



De l'EIER ETSHER à 2iE,  
50 ans au service de l'Afrique



# ETUDES COMPARATIVES ENTRE UN TABLIER MIXTE « ACIER-BETON » BIPOUTRES ET UN TABLIER A POUTRELLES ENROBEES : CAS DU PONT DE BOROMO (BURKINA FASO)

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2iE AVEC GRADE DE  
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT  
SPECIALITE : GENIE CIVIL/ROUTE ET OUVRAGES D'ART

Présenté et soutenu publiquement le 10 Janvier 2019 par

**Shuyah Tani Aurore OUOBA (20130671)**

**Directeur de mémoire : Moussa LO, Enseignant à 2iE, Département GCH**

**Maître de Stage : Yamba KAGAMBEGA, Ingénieur en Génie Civil, DGIR**

**Structure d'accueil du Stage : Direction Générale des Infrastructures Routières (DGIR)**

**Jury d'évaluation du Stage :**

Président : **Prof. Adamah MESSAN**

Membres et Correcteurs : **M. Célestin OVONO  
M. Moussa FAYE  
M. Moussa LO**

Promotion [2018/2019]

## **REMERCIEMENTS**

Nous tenons à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite du travail que représente ce document. Il s'agit entre autres de :

- ❖ L'administration de 2iE et le département Génie Civil et Hydraulique, pour nous avoir accompagnés et facilités les démarches nécessaires au bon déroulement du Stage et de la soutenance ;

- ❖ Monsieur Moussa LO, enseignant à 2iE et directeur de notre mémoire, pour son encadrement, sa disponibilité et surtout la documentation qu'il a mis à notre disposition ;

- ❖ Monsieur Ollo Franck Hervé KANSIE, Directeur Général de la Direction Générale des Infrastructures Routières (DGIR), pour nous avoir accordé le Stage dans sa structure ;

- ❖ Monsieur Yamba KAGAMBEGA, Ingénieur en Génie Civil et chargé du contrôle et surveillance des travaux de renforcement de la RN1 entre Sakoinzé et Boromo, qui a été chargé de notre encadrement à la DGIR et que nous remercions pour la disponibilité dont il a fait preuve ;

- ❖ Messieurs Kolou DAILA et Jacob GUIGUEMDE, Ingénieurs en Génie Civil à la DGIR, pour leurs explications détaillées sur le projet de contrôle et surveillance des travaux de renforcement de la RN1 entre Sakoinzé et Boromo ;

- ❖ Monsieur Issa ZIO, Ingénieur en Génie Civil à AGEIM, pour les conseils qu'il nous a fournis ;

- ❖ Mes grands-parents et parents, pour leur soutien et les efforts consentis tout au long de mes études à 2iE ;

- ❖ Mes collègues de stage et camarades de classe pour nos échanges constructifs dans le domaine.

**Nous prions que le Seigneur vous bénisse au-delà de vos espérances.**

**AMEN !!!**

## RESUME

Ce mémoire porte sur l'étude des travaux de renforcement de la Route Nationale N°1 (RN1) entre Sakoinzé et Boromo. Le projet est financé par l'Union Européenne (UE) à travers son 10<sup>ème</sup> Fond Européenne de Développement (FED). Les travaux de renforcement de la Route Nationale N°1 (RN1) consistent à la reconstruction de l'ouvrage d'art (pont à poutres précontraintes de 106,20 ml de long au PK 112+700) sur le fleuve Mouhoun avec ses voies d'accès d'un linéaire de 2087 ml. Les travaux ont duré vingt (20) mois au lieu des dix-huit (18) mois initialement prévus.

L'objet du mémoire consiste à mener une étude comparative entre un tablier mixte « acier-béton » bipoutres et un tablier à poutrelles enrobées.

Notre travail a d'abord porté sur une étude technique (conception et dimensionnement) d'un tablier à poutrelles enrobées, afin de déterminer une solution optimale, tenant compte des contraintes du site ; ensuite, nous avons fait une synthèse des résultats obtenus et par la suite faire une étude comparative entre la solution proposée et le tablier mixte bipoutres qui a été exécuté (solution proposée par le bureau d'études).

Les résultats des études techniques du tablier à poutrelles enrobées montrent que, du point de vue technique, il est plus léger que la solution retenue et sa mise en œuvre est plus simple. En effet, le tablier à poutrelles enrobées a un poids total de 3 301 t contre 3 444 t pour la solution retenue. Du point de vue économique, le tablier du PPE a un cout total de 1 907 052 € HT (1 250 943 572 FCFA HT) contre 2 003 200 € HT (1 314 012 565 FCFA HT) pour la solution retenue, soit une économie de 96 148 € HT (63 068 993 FCFA HT) en faveur du tablier à poutrelles enrobées.

