } 500 \text{ kN.m}$$

$$M_{f_{br}} = M_f \times \delta_{br}$$

$$M_{f_{br}} = 500 \times 1 \times 1,09 = 545 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant

L'effort tranchant est maximal lorsque la roue est placée sur l'appui

$$T = P = 10 \text{ t.m soit } 100\text{kN}$$

$$T_{br} = T \times \delta_{bt} = 100 \times 1 \times 1,09 = 109 \text{ kN}$$

Surcharge du système Bc-Niger

Moment fléchissant

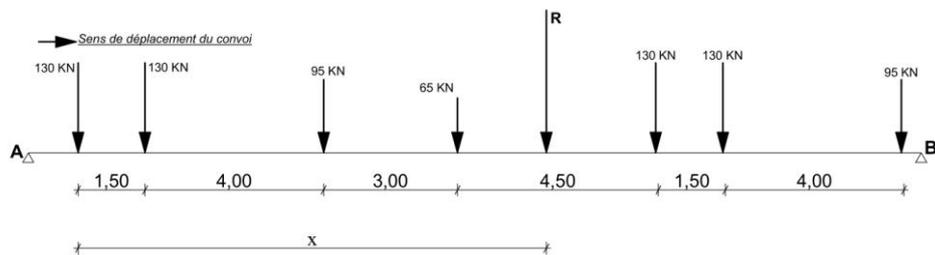


Figure A3- 8 : Application de la méthode de barré au système Bc- Niger

Position de la résultante x

$$R = 130 + 130 + 95 + 65 + 130 + 130 + 95 = 775\text{kN}$$

$$x = \frac{130(1,50 + 13 + 14,5) + 95(5,5 + 18,5) + 6,6(8,5)}{775} = 8,52\text{m}$$

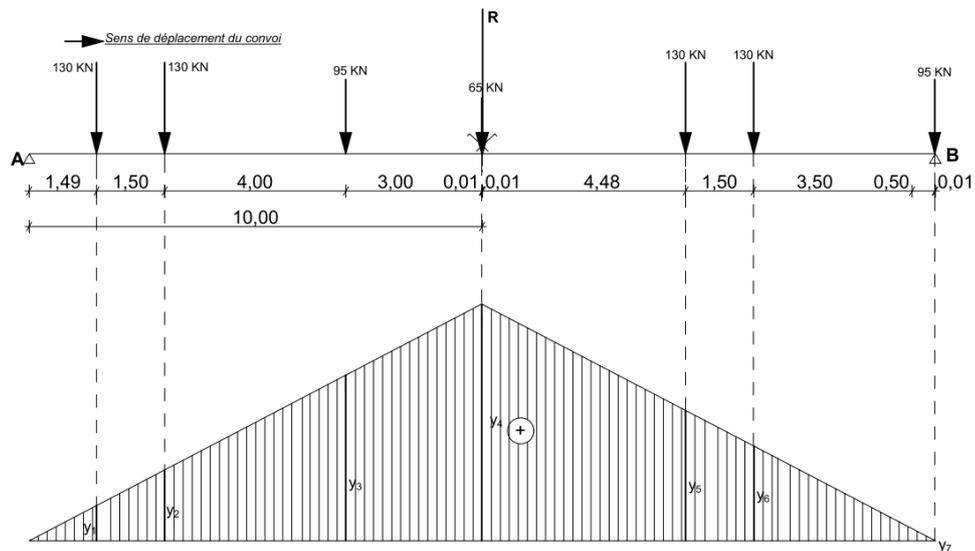


Figure A3- 9 : Ligne d'influence du moment fléchissant du système Bc-Niger

Au droit de la section critique (au droit du quatrième essieu $P=65\text{kN}$)

$$y_1 = 0,7; y_2 = 1,50; y_3 = 3,50; y_4 = 5,00; y_5 = 2,75; y_6 = 2,00; y_7 = 0$$

$$M_f = \sum y_i \times P = 130(0,01 + 4,97) + 95 \times 3,5 + 65 \times 5 = 1567,5, \text{ kN.m}$$

$$M_{fbc-Niger} = M_f \times n \times bc \times \delta_{bc-Niger}$$

Pour deux voies chargées, pont de classe 1 : $n = 2$

$$M_{fbc-Niger} = 1567,5 \times 2 \times 1,10 \times 1,15 = 3965,78 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant

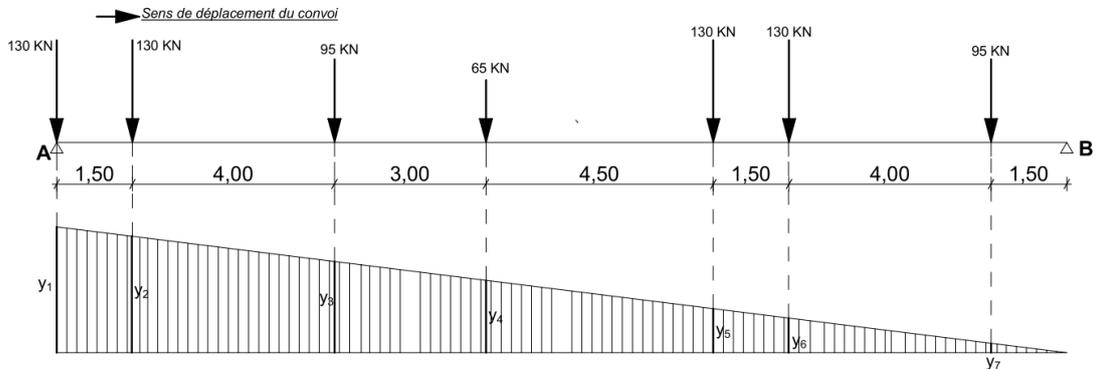


Figure A3- 10 : Ligne d'influence de l'effort tranchant du système Bc-Niger

L'effort tranchant est maximal lorsque l'une des charges est située sur l'appui

$$y_1 = 1 \quad y_6 = 0,275; y_7 = 0,075; y_2 = 0,925; y_3 = 0,725; y_4 = 0,5475; y_5 = 0,35$$

$$T = 130(1 + 0,925 + 0,35 + 0,275) + 95(0,725 + 0,075) + 65 (0,575) = 444,87 \text{ kN}$$

Pour une voie chargée, pont de classe 2

$$T_{bc-Niger} = T \times n \times bc \times \delta_{bc} = 444,87 \times 2 \times 1,10 \times 1,15 = 1125,53 \text{ kN}$$

Surcharge militaire

Moment fléchissant

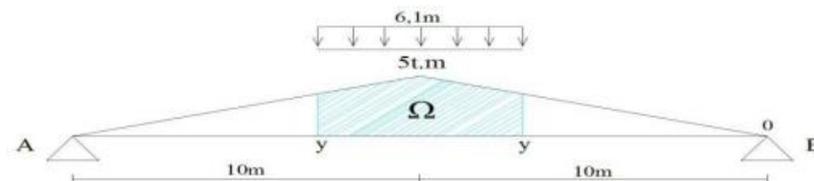


Figure A3- 11 : Ligne d'influence du moment fléchissant de système MC120

Etant des charges réparties. On détermine le moment maximal en multipliant la charge par l'aire maximale correspondante en utilisant les lignes d'influences. Pour

$$y_1 = y_2 = 3,475$$

$$M_f = \Omega \times q = \left[\left(\frac{3,475 + 5}{2} \right) \times 3,05 \right] \times 2 \times \frac{1100}{6,10} = 4661,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{f120} = M_f \times \delta_{M120} = 4661,47 \times 1,13 = 5267,46 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant

L'effort tranchant est maximal lorsque la charge uniformément répartie commence sur l'appui

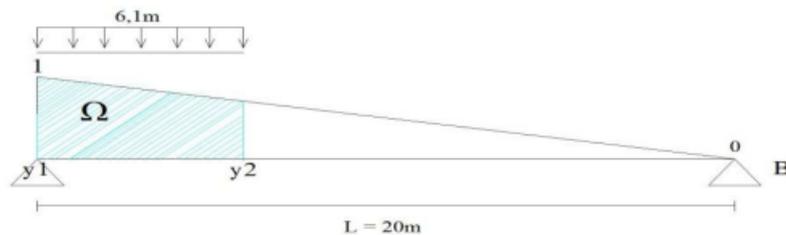


Figure A3- 12: Ligne d'influence effort tranchant de système MC120

$$y_1 = 1 ; y_2 = 0,695 ;$$

$$T = \Omega \times q = \left[\left(\frac{1 + 0,695}{2} \right) \times 6,91 \right] \times \frac{1100}{6,10} = 932,31 \text{ kN.m}$$

$$T_{120} = T \times \delta_{M120} = 932,31 \times 1,13 = 1053,51 \text{ kN.m}$$

**Calcul des coefficients de répartition transversale : Méthode de GUYON- MASSO-
NET**

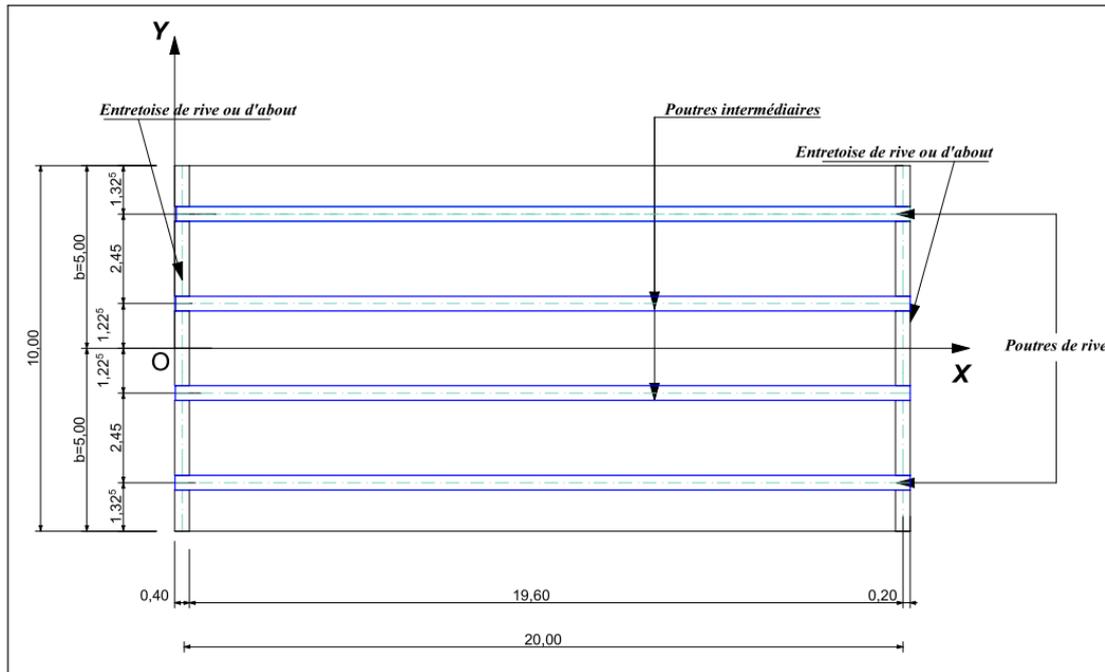


Figure A3- 13 : Tablier à une portée

Paramètres fondamentaux de la méthode

.Afin de calculer ces différents paramètres il est nécessaire de connaître les rigidités de flexion et de torsion (ρ et γ) pour les poutres et les entretoises. Notons que la méthode suppose que l'entretoise est de rigidité finie (cas courant des tabliers en béton), alors n'ayant pas d'entretoises intermédiaires c'est l'hourdis qui joue le rôle.

- Calcul de l'inertie propre de la poutre

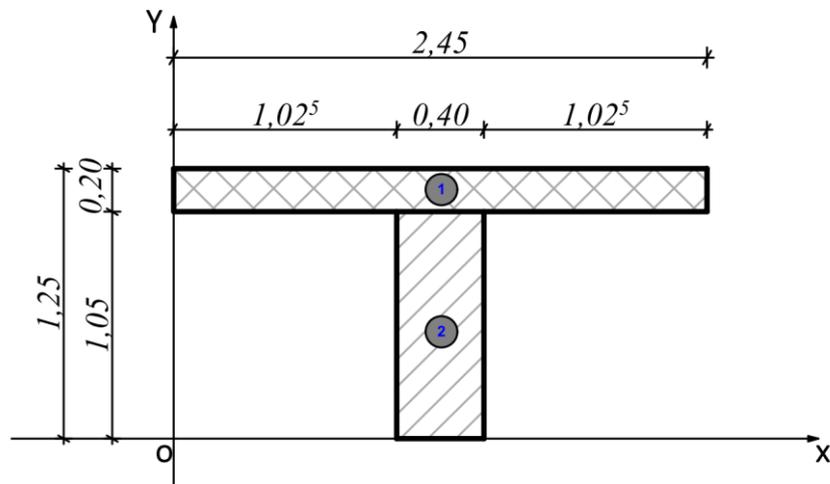


Figure A3- 14 : Schéma d'une poutre en T

D'après le théorème de Huygens on a $I_{GX} = I_{gxi} + S \times d^2$ avec $I_{gxi} = B \times H^3 / 12$

$$Y_{G/ox} = \frac{\sum M/ox}{\sum S}$$

Tableau A3- 2 : Calcul du Moment d'inertie de la poutre en T

M° de section	B (m)	H (m)	S (m ²)	Y _{gi/ox} (m)	M/ox (m ³)	I _{gxi} (m ⁴)	YG/ox (m)	d (m)	IG _x (m ⁴)
	2,45	0,2	0,49	1,15	0,5635	0,0016	0,83	0,32	0,0505
	0,4	1,25	0,5	0,525	0,2625	0,0651		0,31	0,1130
			S 0,99	M/OX ,826				IG _x 0,1634	

- Calcul des rigidités de flexion

$$\rho_p = \frac{B_p}{B_1} = \frac{E \times I_{GX}}{B_1}; \rho_E = \frac{B_E}{l} = \frac{E \times (l \times Hh^3)/12}{l} = \frac{E \times (Hh^3)}{12}$$

Avec

ρ_p Rigidité en flexion de la poutre ;

ρ_E Rigidité en flexion de l'entretoise ;

E Module de *Young* ;

I_{GX} Moment d'inertie de flexion des poutres.

Application

$$\rho_p = \frac{B_p}{B_1} = \frac{E \times I_{GX}}{B_1} = \frac{0,1286}{2,45} E = 0,0524 E$$

Et

$$\rho_E = \frac{B_E}{l} = \frac{E \times (l \times Hh^3)/12}{l} = \frac{E \times (Hh^3)}{12} = \frac{(0,20^3)}{12} E = 0,0007 E$$

- Calcul des rigidités de torsion

$$\gamma_p = \frac{C_p}{B_1} = \frac{G \times J}{B_1} = \frac{J}{2B_1} \times E; \gamma_E = \frac{C_E}{l} = \frac{\frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times l \times Hh^3}{2l} = \frac{E \times (Hh^3)}{12}$$

Avec

γ_p Rigidité de torsion de la poutre ;

γ_E Rigidité en torsion de l'entretoise ;

E Module de *Young* ;

J Moment d'inertie de torsion des poutres.

Application

On suppose que le coefficient de *Poisson* du matériau constitutif est nul ($\nu=0$)
alors : $G = E/2$.

❖ Moment d'inertie de torsion des poutres

$$J = J_1 + J_2$$

$$J_1 = \frac{1}{2} \times \frac{1}{3} \times B_1 \times H_1^3 = \frac{2,45 \times 0,20^3}{6} = 0,0033 \text{ m}^4 ; J_2 = k \left(\left(2 \frac{H_2}{B_2} \right) H_2 \times B_2^3 \right) \text{ avec}$$

le coefficient K, fonction du rapport b/a (b grand coté et a petit coté de l'élément)

$$\frac{b}{a} = 2,625$$

Tableau A3- 3 : Valeur de K en fonction de du rapport k/a

b/a	1.00	1.20	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	3.00	4.00	5.00	10.00	∞
k	0.141	0.166	0.196	0.213	0.229	0.24	0.249	0.263	0.281	0.292	0.312	0.333

En procédant par interpolation linéaire on obtient $K = 0,253$

$$J_2 = 0,253 \left(\left(2 \frac{1,05}{0,40} \right) \times 1,05 \times 0,40^3 \right) = 0,0893 \text{ m}^4$$

$$J = 0,0033 + 0,0893 = 0,0925 \text{ m}^4$$

$$\gamma_p = \frac{J}{2B_1} \times E = \frac{0,0925}{2 \times 2,45} E = 0,0189 E$$

Et

$$\gamma_E = \rho_E = 0,0007 E$$

- Le paramètre de torsion

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{(\rho_p * \rho_E)}} = \frac{0,0189 E + 0,0007 E}{2\sqrt{0,0524 E \times 0,0007 E}} = 1,653$$

- Le paramètre d'entretroisement

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\gamma_p}{\gamma_E}} = \frac{5}{20} \times \sqrt[4]{\frac{0,0189 E}{0,0007 E}} = 0,577$$

Les paramètres fondamentaux de la méthode sont : $\alpha = 1,653$ et $\theta = 0,577$

Le Coefficient de Répartition Transversale (CRT)

Le Coefficient de Répartition Transversale (η) est calculée par la formule suivante :

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

Avec

K est appelé coefficient de Guyon-Massonnet ;

n nombre de poutres.

$$\alpha = 1,653 \text{ et } \theta = 0,577$$

1- Valeurs lues dans les tables pour $\theta=0,55$

Tableau A3- 4 : Valeurs de la table de Massonnet ($\theta=0,55$)

	$\theta=0,55$	$\alpha=0$							
	-5	-3,75	-2,5	-1,25	0	1,25	2,5	3,75	5
0	0,4848	0,7666	1,036	1,2556	1,3521	1,2556	1,036	0,7666	0,4848
1,25	-0,0883	0,2657	0,6185	0,9592	1,2556	1,4423	1,4571	1,3746	1,2654
2,5	-0,5233	-0,1538	0,223	0,6185	1,036	1,4571	1,3274	2,0885	2,3046
3,75	-0,3871	-0,5279	-0,1538	0,2657	0,7666	1,3746	2,0885	2,3535	3,6081
5	-1,2289	-0,8871	-0,5233	-0,0883	0,4848	1,2654	2,3046	3,6081	5,0997
	$\theta=0,55$	$\alpha=1$							
	-5	-3,75	-2,5	-1,25	0	1,25	2,5	3,75	5
0	0,3255	0,9069	1,0016	1,0981	1,1489	1,0981	1,0016	0,9069	0,3255
1,25	0,6309	0,7192	0,8275	0,9595	1,0981	1,194	1,1902	1,1411	1,0889
2,5	0,4916	0,5777	0,6859	0,8275	1,0016	1,1902	1,3443	1,4071	1,4308
3,75	0,3922	0,4737	0,5777	0,7192	0,9069	1,1411	1,4071	1,6611	1,8520
5	0,3153	0,3922	0,4916	0,6309	0,8255	1,0889	1,4308	1,852	2,3314

Interpolation non linéaire pour obtenir la valeur de K pour $\alpha = 1,653$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

Tableau A3- 5 : Valeur de K ($\theta=0,55$, $\alpha = 1,653$)

	$\Theta=0,55$	$\alpha=1,6530$							
	-5	-3,75	-2,5	-1,25	0	1,25	2,5	3,75	5
0	0,2800	0,9470	0,9918	1,0531	1,0908	1,0531	0,9918	0,9470	0,2800
1,25	0,8364	0,8488	0,8872	0,9596	1,0531	1,1231	1,1139	1,0744	1,0385
2,5	0,7815	0,7867	0,8181	0,8872	0,9918	1,1139	1,3491	1,2124	1,1812
3,75	0,6148	0,7598	0,7867	0,8488	0,9470	1,0744	1,2124	1,4633	1,3503
5	0,7565	0,7577	0,7815	0,8364	0,9228	1,0385	1,1812	1,3503	1,5405

2- Valeurs lues dans les tables pour $\theta=0,60$

Tableau A3- 6 : Valeurs de la table de Massonet ($\theta=0,60$)

	$\Theta=0,60$	$\alpha=0$							
	-5	-3,75	-2,5	-1,25	0	1,25	2,5	3,75	5
0	0,3347	0,6963	1,0447	1,3316	1,4594	1,3316	1,0447	0,6968	0,3347
1,25	-0,1808	0,2154	0,6119	0,9977	1,3316	1,5237	1,4853	1,3177	1,1155
2,5	-0,5241	-0,1615	0,2117	0,6119	1,0447	1,4853	1,8575	2,0778	2,2358
3,75	-0,7808	-0,4806	-0,1615	0,2154	0,6968	1,3177	2,0778	2,9106	3,7122
5	-1,0112	-0,7808	-0,5241	-0,1808	0,3347	1,1155	2,2358	3,7122	5,4480
	$\Theta=0,60$	$\alpha=1$							
	-5	-3,75	-2,5	-1,25	0	1,25	2,5	3,75	5
0	0,7878	0,8839	0,9996	1,1215	1,1878	1,1215	0,9996	0,8839	0,7878

1,25	0,5792	0,6761	0,7992	0,9545	1,1215	1,2361	1,2207	1,151	1,0792
2,5	0,4349	0,5243	0,641	0,7992	0,9996	1,2207	1,3994	1,4582	1,4686
3,75	0,3362	0,4171	0,5243	0,6761	0,8839	1,151	1,4582	1,7518	1,9607
5	0,2627	0,3362	0,4349	0,5792	0,7878	1,0792	1,4686	1,9607	2,5312

Interpolation non linéaire pour obtenir la valeur de K pour $\alpha=1,653$

$$K = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$$

Tableau A3- 7 : Valeurs de K ($\theta=0,60$, $\alpha = 1,653$)

	$\theta=0,6$	$\alpha=1,653$							
	-5	-3,75	-2,5	-1,25	0	1,25	2,5	3,75	5
0	0,9172	0,9375	0,9867	1,0615	1,1102	1,0615	0,9867	0,9374	0,9172
1,25	0,7963	0,8077	0,8527	0,9422	1,0615	1,1539	1,1451	1,1034	1,0688
2,5	0,7089	0,7202	0,7636	0,8527	0,9867	1,1451	1,2685	1,2812	1,2494
3,75	0,6553	0,6736	0,7202	0,8077	0,9374	1,1034	1,2812	1,4207	1,4603
5	0,6266	0,6553	0,7089	0,7963	0,9172	1,0688	1,2494	1,4603	1,6979

3- Interpolation linéaire pour obtenir les valeurs de K pour $\alpha=1,653$ et $\theta=0,577$

Tableau A3- 8 : Valeurs de K ($\theta=0,577$, $\alpha = 1,653$)

	$\theta=0,577$	$\alpha=1,653$							
	-5	-3,75	-2,5	-1,25	0	1,25	2,5	3,75	5
0	0,9199	0,9420	0,9891	1,0575	0,4324	1,0575	0,9891	0,9420	0,9199
1,25	0,8155	0,8274	0,8693	0,9505	1,0575	1,1391	1,1302	1,0895	1,0543
2,5	0,7438	0,7521	0,7898	0,8693	0,9891	1,1302	1,2386	1,2482	1,2167
3,75	0,7045	0,7150	0,7528	0,8274	0,9420	1,0895	1,2482	1,3719	1,4075

5	0,6890	0,7045	0,7438	0,8155	0,9199	1,0543	1,2167	1,4075	1,6224
---	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

4- Coefficient k pour la poutre intermédiaire ($y=1,225$)

I

interpolation linéaire pour obtenir les valeurs de K pour la poutre intermédiaire, $y = 1,225$; $y = 1,225$ compris entre 0 et 1,25

Tableau A3- 9 : Valeurs de K en fonction de pour $y=1,225$

	(-) b	(-) 3b/4	(-) b/2	(-) b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	-5	-3,75	-2,5	-1,25	0	1,25	2,5	3,75	5
Valeur de K	0,8115	0,8297	0,8717	0,9527	1,0583	1,1375	1,1273	1,0865	1,0454