**Mots-Clés** : Fleuve Mouhoun, mixte bipoutres, poutrelles enrobées, Route Nationale N°1, tablier.

## ABSTRACT

This report concerns the study of the works of strengthening of the Main Road N°1 (RN1) between Sakoinzé and Boromo. The project is financed by the European Union (EU) through its 10th European Development Fund (EDF). The works of strengthening of the Main Road N°1 (RN1) consist in the reconstruction of the work of engineering (bridge with prestressed beams in the PK 112+700 of 106,20 ml of length) on the river Mouhoun with its access roads of a shelf space of 2087 ml. The works of strengthening lasted twenty (20) month instead of the eighteen (18) months initially planned.

The object of the report consists in leading a comparative study between a mixed "steel-concrete" apron two-beams and an apron with coated girders.

Our work concerned at first a technical study (design and sizing) of an apron with coated girders, to determine an optimal solution, taking into account the site constraint; then, we made a synthesis of the obtained results and afterward make a comparative study between the proposed solution and the mixed two-beams apron which was executed (solution proposed by the engineering consulting firm).

The result of the technical studies of the apron with coated girders show that, from a technical point of view, it is lighter than the reserved solution and its implementation is simpler. Indeed, an apron with coated girders has a total weight of 3 301 t against 3 444 t for the reserved solution. From an economic point of view, the apron of the PPE has a total cost of 1 907 052-€ HT (1 250 943 572 FCFA HT) against 2 003 200 HT (1 314 012 565 FCFA HT) for the reserved solution, representing a saving of 96 148 € HT (63 068 993 FCFA HT) for the apron with coated girders.

**Key words** : Apron, Coated girders, Main Road N°1, mixed two-beams, River Mouhoun.

## **LISTE DES ABREVIATIONS :**

AGTS CI	: Africaine de Géotechnique, Technologie et Services, Côte d'Ivoire)
APD	: Avant-Projet Détaillé
APS	: Avant-Projet Sommaire
BTP	: Bâtiments et Travaux Publics
CCTP	: Cahier des Clauses Techniques Particulières
CINTECH	: Cabinet d'Investigations Techniques d'Expertise et de Contrôle
CPT	: Cahier de Prescriptions Techniques
CRT	: Coefficient de Répartition Transversal
CTICM	: Centre Technique Industriel de la Construction Métallique
DAO	: Dossier d'Appel d'Offres
DGIR	: Direction Générale des Infrastructures Routières
DGRE	: Direction Générale des Ressources en Eau
DMN	: Direction de la Météorologie Nationale
DOS	: Direction des Ouvrages Spécifiques
DRCR	: Direction des Routes et de la Circulation Routière
DTP Terrassement	: Dragage Travaux Publics Terrassement
DTR	: Direction des Travaux Routiers
EIES	: Etude d'Impact Environnemental et Social
ELS	: Etat Limite de Service
ELU	: Etat Limite Ultime
FED	: Fond Européen de Développement
GGQ	: Grès à Granules de Quartz
HD	: Hors Douane
HT	: Hors Taxes
IP	: Indice de Plasticité
IST	: Infection Sexuellement Transmissible
MEF	: Méthode des éléments finis
MI-DB	: Ministère des Infrastructures du Burkina Faso
MINEFID	: Ministère de l'Economie, des Finances et du Développement
ONEA	: Office National de l'Eau et de l'Assainissement
ONG	: Organisation Non Gouvernementale

PGES	:	Plan de Gestion Environnementale et Sociale
PHE	:	Plus Hautes Eaux
PICF	:	Passage Inférieur Cadre Fermé
PIPO	:	Passage Inférieur Portique Ouvert
PNDES	:	Programme National de Développement Economique et Social
PPE	:	Pont à Poutrelles Enrobées
PRAD	:	Pont à poutres préfabriquées Précontraintes par Adhérence
PRS	:	Profilé Reconstitué Soudé
PSI-BA	:	Passage Supérieur ou Inférieur en Béton Armé
PSI-BP	:	Passage Supérieur ou Inférieur en Béton Précontraint
PSI-DA	:	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Armée
PSI-DE	:	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Elégie
PSI-DP	:	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Précontrainte
PSI-DN	:	Passage Supérieur ou Inférieur en Dalle Nervurée
PSI-OM	:	Passage Supérieur ou Inférieur en Ossature Métallique
PSI-PAP	:	Ponts-Dalles à Poutrelles Ajourées Précontraintes
RN	:	Route Nationale
SAF	:	Service Administratif et Financier
SECA	:	Sulfur Emissions Control Areas
SETRA	:	Service d'Etudes sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements
SGM	:	Service de la Gestion des Marchés
SOGEA SATOM	:	Société Générale des Eaux en Afrique Société Anonyme des Travaux d'Outre-Mer
UE	:	Union Européenne
VIH/SIDA	:	Virus de l'Immunodéficience Humaine/Syndrome d'Immunodéficience Acquise
VIPP	:	Viaduc Indépendant en Poutres Précontraintes