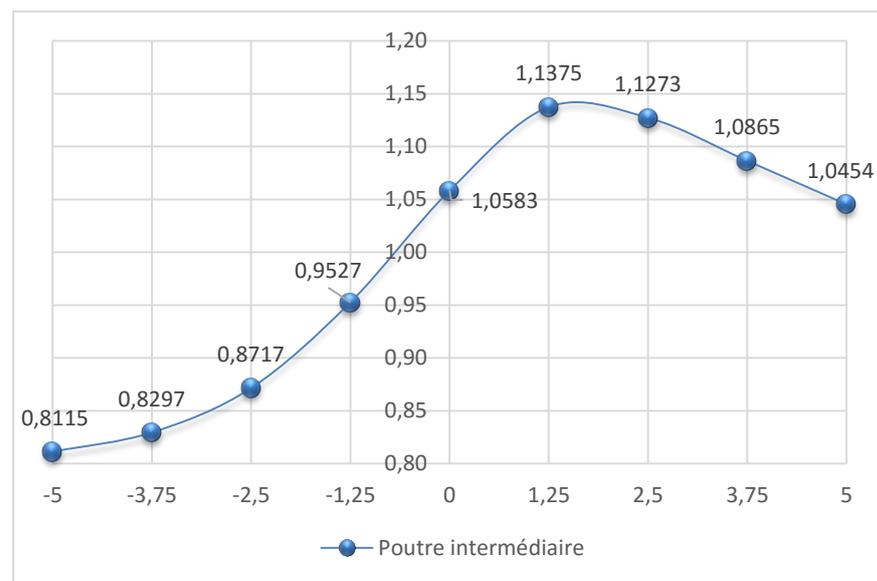


Figure A3- 14 : Courbe de répartition transversale des charges pour la poutre intermédiaire

5- Coefficient k pour la poutre de rive ($y=3,675$)

Interpolation linéaire pour obtenir les valeurs de K pour la poutre de rive, $y = 3,675$ Compris entre 2,5 et 3,75

Tableau A3- 10 : Valeurs de K en fonction de pour $y=3,675$

	(-) b	(-) 3b/4	(-) b/2	(-) b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
	-5	-3,75	-2,5	-1,25	0	1,25	2,5	3,75	5
Valeur de K	0,6424	0,7172	0,7544	0,8299	0,9448	1,0919	1,2517	1,4296	1,3961

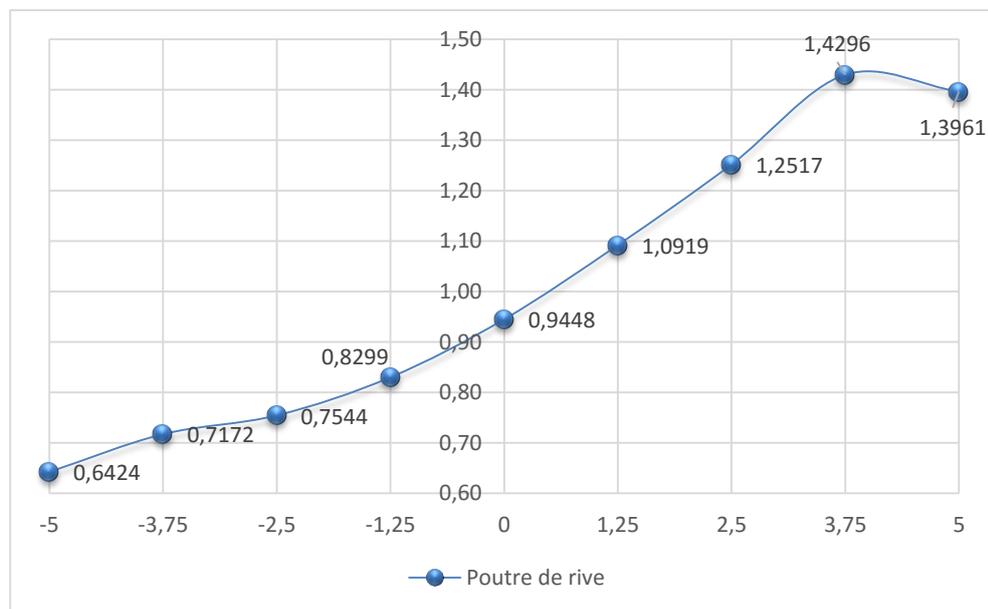


Figure A3- 15 : Courbe de répartition transversale des charges pour la poutre de rive

6- Calcul du CRT pour la poutre intermédiaire ($y=1,225$)

Tableau A3- 11 : Coefficient de répartition transversale η pour la poutre intermédiaire

Surcharges A(l)							
Nombre de poutre	Largeur chargée (m)	ω	K A(l)			η	
4	3,5	3,7678	1,0765			0,27	
	7	6,6763	0,9538			0,24	
Surcharges Bc							
Nombre de poutre	K1	K2	K3	K4	ΣK	Kbc	η
4	1,1028	1,1375	1,1058	0,9527	4,2988	2,1494	0,54
Surcharges Bt							
Nombre de poutre	K1	K2	K3	K4	ΣK	Kbc	η
4	1,1110	1,1217	1,0583	0,9041	4,1950	2,0975	0,52
Surcharges Br							
Nombre de poutre	K1				ΣK	Kbc	η
4	1,0583				1,0583	0,5292	0,13
Surcharges Mc120							
Nombre de poutre	$\omega 1$	$\omega 2$	KMc120			η	
4	1,1307	0,9277	2,0584			0,51	
Surcharges trottoirs							
Nombre de poutre	Largeur chargée (m)	ω	K A(l)			η	

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

4	1,5	1,6051	1,0700	0,27
	3	2,8422	0,9474	0,24

7- Calcul du CRT pour la poutre de rive ($y=3,675$)

Tableau A3- 12 : Coefficient de répartition transversale η pour la poutre de rive

Surcharges A(l)							
Nombre de poutre	Largeur chargée (m)		ω	K A(l)		η	
4	3,5		4,0929	1,1694		0,29	
	7		7,0015	1,0002		0,25	
Surcharges Bc							
Nombre de poutre	K1	K2	K3	K4	ΣK	Kbc	η
4	1,0033	1,0919	1,0331	0,8299	3,9582	1,9791	0,49
Surcharges Bt							
Nombre de poutre	K1	K2	K3	K4	ΣK	Kbc	η
4	1,3229	1,0625	0,9448	0,9041	4,2342	2,1171	0,53
Surcharges Br							
Nombre de poutre	K1				ΣK	Kbc	η
4	0,9448				0,9448	0,4724	0,12
Surcharges Mc120							
Nombre de poutre	$\omega 1$		$\omega 2$		KMc120		η
4	1,3229		0,5519		1,847		0,47
Surcharges trottoirs							
Nombre de poutre	Largeur chargée (m)		ω	K A(l)		η	

4	1,5	2,0926	1,3950	0,35
	3	3,1122	1,0374	0,26

Calcul des sollicitations réelles dans les poutres

$$\text{Sollicitation réelle} = \eta \times \text{Sollicitation longitudinale}$$

Combinaisons

ELU

$$M_U = 1,35M_G + \max(1,6 \max M_{\text{Surcharge } A,B}; 1,35M_{MC120}) + 1,60 M_{\text{trottoir}}$$

$$T_U = 1,35T_G + \max(1,6 \max T_{\text{Surcharge } A,B}; 1,35T_{MC120}) + 1,60 T_{\text{trottoir}}$$

ELS

$$M_U = M_G + \max(1,2 \max M_{\text{Surcharge } A,B}; M_{MC120}) + M_{\text{trottoir}}$$

$$T_U = T_G + \max(1,2 \max T_{\text{Surcharge } A,B}; T_{MC120}) + T_{\text{trottoir}}$$

L'effort tranchant est supposé répartie sur toutes les quatre (04) poutres

Calcul des sections armatures

Notons que la section droite de la poutre sera utilisée comme une section en T.

- Caractéristiques de la section de la poutre : $b = 2,45 \text{ m}$; $b_o = 0,40 \text{ m}$; $h_p = 1,25 \text{ m}$;
 $h_o = 0,20 \text{ m}$
- Section d'armature longitudinale de la poutre

Tableau A3- 13 : Calcul du ferrailage des poutres

Calcul à ELS			
Désignations	Unités	Formules	Valeurs
Moment Fléchissant (Mser)	MN.m	-	5,236
Hauteur utile (d)	m	0,9h	1,13
Moment de résistance de la section (Mrser)	MN.m	$\frac{\sigma_{bc}(d - \frac{h_o}{3})M_u}{30(d - h_o)}$	3,595
Mrser < Mser d'où section en T			
Coefficient α_{ser}	-	$\frac{n \sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	0,556
Moment réduit du béton Mserb	MN.m	$0,5bd^2 \sigma_{bc}\alpha_{ser}(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3})$	12,642
Mser ≤ Mserb , pas d'aciers comprimés			
Yser	-	$d\alpha_{ser}$	0,626
Bras de levier(Z)	m	$d - \frac{y_{ser}}{3}$	0,916
Section d'acier (Ast)	cm ²	$\frac{M_{ser}}{Z\sigma_{st}}$	265 ,053
Section d'acier minimale (Asmin)	cm ²	$0,23 bd \frac{ft_{28}}{fe}$	38,036
$A_{st} > A_{smin}$: Condition de non fragilité vérifiée			

Choix : Nous optons pour **30HA40** ce qui fait une section réelle de **376,90 cm²**

➤ Sections d'armatures transversales de la poutre

Suivant le BAEL91 modifié 99, les calculs se feront à ELU

$$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{15}; \phi_l) = 26,67 \text{ mm}$$

Retenons des armatures de 12 mm de diamètre.

➤ Calcul des armatures longitudinales minimum aux appuis

$$T_u = 1,631 \text{ MN}; A_{sa} \geq \frac{T_u}{f_e} = 39,20 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}40 \text{ totalisant } 50,27 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures de peau : ayant une grande hauteur, nous allons disposer des armatures de peau pour éviter les fissures, à raison de 3cm² par mètre de longueur de parement mesurée perpendiculairement à leur direction

$$A_s = 3 \times 2,45 = 7,35 \text{ cm}^2 \text{ Retenons } 10\text{HA}10 \text{ totalisant une section de } 7,85 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o d} = 3,48 \text{ Mpa}$$

- Calcul de la contrainte limite de cisaillement

$$\zeta_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\zeta_u = \min (3,91; 4 \text{ Mpa}) = 3,91 \text{ Mpa}$$

- Calcul des espacements des armatures d'âmes

$$st \leq \frac{0,9 f_e A_t}{\gamma_s b_o (\tau_u - 0,3 f_{tj})} = 25,58 \text{ cm}$$

Prenons un espacement de 20cm ($S_t = 20 \text{ cm}$)

- À l'état de non fragilité ou de section minimale on a :

$$\frac{f_e A_t}{st \cdot b_o} \geq 0,40 \text{ Mpa} = 4,52 \text{ Mpa} \geq 0,40 \text{ Mpa}$$

L'espacement adopté sera de 16 cm

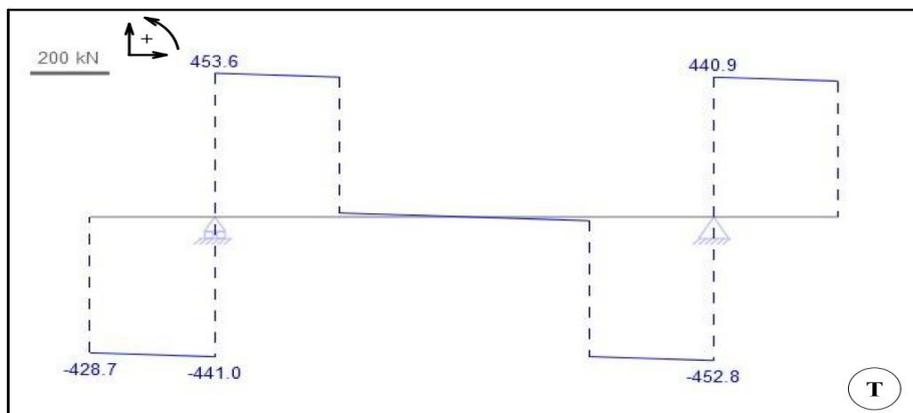
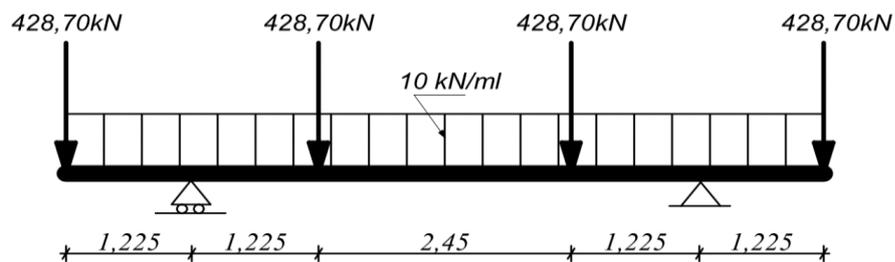
Annexe IV : Dimensionnement des entretoises de rive

Calcul des sollicitations sur l'entretoise

➤ *Descente des charges*

- Charge permanente : Poids propre $0,40 \times 1,00 \times 25 = 10,00 \text{ kN/ml}$
- Poids superstructure : 428,20 kN

A l'aide du logiciel Pybar, nous avons les sollicitations (Même combinaison que les poutres) suivantes :



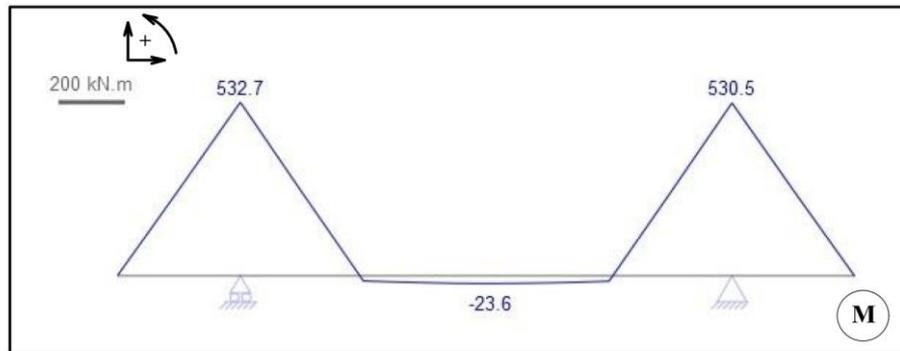


Figure A4- 1 : Diagrammes effort tranchant et moment fléchissant de l'entretoise

ELS : M_{\max} en appuis : 532,70 kN.m / M_{\max} en travée : 23,60 kN.m et T_{\max} : 453,60

kN

Calcul des sections armatures

- *Caractéristiques de la section de la poutre en T:* $b = 2,45 \text{ m}$; $b_o = 0,40 \text{ m}$; $h_p = 1,00 \text{ m}$; $h_o = 0,20 \text{ m}$
- *Section d'armature longitudinale en appuis*

Tableau A4- 1 : Calcul du ferrailage de l'entretoise

Calcul à ELS			
Désignations	Unités	Formules	Valeurs
Moment Fléchissant (Mser)	MN.m	-	0,533
Hauteur utile (d)	m	$0,9h$	0,900
Moment de résistance de la section (Mrser)	MN.m	$\frac{\sigma_{bc}(d - \frac{h_o}{3})M_u}{30(d - h_o)}$	0,381
Mrser < Mser d'où section en T			
Coefficient α_{ser}	-	$\frac{n \sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	0,556
Moment réduit du béton Mserb	MN.m	$0,5bd^2 \sigma_{bc} \alpha_{ser} (1 - \frac{\alpha_{ser}}{3})$	8,091

Mser ≤ Mserb , pas d'aciers comprimés			
Yser	-	$d\alpha_{ser}$	0,500
Bras de levier(Z)	m	$d - \frac{y_{ser}}{3}$	0,733
Section d'acier (Ast)	cm ²	$\frac{M_{ser}}{Z\sigma_{st}}$	33,71
Section d'acier minimale (A _{min})	cm ²	$0,23 bd \frac{ft_{28}}{fe}$	30,429
$A_{st} > A_{min}$: Condition de non fragilité vérifiée			

NB : Etant donné que la valeur des moments en appuis et en travée est peu variable, les sections d'armatures seront uniformisées.

Choix : Nous optons pour **15 HA20** totalisant 47,12 cm² pour les armatures en appuis comme en travée.

- Calcul des armatures de peau : 10HA10 .
- Calcul des armatures transversales ; $\phi_t = 8$ mm , espacement 20 cm

Annexe V: Dimensionnement de l'hourdis

Calcul des sollicitations sur le Hourdi

Selon les règles de la RDM, nous avons les conditions suivantes :

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$, la dalle porte dans un sens, celui de la petite portée ;

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4$, la dalle porte dans deux sens.

Application : $\alpha = \frac{2,45}{20} = 0,12 < 0,4$. Nous pouvons conclure que la dalle porte dans un sens, celui de la largeur 2,45 m.

➤ Moments fléchissant et effort tranchant dues aux charges permanentes

Charge permanente G : Hourdis + Revêtement bitumineux +étanchéité

$$- G = 7,4 \text{ kN/ml}$$

Tableau A5- 1 : Sollicitations dues aux charges permanentes de l'hourdis

	Formules générales	Valeurs
Moment Fléchissant non pondéré	$M_f = \frac{G \times l_x^2}{8}$	5,55 kN.ml
Effort tranchant non pondéré	$T = \frac{G \times l_x}{2}$	9,07kN

➤ Moments fléchissant et effort tranchant dues aux différentes surcharges

Efforts tranchants

Les abaques de PIGEAUD, nous permettent d'avoir les valeurs du moment fléchissant transversal et longitudinal pour chaque type de surcharge.

- Paramètre des abaques de PIGEAUD sont :

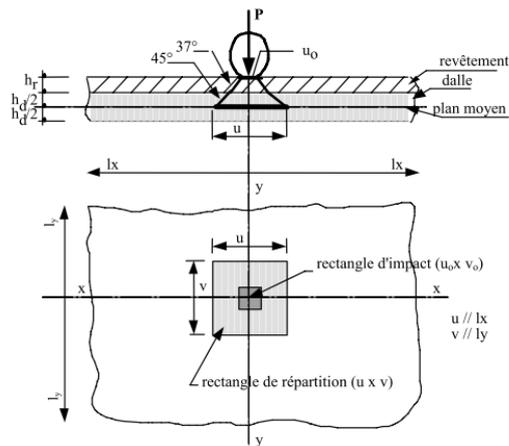


Figure A5- 1 : Diffusion de la charge P localisée sur le plan moyen de la dalle

1. Pour une épaisseur de E variant entre 0,08m et 0,20m : $E = \frac{3}{4}h_r + \frac{h_d}{2}$

Avec e : Epaisseur revêtement +étanchéité et h : la hauteur l'hourdis

Application

$$E = \frac{3}{4}h_r + \frac{h_d}{2} = 0,175 \text{ m}$$

2. Un couple de dimensions a et b tel que : $a = l_x = 2,45 \text{ m}$ (petit côté) et $b = l_y = 20\text{m}$ soit infini

Les valeurs lues dans les abaques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau A5- 2 : Récapitulatif des moments transversal et longitudinal

Surcharge	Ma/ transversal (kN.m/ml)	Mb/ Longitudinal (kN.m/ml)
Surcharge Bc	30,00	14,50
Surcharge Bt	28,00	14,40
Surcharge Br	19,00	13,20
Mc120	35,00	

NB : Le moment longitudinal sous la charge Mc120 n'est pas donné car elle ne constitue par un cas défavorable.

Afin de tenir compte de la continuité de la dalle, les différents moments seront affectés d'un coefficient variable en fonction de la position de la travée ou de l'appui. Pour les travées de rive nous utiliserons 0,8 et pour les appuis -0,5.

Efforts tranchants

$$U = U_o + 1,5 h_r + h_d \text{ et } V = V_o + 1,5h_r + h_d$$

Avec U_o, V_o , les dimensions géométriques de l'essieu. (Voir figure ci-dessus)

Alors le guide nous propose les deux conditions ci après :

$$\text{Si } U > V \rightarrow T_{xx} = \frac{P}{2U+V} \text{ et } T_{yy} = \frac{P}{3U}$$

$$\text{Si } U < V \rightarrow T_{xx} = \frac{P}{3V} \text{ et } T_{yy} = \frac{P}{2U+V}$$

Tableau A5- 3 : Calcul de l'effort tranchant de l'hourdis

Surcharge	Uo	Vo	U	V	P (kN)	TXX	TY Y
Surcharge Bc	0,25	0,25	0,6	0,6	60	33,33	33,33
Surcharge Bc-Niger	0,3	0,3	0,65	0,65	65	33,33	33,33
Surcharge Bt	0,25	0,6	0,6	0,95	80	28,07	37,21
Surcharge Br	0,3	0,6	0,65	0,95	100	35,09	44,44
Mc120	6,1	1	6,45	1,35	550	38,60	28,42

Le récapitulatif des sollicitations affectées au coefficient dynamique donne alors :

Tableau A5- 4 : Récapitulatif des sollicitations sur l'hourdis

Sollicitations	Parallèle à Lx			Parallèle à ly		
	Mmax en travée (KN.m)	Mmax sur appuis (KN.m)	Tmax (kN)	Mmax en travée (KN.m)	Mmax sur appuis (KN.m)	Tmax (kN)
Charge Permanente	5,55	0,00	9,07	0,00	0,00	0,00
Surcharges Civiles	31,93	-19,96	44,35	15,43	-9,65	54,58
Surcharges Militaires	39,13	-24,46	53,94	0,00	0,00	39,72

➤ Combinaisons

ELU

$$M_U = 1,35M_G + \max(1,6 \max M_{Surcharge\ A,B}; 1,35M_{MC120})$$

$$T_U = 1,35T_G + \max(1,6 \max T_{Surcharge\ A,B}; 1,35T_{MC120})$$

ELS

$$M_U = M_G + \max(1,2 \max M_{Surcharge\ A,B}; M_{MC120})$$

$$T_U = T_G + \max(1,2 \max T_{Surcharge\ A,B}; T_{MC120})$$

Tableau A5- 5 : Combinaison à ELU et à ELS

Etats limites	Parallèle lx			Parallèle à ly		
	Moment fléchissant en travée (KN.ml)	Moment fléchissant sur appuis (KN.ml)	Effort tranchant (kN)	Moment fléchissant en travée (KN.ml)	Moment fléchissant sur appuis (KN.ml)	Effort tranchant (kN)
ELU	60,32	33,02	85,06	24,69	15,43	58,99
ELS	44,68	24,46	62,29	18,529	11,57	39,17

➤ Calcul de la dalle d'encorbellement

La charge permanente regroupe les poids de l'hourdis, le trottoir (g) et les gardes corps(P). Le moment d'encorbellement est obtenu sous l'effet de la roue de 6 tonnes sur le trottoir dont la surface d'impact est un carré de 0,25 m de côté.

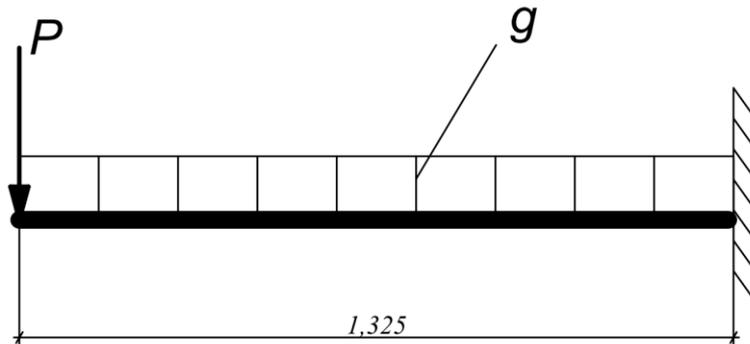


Figure A5- 2 : Schéma isostatique de la dalle d'encorbellement

Le moment d'encorbellement M_e est calculé par la formule suivante :

$$M_e = \gamma_G M_G \gamma_Q M_{tr},$$

$$M_G = G_{perm} \times \frac{L_{cs}^2}{2} \text{ et } T_G = G_{perm} \times \frac{L_{cs}}{2}$$

$$M_G = 19,50 \times \frac{1,325^2}{2} = 17,34 \text{ kN.ml} \text{ et } T_G = 19,50 \times \frac{1,325}{2} = 13,09 \text{ kN}$$

$$M_{tr} = \sup \left[q_{tr} \cdot L_{tr} \cdot \left(L_{cs} - \frac{L_{tr}}{2} \right); \frac{P_{tr}}{B} \cdot L_{cs} \right]$$

$$B = V + 2 L_{cs} = V_o + 1,5 h_r + h_d + 2 L_{cs} = 0,25 + 1,5 \times 0,10 + 0,2 + 2 \times 1,325 = 3,25$$

$$M_{tr} = \sup \left[4,5 \times 1,5 \times \left(1,325 - \frac{1,5}{2} \right); \frac{60}{3,25} \cdot 1,325 \right] = 24,46 \text{ kN.m}$$

$$T_{tr} = \sup \left[q_{tr} \cdot L_{tr}; \frac{P_{tr}}{B} \right] = 18,46 \text{ kN}$$

$$M_{eu} = 1,35 \times 14,71 + 1,6 \times 24,46 = 58,99 \text{ kN.ml}$$

$$M_{eser} = 14,71 + 24,46 = 39,17 \text{ kN.m}$$

$$T_{eu} = 1,35 \times 11,10 + 1,6 \times 18,46 = 44,56 \text{ kN}$$

$$T_{eser} = 11,10 + 18,46 = 29,56 \text{ kN}$$

La valeur du moment d'encorbellement ainsi obtenue sera comparée au moment sur appuis du hourdis et la valeur la plus défavorable sera choisie pour le calcul du ferrailage en appuis de l'hourdis.

Vérification du poinçonnement sous la roue isolée de type Br

Pour éviter le poinçonnement, l'épaisseur h_o de l'hourdis doit vérifier la condition suivante :

$$h_o \geq \frac{Q_u \times \gamma_b}{0,045 \times f_{c28} \times U_c}$$

Avec

$$Q_u = \delta_B \times \gamma_Q \times P = 1,11 \times 1,60 \times 100 = 177,6 \text{ kN}$$

$$U_c = 2(u + v) = 2(0,65 + 0,95) = 3,20$$

$$h_o \geq \frac{0,1776 \times 1,5}{0,045 \times 30 \times 3,2} = 0,0617 \text{ m}$$

$$h_o = 0,20 \text{ m} \geq 0,0617 \text{ m} / \text{condition est vérifiée}$$

Calcul des sections d'armatures

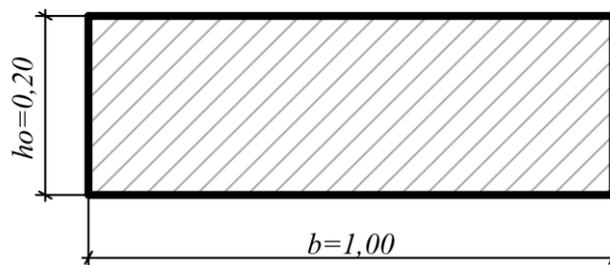


Figure A5- 3 : Section de la dalle

En appuis

Tableau A5- 6 : Calcul du ferrailage de l'hourdis en appuis

Calcul à ELU			
Désignation	Unités	Formules	Valeurs
Moment Fléchissant (MU)	MN.m	-	0,059
Hauteur utile (d)	m	$d = 0,9h_o$	0,18
Moment réduit du béton μ	MN.m	$\frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$	0,107
Coefficient α	-	$1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})$	0,142
$\mu < 0,480$, d'où pas d'aciers comprimés et $\alpha < 0,259$, d'où pivot A $\rightarrow \epsilon_{bc} = 0,010$			
Bras de levier (Z)	m	$d(1 - 0,4\alpha)$	0,170
Section d'acier (A_{st})	cm ²	$\frac{M_u}{Z f_{su}}$	9,99
Section d'acier minimale (A_{smin})	cm ²	$0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$	2,484
$A_{st} > A_{smin}$: Condition de non fragilité vérifiée			

Choix : Nous optons pour **8HA16/ml** ce qui fait une section **16,09cm²** et espacés de **12 cm**

En travée

Tableau A5- 7 : Calcul du ferrailage de l'hourdis en travée

Calcul à ELU			
Désignation	Unités	Formules	Valeurs
Moment Fléchissant (MU)	MN.m	-	0,060
Hauteur utile (d)	m	$d = 0,9h_o$	0,14
Moment réduit du béton μ	MN.m	$\frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$	0,110
Coefficient α	-	$1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)})$	0,145
$\mu < 0,480$, d'où pas d'aciers comprimés et $\alpha < 0,259$, d'où pivot A $\rightarrow \epsilon_{bc} = 0,010$			
Bras de levier (Z)	m	$d(1 - 0,4\alpha)$	0,170
Section d'acier (Ast)	cm ²	$\frac{M_u}{Z f_{su}}$	10,23
Section d'acier minimale (Asmin)	cm ²	$0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}$	2,484
$A_{st} > A_{smin}$: Condition de non fragilité vérifiée			

Choix : Nous optons pour **8HA16/ml** ce qui fait une section **16,09 cm²** et espacés de **13 cm**

➤ Condition relative au non emploi d'armature d'effort tranchant

$$\zeta_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\zeta_u = \frac{85,06}{100 \times 14} = 0,061 \text{ kN/cm}^2$$

$$\zeta_u = \frac{85,06}{100 \times 14} = 0,061 \text{ kN/cm}^2$$

$$\bar{\zeta}_u = \frac{1}{\gamma_b} 0,64 f_c j^{2/3}, \text{ (Armatures transversales droites)}$$

$$\bar{\zeta}_u = \frac{1}{1,5} \times 0,64 \times \left(\frac{30}{10}\right)^{2/3} = 0,89 \text{ kN/cm}^2$$

$\bar{\zeta}_u > \zeta_u \rightarrow$ D'où on n'a pas besoin d'armatures d'effort tranchant.

Le tableau ci-dessous présente le récapitulatif des différents ferraillements.

Tableau A5- 8 : Choix des armatures de ferraillement de l'hourdis

	Travée // lx	Travée //ly	Appuis
Section d'acier à ELU (cm2)	16,08	5,65	24,13
Choix d'armatures	8HA16	5HA12	8HA16
Espacement (cm)	12	20	12

Annexe VI: Dimensionnement des appareils d'appui

➤ Dimensionnement géométrique

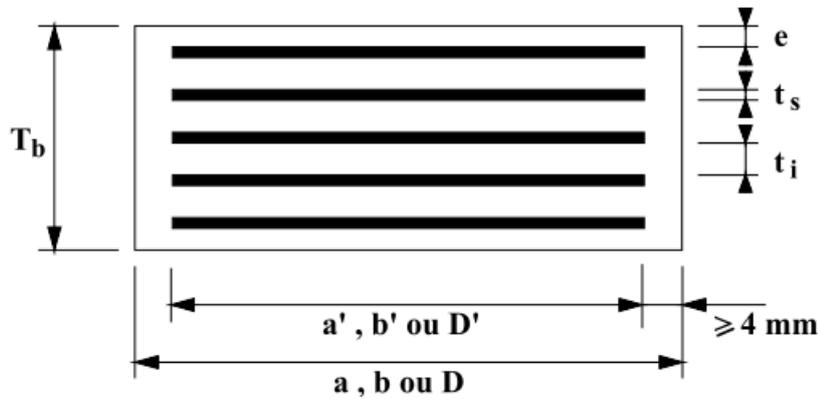


Figure A6- 1 : Définition géométrique d'un Appareil d'appuis

$$a \times b; n(t_i + t_s); 2e$$

Hypothèses

- FPP, ELU ;
- Fixons le côté b égale à 30 cm ;
- Contrainte de compression moyenne 20 Mpa (Doit être compris entre 20 et 25Mpa) ;
- Réactions maximales $R_{max} = 306,30 + 1,35 \times 606,56 + 10,65) = 1135,81 \text{ kN}$.

Aire de l'appareil d'appui

Soit A (a x b) la section de l'appareil d'appuis .La condition suivante doit être vérifiée :

$$A \geq \frac{R_{max}}{\sigma}$$

$$a \geq \frac{R_{max}}{b \times \sigma} = 0,189m$$

Retenons

$$a = 0,20m$$

Hauteur nette d'élastomère Tb

Nous avons la condition suivante que doit vérifier la hauteur Tb

$$\frac{V_x}{T_b} \leq 1$$

Avec $V_x = V_1 + V_2$

- V1 déplacement horizontal maximal dû à la température et au retrait ;
- V2 Déplacement horizontal maximal dû au freinage.

Dilatation thermique due à la variation de la température

$$\Delta l_1 = L \times \Delta T$$

- $\Delta T = 30^\circ\text{c}$ et $L = 20$ m (portée de la poutre) ;
- Δl est l'allongement du tablier.

$$\Delta l_1 = 2000 \times 3\text{‰} = 0,60\text{cm}$$

Estimation du retrait

$$\Delta l_2 = 3\text{‰} \times L$$

$$\Delta l_2 = 2000 \times 3\text{‰} = 0,60\text{cm}$$

Fluage

Nous prendrons une valeur de 4‰.

$$\Delta l_3 = 2000 \times 4\text{‰} = 0,80\text{cm}$$

D'où :

$$V_1 = \sum \Delta L = 0,60 + 0,60 + 0,80 = 2\text{cm}$$

Effort de freinage

- L'effort de freinage (H) correspondant à la charge A

$$H = \frac{1}{(20 + 0,0035 \times S)} \times A(l)$$

Avec S la surface chargée en mètres carrés (m²)

$$H = \frac{94,85}{(20 + 0,0035 \times 10 \times 20)} = 4,58 \text{ kN soit } 0,46 \text{ t}$$

- Pour la charge de type Bc ,

$$H = \max \left[\frac{A}{(20 + 0,0035 \times S)} ; 30t \right]$$

$$H = 30t$$

$$V_2 = \frac{H_x \times T_b}{2Gab}$$

Avec

$$H_x = \frac{300}{2 \times 4} = 37,5 \text{ kN}$$

$G = 0,9$ module de cisaillement conventionnel de l'élastomère

D'où

$$V_2 = 0,21 T_b$$

Or

$\frac{V_x}{T_b} \leq 1$ en remplaçant les valeurs de V1 et V2 on a $T_b \geq 25 \text{ mm}$

- Choisissons 4 feuillets de 10 mm (Conformément au tableau 3 de la norme NFEN 1337-3 définit dans le guide SETRA),
- Deux enrobages de 2,5 mm et une épaisseur des frettés égale à 3mm ; $T_b = 60 \text{ mm}$

D'où on aura un appareil d'appuis de

$$a \times b ; n(t_i + t_s) ; 2e$$

$$200 \times 300 \times 4(10 + 3) ; 2 \times 2,5$$

Annexe VII: Dimensionnement des bossages

Ils ont une dimension de 0,40 x 0,30 x 0,10 et sont sollicités en compression.

Tableau A7- 1 : Réactions sur bossages

	Charges permanentes	Surcharges civiles					Surcharge militaire	Surcharge de trottoir
		A(l)	Bc	Bc-Ni-ger	Bt	Br		
	G	A(l)	Bc	Bc-Ni-ger	Bt	Br	Mc120	Trottoir
Réactions (kN)	306,30	226,16	536,96	606,56	362,78	15,61	590,39	10,66

➤ Combinaison des charges à ELS

$$R_{max} = 306,30 + \left(1,2 \times \frac{606,56}{4} + \frac{10,66}{4} \right) = 490,93 \text{ kN d'ou par bossage}$$

Calcul du ferrailage

Frettage du bossage

D'après le fascicule PP73, nous avons la formule suivant :

$$A_s \geq 0,04 \frac{R_{max} + pp}{\sigma_{st}}; A_s \geq 0,04 \frac{0,491}{215,56} = 0,91 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Deux nappes seront placées perpendiculairement

Choix : Suivant les 30 cm : 4 HA 8 espacées de 6 cm - Suivant les 40 cm : 4HA 8 espacées de 11cm

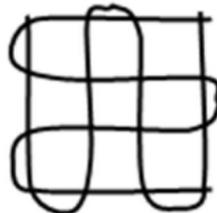


Figure A7- 1 : Schéma de principe de ferrailage du bossage

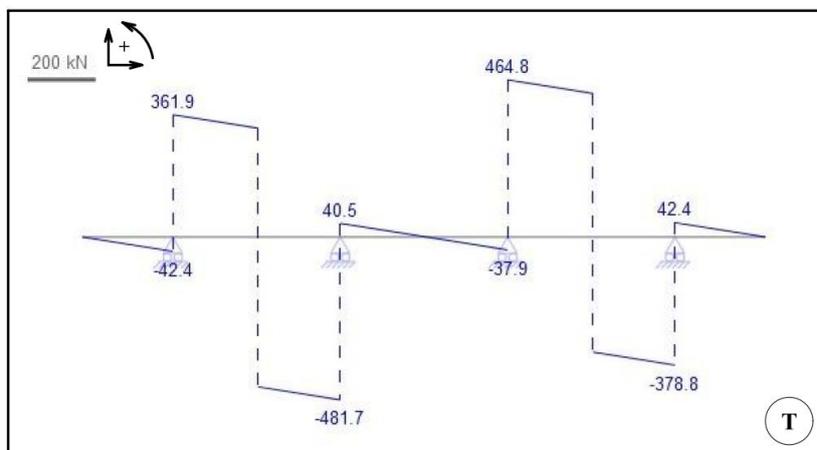
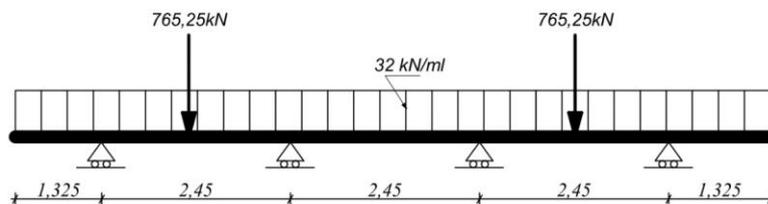
Annexe VIII: Dimensionnement des chevêtres

Calcul des sollicitations sur la chevrète

➤ Descente des charges

- Poids propre : $1,60 \times 0,80 \times 25 = 32 \text{ kN/ml}$
- Poids tablier : $G = 361 \text{ kN/ml}$
- Lors du vérinage (deux vérins), la valeur de la charge ponctuelle transmise par chaque vérin est : $P = \frac{G}{4} = \frac{3061}{4} = 765,25 \text{ kN/ml}$

➤ Les sollicitations en travée et en appui



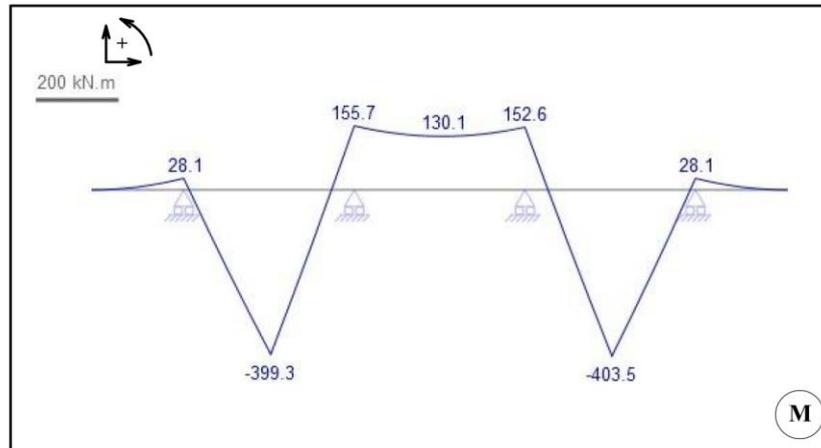


Figure A8- 1 : Diagrammes effort tranchant et moment fléchissant du chevêtre

ELU : M_{\max} en appuis : 210,23 kN.m / M_{\max} en travée : 544,73 kN.m et T_{\max} : 650,30 kN

ELS : M_{\max} en appuis : 155,70 kN.m / M_{\max} en travée : 403,50 kN.m et T_{\max} : 481,70 kN

Calcul des sections d'armature

La fissuration est supposé préjudiciable .Les sections seront déterminées à ELS pour une section rectangulaire

- Caractéristiques de la section : $b = 1,60$ m ; $h=0,80$ m
- Section d'armatures longitudinales
 - Sur appuis : $A_s = 15,89$ cm² **Choix** : Nous optons pour **12HA14** totalisant 18,47 cm² esp : 15cm
 - En travée : $A_s = 31,95$ cm² **Choix** : Nous optons pour **12HA20** totalisant 37,70 cm² esp : 15cm
- Calcul des armatures de peau

$A_s = 3 \times 2 \times (1,60 + 0,80) = 14,40$ cm² retenons 10HA14 totalisant 15,39.
- Calcul des armatures transversales : $\phi_t = 8$ mm, $st = 20$ cm

Annexe IX: Dimensionnement des colonnes

Calcul de l'effort normal de compression

La colonne étudiée sera celle située entre deux (02) travées successives. Rappelons qu'elle a un diamètre de 1m avec une hauteur de 7,20 m. Les calculs se feront en compression simple et uniquement à l'Etat Limite Ultime (ELU)

➤ Descente des charges

- Poids propre : $\left(\frac{\pi \times 1}{4} \times 7,30 \times 25\right) = 143,33kN$
- Poids bossages : $(0,50 \times 0,35 \times 0,10 \times 25) = 0,437 kN$
- Charges permanentes descendantes RG = 428,70 kN
- Chevêtres : $R_c = 502,70 kN$
- Surcharges roulantes : $R_r = 606,56 kN$
- Surcharges trottoirs $R_{tr} = 10,66 kN$

D'où à ELU on la réaction maximale

$$:R = 2(1,35R_G + 1,6(R_r + R_{tr})) = 3132,63kN$$

L'effort de compression agissant sur une colonne est donné par l'expression suivante :

$$N_u = \frac{R}{nf_{ut}} + 1,35 \times (P_p + P_{bossages} + R_c)$$

$$N_u = \frac{R}{nf_{ut}} + 1,35 \times (P_p + P_{bossages} + R_c)$$

$$N_u = \frac{3132,63}{4} + 1,35 \times (143,33 + 0,437 + 502,70)$$

$$N_u = 1655,89kN$$

Calcul des sections d'armatures

➤ Calcul de l'élançement : $\lambda = \frac{4l_f}{\phi} \leq 70$, avec $l_f = 7,30 m$ et $\phi = 1m$

$$\lambda = \frac{4 \times 7,30}{1} = 29,20$$

- Détermination du coefficient α : $0 < \lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,748$$

- Calcul de la section réduite du béton

$$B_r = \pi \times \frac{(\phi - 0,02)^2}{4} = 0,754m^2$$

- Section théorique A_{th}

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

$$A_{th} = \frac{1}{348} \left[\frac{1655,89 \cdot 10^{-3}}{0,75} - \frac{0,754 \times 30}{0,9 \times 1,5} \right] \times 10000 = -418,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{th} < 0 \text{ d'ou } A_s = A_{smin} = \max \left[4U; \frac{0,2B}{100} \right]$$

- Détermination du périmètre U et de la section B

Le périmètre U : $U = 2\pi r = 2 \times \pi \times 0,5 = 3,14 \text{ m}$

La section B : $B = \pi \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{100^2}{4} = 7853,98 \text{ cm}^2$

$$A_s = A_{smin} = \max \left[4 \times 3,14; \frac{0,2 \times 7853,98}{100} \right] = 15,07 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section maximale

$$A_{smax} = \frac{5B}{100} = \frac{5 \times 7853,98}{100} = 392,70 \text{ cm}^2 \quad A_s = A_{smin} < A_{smax}, \text{ condition vérifiée}$$

$A_s = 15,07 \text{ cm}^2$ **Choix** : Nous optons pour **8HA16** totalisant $16,08 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = 5,33$ Retenons HA8

- Espacement : $S_t \leq \min(40 \text{ cm} ; (a + 10 \text{ cm}) ; 15\phi_{lmin}$, soit $S_t \leq 24 \text{ cm}$. $S_t = 20 \text{ cm}$

Annexe X: Dimensionnement de la dalle de transition

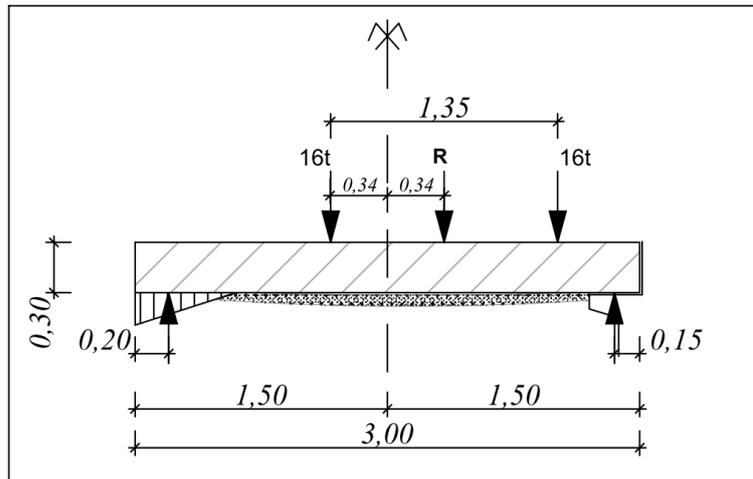


Figure A10- 1 : Schéma de chargement de la dalle de transition

Calcul des sollicitations sur la dalle de transition

➤ Descente des charges

Charges permanentes

- Poids propre : $25 \times 0,30 \times 10 = 75 \text{ kN/ml}$
- Poids du remblai : $18 \times 0,75 \times 10 = 135 \text{ kN/ml}$
- $G = 135 + 75 = 210 \text{ kN/ml}$; $M_G = 236,25 \text{ kN.m}$ et $T_G = 315 \text{ kN}$

Les sollicitations pour la surcharge roulante de type Bt sont déterminées en utilisant les lignes d'influence

$$M_{Bt} = 2 \times P \sum y_i = 2 \times 160 \times (0,62 + 0,12) = 235,84 \text{ kN.m}$$

$$T_{Bt} = 2 \times P \sum y_i = 2 \times 160 \times (1 + 0,49) = 477,12 \text{ kN.m}$$

➤ Combinaisons.

$$\text{ELU} : M_u = 1,35 \times M_G + 1,60 \times M_{Bt} = 1,35 \times 236,25 + 1,6 \times 235,84 = 696,28 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,35 \times T_G + 1,60 \times T_{Bt} = 1,35 \times 315 + 1,6 \times 477,12 = 1188,64 \text{ kN}$$

Le moment ainsi calculée est ramenée par mètre de largeur de la dalle

$$M_{\text{travée}} = \frac{M_u}{l. \text{ dalle}} = \frac{696,28}{10} = 69,63 \text{ kN.m} \text{ et } M_{\text{appui}} = 0,15M_u = 10,45 \text{ kN.m}$$

Annexe XI: Dimensionnement mur garde grève et mur du corbeau

Ayant un mur garde grève de 1,61m de hauteur, nous choisissons le ferrailage type proposé par le guide SETRA . Voir figure ci-dessous.

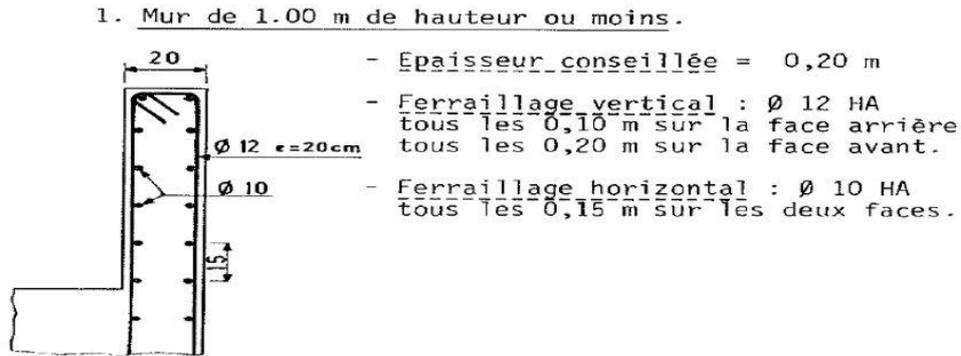


Figure A11- 1 : Ferrailage du mur garde grève

Tout comme le mur garde grève, nous optons pour le ferrailage type ci-dessus proposé par le guide SETRA pour le corbeau de la culée.

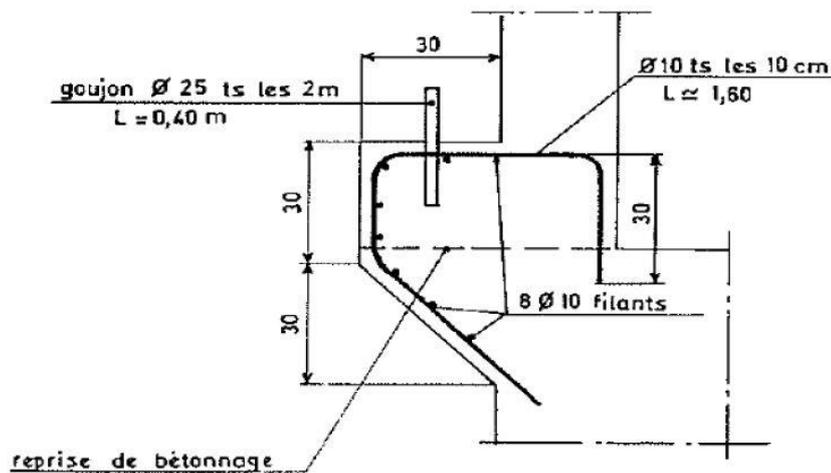


Figure A11- 2 : Ferrailage du mur corbeau

Annexe XII: Dimensionnement mur en retour

➤ Hypothèses

- Coefficient de poussées des terres $K_a = 0,333$
- Poids volumique des sols $\gamma_{sol} = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

➤ Données

- Hauteur remblai : 8,9 m
- Surcharge de remblai : 10 kN/m² (Valeur recommandée par le SETRA)
- Charges permanentes

Calcul des sections d'armatures verticales

➤ Sollicitations et actions verticales

- Effort normal due au poids propre du mur $N = 25 \times 0,30 \times 1,00 \times 8,90 = 66,75 \text{ kN/ml}$

➤ Moments fléchissants

❖ Charges permanentes

$$\text{Poussées des terres : } F_G = K_a \times \gamma_s \times \frac{h^2}{2} \times \cos\varphi ; M_G = F_G \times \frac{h}{3}$$

$$M_G = 0,333 \times 20 \times \frac{8,90^2}{2} \times \cos 35 \times \frac{8,90}{3} = 641 \text{ kN.m/ml}$$

❖ Charges d'exploitations

$$\text{Surcharges des remblais : } F_r = K_a \times q \times h \times \cos\varphi ; M_Q = F_r \times \frac{h}{3}$$

$$M_q = 0,333 \times 10 \times 8,90 \times \frac{8,90}{2} \times \cos 35 = 108,03 \text{ kN.m/ml}$$

Le calcul des sections des armatures verticales du mur en retour se fera en flexion composée et soumis au couple de sollicitation à ELS.

$$M_{ser} = 641 + 1,2 \times 108,03 = 770,64 \text{ kN.m/ml et } N_{ser} = 66,75 \text{ kN/ml}$$

Tableau A12- 1 : Calcul du ferrailage du mur en retour

Désignations	Unités	Formules	Valeurs
Base	M	B	0,300
Hauteur	M	H	1,000
Hauteur utile	M	d=0,9h	0,900
Moment de flexion ELS	MN.m	Mser	0,771
Effort normal ELS	MN	Nser	0,067
Excentricité eo	M	$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$	11,551
Moment de flexion fictif	MN.m	$M_{serfictif} = M_{ser} + N_{ser}(d - 0,5h)$	0,798
Coefficient de remplissage du diagramme de contrainte		$\varphi_1 = \frac{N_{ser}}{b \times h \times \sigma_b}$	0,012
$\varphi_1 \leq 0,81$			
Excentricité critique relative		$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\varphi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\varphi_1})}$	0,166
eNC		$e_{NC} = \zeta h$	0,166
$e_o > e_{NC}$, la section est partiellement comprimée et l'état limite peut ne pas être atteint			
Coefficient α		$\alpha_{ser} = \frac{n \sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	0,556
Moment réduit du béton	MN.m	$M_{serb} = 0,5bd^2 \sigma_{bc}\alpha_{ser}(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3})$	0,991
$M_{ser} \leq M_{serb}$, pas d'aciers comprimés			
Bras de levier (Z)	M	$Z = d(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3})$	0,733
Section d'acier fictive (Af,s)	Cm2	$A_{f,s} = \frac{M_{serfictif}}{Z\sigma_{st}}$	50,473

Calcul de section réelle	Cm2	$A_s = A_{f,s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$	43,376
Condition de non fragilité	Cm2	$A_s \geq A_{s_{min}} = 0,23 bd \frac{ft_{28}}{fe}$	3,726

Choix : Retenons **10HA25/ml** totalisant 49,09 cm² espacés de 10 cm

Acier de répartition : $\frac{A_s}{4} = 10,84 \text{ cm}^2$ soit 10HA12

Sollicitations et actions horizontales

Pour le dimensionnement transversal, le mur est divisé en trois tranches soumises à la poussée des terres et aux surcharges de remblais. Les calculs sont faits en flexion simple à ELS.

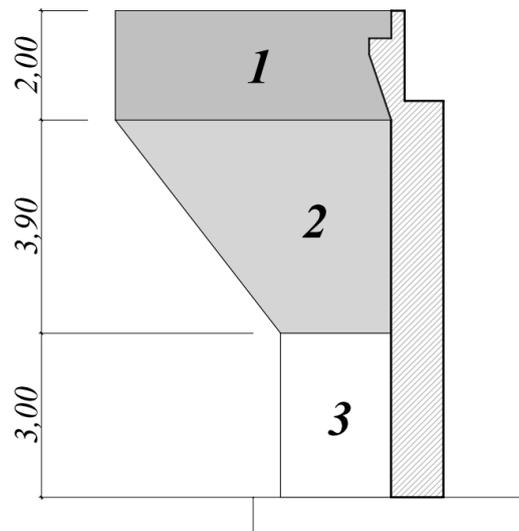


Figure A12- 1 : Différentes tranches de calcul des sollicitations et actions horizontales

➤ Évaluation des moments au niveau de chaque tranche

- Moment fléchissant dû à la poussée des terres : $\sigma_G = K_a \times \gamma_s \times Z_i \times \cos\varphi; M_G = \sigma_G \times \frac{li^2}{2}$

Avec Z_i la profondeur au centre de la tranche et l_i la longueur encastrée au centre de la tranche.

- Moment fléchissant dû aux surcharges sur remblai : $\sigma_Q = K_a \times q \times \cos\varphi; M_Q = \sigma_Q \times \frac{l_i^2}{2}$

Le calcul des sections des armatures horizontales du mur en retour se fera en flexion simple et à ELS .Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant.

Tableau A12- 2 : Récapitulatif des armatures

Tranche	Zi (m)	Li (m)	MG (KN.m)	MQ (KN.m)	Mser (KN.m)	As (cm2)	Choix	Espace- ment
1	1	5	68,182	34,091	109,091	6,903	6HA14	20cm
2	3,13	4	136,582	21,818	162,763	10,298	10HA14	10cm
3	7,4	2	80,727	5,455	87,273	5,522	6HA14	20cm
Armatures de répartition		As/4				2,575	4HA10	25cm

Annexe XIII : Dimensionnement mur de front

Calcul des actions et sollicitations

➤ Hypothèses

- Coefficient de poussées des terres $K_a = 0,333$
- Poids volumique des sols $\gamma_{sol} = 20 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

➤ Données

- Hauteur remblai : 8,9 m
- Surcharge de remblai : 10 kN/m² (Valeur recommandée par le SETRA)
- Dimensions :

❖ Actions verticaux

Tableau A13- 1 : Actions verticaux

Actions	Effort normal	effort à l'ELU (kN)	effort à ELS (kN)	Bras de levier (m)	Moment à ELU (KN.m)	Moment à l'ELS (KN.m)
Actions verticaux						
Poids propre du mur	173,37	234,05	173,37			
Tablier et surcharges routières		156,80	116,82			
dalle de transition		50,46	37,45	1,98	99,66	73,96
Poids propre du mur garde grève	12,38	16,71	12,38	0,33	5,43	4,02
Poids propre du corbeau	18,75	25,31	18,75	0,63	15,82	11,72
Mur en retour	797,41	1076,50	797,41	2,88	3094,93	2292,54

Total		1559,83	1156,17		3215,84	2382,24
-------	--	----------------	----------------	--	---------	---------

❖ Actions horizontaux

Tableau A13- 2 :Actions horizontaux

Actions	Effort normal	effort à l'ELU (kN)	effort à ELS (kN)	Bras de levier (m)	Moment à ELU (KN.m)	Moment à l'ELS (KN.m)
Surcharge des remblais	18,98	30,37	22,78		135,14	101,36
Force de freinage	30,00	48,00	36,00		427,20	320,40
Poussée des terres	263,77	422,03	316,52		1252,02	939,02
Total		500,40	375,30		1814,37	1360,78

Calcul des sections d'armatures.

Le calcul des sections se fera en flexion composée et menés à ELS en Fissuration Préjudiciable .Le couple de sollicitation est ; $M_{ser} = 1360,78kN.m/ml$ et $N_{ser} = 1156,17kN/ml$

Tableau A13- 3 : Calcul du ferrailage en flexion composée

Désignations	Unités	Formules	Valeurs
Base	m	B	1,000
Hauteur	m	H	0,950
Hauteur utile	m	d=0,9h	0,855
Moment de flexion ELS	MN.m	M_{ser}	1,361
Effort normal ELS	MN	N_{ser}	1,156
Excentricité e_o	m	$e_o = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$	1,177

Moment de flexion fictif	MN.m	$M_{serfictif} = M_{ser} + N_{ser}(d - 0,5h)$	1,800
Coefficient de remplissage du diagramme de contrainte		$\varphi_1 = \frac{N_{ser}}{b \times h \times \sigma_b}$	0,068
$\varphi_1 \leq 0,81$			
Excentricité critique relative		$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\varphi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\varphi_1})}$	0,165
e _{NC}		$e_{NC} = \zeta h$	0,156
$e_o > e_{NC}$, la section est partiellement comprimée et l'état limite peut ne pas être atteint			
Coefficient α		$\alpha_{ser} = \frac{n \sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_{st}}$	0,556
Moment réduit du béton	MN.m	$M_{serb} = 0,5bd^2 \sigma_{bc}\alpha_{ser}\left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}\right)$	2,980
$M_{ser} \leq M_{serb}$, pas d'aciers comprimés			
Bras de levier (Z)	m	$Z = d\left(1 - \frac{\alpha_{ser}}{3}\right)$	0,697
Section d'acier fictive (A _{f,s})	Cm2	$A_{f,s} = \frac{M_{serfictif}}{Z\sigma_{st}}$	119,894
Calcul de section réelle	Cm2	$A_s = A_{f,s} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}}$	66,259
Condition de non fragilité	Cm2	$A_s \geq A_{smin} = 0,23 bd \frac{ft_{28}}{fe}$	11,799

Choix : Retenons **14HA25/ml** totalisant 67,72 cm² espacés de 8 cm

Acier de répartition : $\frac{A_s}{4} = 16,18 \text{ cm}^2$ soit 10HA14

Annexe XIV: Dimensionnement semelle de liaison

Diamètre Pieux $\phi_p = 0,80\text{m}$

Nombre de pieux : 2x4 pieux

Espacement minimale entre deux files : $st = 2,5 \times \phi_p = 2\text{m}$

Largeur minimale de la semelle recommandée : $B = 5 \times \phi_p = 4\text{m}$

Hauteur minimale de la semelle recommandée : $h_s = 1,4 \times \phi_p = 1,12\text{m}$, nous re-
tenons 1,25m

Calcul des sollicitations agissant sur la semelle

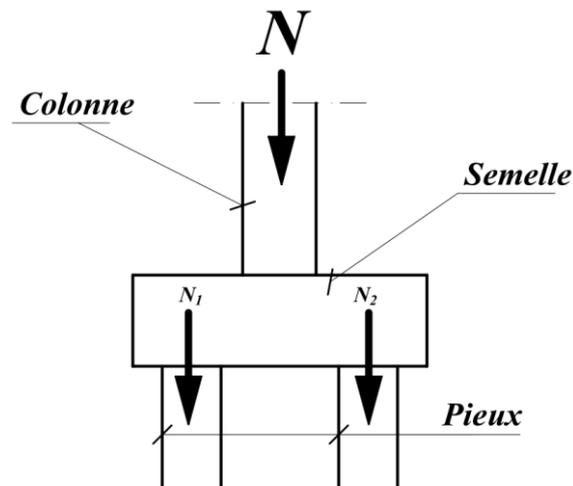


Figure A14-1 : Répartition des charges sur les pieux

Effort Normal N

$$N = R_t + \frac{\text{Poids propre semelle}}{n\text{colonnes}}$$

$$P_{pp} \text{ semelle} = 25 \times 8,80 \times 4,00 \times 1,25 = 1100\text{kN}$$

$$N = 1771,51 + \frac{1100}{4} = 2046,51\text{kN}$$

Calcul de l'effort Normal tangentiel maximal (Méthodes des bielles)

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

N1 et N2 sont les efforts exercés respectivement sur la première et la seconde file

$$N_1 = N_2 = \frac{N}{2} = \frac{2046,51}{2} = 1023,26 \text{ kN}$$

$$\text{Demi - entraxe } d_1 = d_2 = \frac{2,40}{2} = 1,20 \text{ m (demi - entraxe des pieux)}$$

$$a_1 = a_2 = 0,5 \times \phi_{\text{colonne}} \times \frac{N_1}{N_1 + N_2}$$

$$a_1 = a_2 = 0,5 \times 1 \times \frac{1023,26}{1023,26 + 1023,26} = 0,25 \text{ m}$$

Bras de levier Z

$$Z = 1,3 \times \text{Max}[(d_1 - a_1); (d_2 - a_2)]$$

$$Z = 1,3 \times \text{Max}[(1,20 - 0,25); (1,20 - 0,25)] = 1,235 \text{ m}$$

$$T = \text{Max} \left[1023,26 \times \frac{1,20 - 0,25}{1,235}; 1023,26 \times \frac{1,20 - 0,25}{1,235} \right] = 787,12 \text{ kN}$$

Calcul de section d'armatures

Armatures transversales inférieures et supérieures

$$A_t \geq \frac{T}{\sigma_a}, \text{ avec } \sigma_a = \frac{2}{3} \sigma_s \text{ (Fascicule 132 ferrailage appuis et fondation)}$$

$$A_t \geq \frac{T}{\sigma_a} = \frac{3 \times 0,787}{2 \times 348} \times 10000 = 33,94 \text{ cm}^2 \text{ soit } 14,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : Retenons **5HA20/ml** totalisant 15,71 cm² espacées de 20cm

Armature longitudinale supérieure

$$A_{l\text{sup}} = 0,05\% \times B \times h_s = 25 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : Retenons **5HA14/ml** totalisant 7,70 cm² espacées de 20cm

Armature longitudinale inférieure

$$A_{linf} = 0,1\% \times B \times h_s = 50 \text{ cm}^2 \text{ soit } 12,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : Retenons **5HA20/ml** totalisant 15,71 cm² espacées de 20cm

Annexe XV: Dimensionnement fondations sur pieux

➤ Résultat des essais

Les résultats fournis par le CNERTP sont :

Tableau A15- 1 : Valeurs des frottements latéraux

Epaisseur de la couche	Caractéristiques visuelles des sols	Frottement latéral unitaire (qs)
0,00 m à 1,00 m	Argile sableuse graveleuse, rougeâtre	0,040
1,00 m à 4,00 m	Argile graveleuse rougeâtre.	0,060
4,00 m à 8,00 m	Argile compacte rougeâtre.	0,55

- Résistance de pointe avec A=B=0,5m et D=8m, est de **5,23Mpa**

➤ Effort limite de pointe Q_{pu}

$$Q_{pu} = \rho_p \times A \times q_u$$

ρ_p : Coefficient réducteur de pointe égale à 0,5

A : Aire du pieu

q_u : Contrainte limite de pointe ; $q_u = K_c \times q_{ce}$

q_{ce} : pression limite nette équivalente à 8 m de profondeur égale à 52,3 bars

K_c : 0,50 , *facteur de portance* (Graves)

$$q_u = 0,50 \times 5,23 = 2,615Mpa$$

$$Q_{pu} = 0,5 \times \frac{\pi \times 0,80^2}{4} \times 2,092 = 0,657 MN$$

➤ Effort limite de frottement Q_{su}

$$Q_{su} = \rho_s \times p \times \sum q_s \times z$$

ρ_s : Coefficient réducteur de frottement égale à 1

P : périmètre du pieu

Z : épaisseur de la couche

q_s : Frottement latéral unitaire

$$Q_{su} = \rho_s \times p \times \sum q_s \times z$$

$$Q_{su} = 1,00 \times \pi \times 0,80 \times (0,040 \times 1 + 0,06 \times 3 + 0,55 \times 4) = 1,106 \text{ MN}$$

$$Q_U = 0,657 + 1,106 = 1,763 \text{ MN}$$

$$\text{Combinaison à ELU : } Q_{EU} = \frac{Q_U}{1,40} = 1,259 \text{ MN}$$

Nombre de pieux

➤ Effort normal maximal

$N_u = \text{Réactions des piles} + \text{Poids remblai sur la semelle}$

$$N_u = (2046,51 \times 4) + (10 \times 8,80 \times 4,00) = 8,538 \text{ MN}$$

➤ Nombre de pieux

$$n_{\text{pieux}} \geq \frac{8,538}{1,259} = 6,78$$

Condition vérifiée puisque nous avons deux files de 04 pieux.

Sections d'armatures

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

➤ Effort supporté par chaque pieux N_{up}

$$N_{up} = \left(\frac{8,538}{8} \right) + \left(8 \times 0,8^2 \times \frac{\pi}{4} \times 0,025 \right) = 1,168 \text{ MN}$$

➤ Calcul de l'élancement : $\lambda = \frac{4l_f}{\phi} \leq 70$, avec $l_f = 0,5l_0 = 4\text{m}$ et $\phi = 0,80\text{m}$

$$\lambda = \frac{4 \times 4}{1} = 16,00$$

- Détermination du coefficient α : $0 < \lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,816$$

- Calcul de la section réduite du béton

$$B_r = \pi \times \frac{(\phi - 0,02)^2}{4} = 0,48m^2$$

- Section théorique A_{th}

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

$$A_{th} = \frac{1}{348} \left[\frac{1167 \cdot 10^{-3}}{0,82} - \frac{0,48 \times 30}{0,9 \times 1,5} \right] \times 10000 = -265,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{th} < 0 \text{ d'ou } A_s = A_{smin} = \max \left[4U; \frac{0,2B}{100} \right]$$

- Détermination du périmètre U et de la section B

Le périmètre U : $U = 2\pi r = 2 \times \pi \times 0,4 = 2,51 \text{ m}$

La section B : $B = \pi \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{0,8^2}{4} = 5026,55 \text{ cm}^2$

$$A_s = A_{smin} = \max \left[4 \times 2,51; \frac{0,2 \times 5026,55}{100} \right] = 10,05 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section maximale

$$A_{smax} = \frac{5B}{100} = \frac{5 \times 5026,55}{100} = 251,33 \text{ cm}^2 \quad A_s = A_{smin} < A_{smax}, \text{ condition vérifiée}$$

$A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ **Choix** : Nous optons pour **8HA14** totalisant $12,32 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = 4,67$ Retenons HA8

- Espacement : $S_t \leq \min(40 \text{ cm} ; (a + 10 \text{ cm}) ; 15\phi_{lmin})$ $S_t \leq 21 \text{ cm}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

Annexe XVI: Devis quantitatif

PROJET DE CONSTRUCTION D'UN PONT SUR L'ALIBORI					
N°	DESIGNATIONS	U	Qté	PU	PT
OUVRAGE D'ART					
I	TERRASSEMENT ET TRAVAUX PREPARATOIRES				
I.1	Etude d'exécution	Ens	1	20 000 000	20 000 000
I.2	Contrôle et suivi des travaux	Ens	1	20 000 000	20 000 000
I.3	Installation et repliement de chantier	Ens	1	55 000 000	55 000 000
I.4	Implantation et piquetage	Ens	1	5 000 000	5 000 000
I.5	Terrassements, fouilles	m3	554,04	50 000	27 702 000
SOUS TOTAL I					127 702 000
II	FONDATIONS				
II.1	Béton armé pour pieux (400Kg/m3)	m3	160,84	250 000	40 210 000
II.2	Béton de propreté sous semelle de liaison (150kg/m3)	m3	17,60	70 000	1 232 000
II.3	Béton armé pour semelle de liaison (300Kg/m3)	m3	220,00	180 000	39 600 000
II.4	Coffrage	m3	336,00	20 000	6 720 000
SOUS TOTAL II					87 762 000
III	OUVRAGES EN INFRASTRUCTURES				
III.1	Béton armé pour Piles (400Kg/m3)	m3	67,86	250 000	16 965 000

III.2	Béton armé pour culées (400Kg/m3)	m3	152,60	250 000	38 150 000
III.3	Béton armé pour mur en retour (400Kg/m3)	m3	35,02	250 000	8 754 000
III.4	Béton armé pour chevêtres (400Kg/m3)	m3	38,40	250 000	9 600 000
III.5	Béton armé pour bossages (400Kg/m3)	m3	1,12	250 000	280 000
III.6	Coffrage	m2	819,83	20 000	16 396 600
	SOUS TOTAL III				90 145 600
IV	STRUCTURE : TABLIER EN BETON ARME				
IV.1	Béton armé pour hourdis (450 kg/m3)	m3	160,00	300 000	48 000 000
IV.2	Béton armé pour Poutres (450 kg/m3)	m3	160,00	300 000	48 000 000
IV.3	Béton armé pour entretoises (450 kg/m3)	m3	20,16	300 000	6 048 000
IV.4	Coffrage	m2	915,60	20 000	18 312 000
	SOUS TOTAL IV				120 360 000
V	SUPERSTRUCTURE				
V.1	Béton armé pour trottoirs (400 kg/m3)	m3	96,00	900 000	86 400 000
V.2	Béton armé pour bordures T2	Ml	160,30	10 000	1 603 000
	SOUS TOTAL V				88 003 000
VI	EQUIPEMENTS				
VI.1	Béton de propreté sous la dalle de transition (150kg/m3)	m3	3,00	70 000	210 000

Etudes techniques détaillées relatives à la construction d'un pont sur le fleuve Alibori

VI.2	Béton armé pour la dalle de transition (400 kg/m ³)	m ³	9,00	250 000	2 250 000
VI.3	Garde-corps de type BN4	Ml	162,30	350 000	56 805 000
VI.4	Etanchéité	m ²	801,50	20 000	16 030 000
VI.5	Joints	Ml	30,00	250 000	4 500 000
VI.6	Fourreaux de 100mm de diamètre	U	8,00	150 000	1 200 000
VI.7	Gargouilles PVC de 100mm de diamètre	U	16,00	150 000	2 400 000
VI.8	Appareils d'appuis en élastomère fretté	U	32,00	1 100 000	35 200 000
VI.9	Lampadaire pour éclairage	U	10,00	1 000 000	10 000 000
VI.10	Signalisation	Ens	1,00	1 500 000	1 500 000
SOUS TOTAL VI					130 095 000
TOTAL OUVRAGE					644 067 600
VOIES D'ACCES					
I	CONSTRUCTION DES VOIES D'ACCES				
I.1	Débroussaillage, Décapage	Ens	1	15 000 000	15 000 000
I.2	Remblais	m ³	45 895	10 000	458 950 000
I.3	Déblais	m ³	2 500	6 000	15 000 000
I.4	Couche de fondation	m ³	1 600	45 000	72 000 000
I.5	Couche de base	m ³	860,00	130 000	111 800 000
I.6	Revêtement en Béton bitumineux	m ³	537,50	160 000	86 000 000
SOUS TOTAL I					758 750 000

II	SIGNALISATION ET SECURITE ROUTIERE				
II.1	Signalisation Horizontale	MI	800,00	100 000	80 000 000
II.2	Panneau, Balises directionnelles	Ens	1,00	1 500 000	1 500 000
II.4	Lampadaire pour éclairage	U	40,00	1 000 000	40 000 000
SOUS TOTAL II					121 500 000
TOTAL VOIES D'ACCES					880 250 000
I	ETUDE IMPACT ENVIRONNEMENTAL				
I.1	Etude impact environnemental	Ff	1	101 650 000	101 650 000
TOTAL ETUDE IMPACT ENVIRONNEMENTAL					101 650 000
TOTAL HT					1 625 967 600
TOTAL TVA (18%)					292 674 168
TOTAL TTC					1 918 641 768

Annexe XVII : Documents graphiques