## TABLE DES MATIERES

<b>TABLE DES MATIERES.....</b>	<b>1</b>
<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>5</b>
<b>CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE.....</b>	<b>6</b>
<b>I. Présentation de la structure d'accueil :.....</b>	<b>6</b>
1. Attributions de la structure :.....	6
2. Organisation de la structure : .....	6
<b>II. Présentation de la zone d'étude : .....</b>	<b>7</b>
<b>CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET.....</b>	<b>9</b>
<b>I. Contexte et justification du projet :.....</b>	<b>9</b>
<b>II. Diagnostic et état des lieux : .....</b>	<b>9</b>
<b>III. Données de base du projet : .....</b>	<b>10</b>
1. Données administratives : .....	10
2. Données naturelles : .....	12
3. Données fonctionnelles : .....	18
<b>CHAPITRE III : ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE.....</b>	<b>19</b>
<b>I. Introduction :.....</b>	<b>19</b>
<b>II. Présentation de la solution retenue par l'entreprise :.....</b>	<b>19</b>
1. Caractéristiques de l'ouvrage :.....	19
2. Voies d'accès à l'ouvrage : .....	20
<b>III. Etude technique du tablier à poutrelles enrobées :.....</b>	<b>21</b>
1. Méthodologie adoptée :.....	21
2. Hypothèses concernant le tablier à poutrelles enrobées :.....	25
3. Choix du nombre de travées et stabilité : .....	25
4. Conception du tablier : .....	26
5. Vérification des caractéristiques de la section : .....	28
6. Dimensionnement du tablier : .....	29
7. Dimensionnement des dispositifs anti-déversant : .....	38
8. Dimensionnement des assemblages de la charpente métallique : .....	38
9. Dimensionnement des équipements :.....	39
10. Dispositions relatives au drainage et à l'évacuation des eaux :.....	41
11. Signalisations et divers : .....	41

<b>IV. Technique de mise en Œuvre des solutions étudiées :</b> .....	<b>41</b>
1. Mise en œuvre d'un tablier mixte bipoutre :.....	41
2. Mise en œuvre d'un tablier à poutrelles enrobées :.....	42
3. Evaluation des compétences techniques existantes dans la mise en œuvre des solutions envisagées : 43	
<b>V. Rappel des résultats et conclusion :</b> .....	<b>43</b>
<b>CHAPITRE IV : ETUDE DE FAISABILITE FINANCIERE</b> .....	<b>44</b>
<b>I. Introduction :</b> .....	<b>44</b>
<b>II. Devis quantitatif et estimatif de la solution retenue :</b> .....	<b>44</b>
<b>III. Devis quantitatif et estimatif de la variante proposée :</b> .....	<b>46</b>
<b>IV. Etude comparative entre les deux solutions envisagées :</b> .....	<b>48</b>
4. Du point de vue quantitatif : .....	48
5. Du point de vue économique : .....	49
<b>V. Conclusion :</b> .....	<b>49</b>
<b>CHAPITRE V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL</b> .....	<b>50</b>
<b>I. Introduction :</b> .....	<b>50</b>
<b>II. Rappel du cadre législatif régissant le projet :</b> .....	<b>50</b>
<b>III. Identification et évaluation des impacts :</b> .....	<b>50</b>
1. Identification des impacts : .....	51
2. Evaluation des impacts : .....	52
<b>IV. Mesures prises pour la solution retenue – Pont mixte bipoutre :</b> .....	<b>52</b>
1. Les mesures préventives : .....	52
2. Les mesures d'atténuation :.....	52
3. Mesures d'accompagnement :.....	53
<b>V. Suivi et Plan de Gestion environnemental et social :</b> .....	<b>53</b>
1. Suivi environnemental et social :.....	53
2. Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES) :.....	54
<b>VI. Conclusion :</b> .....	<b>54</b>
<b>CONCLUSION :</b> .....	<b>55</b>
<b>RECOMMANDATIONS - PERSPECTIVES :</b> .....	<b>56</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE :</b> .....	<b>57</b>
<b>ANNEXES</b> .....	<b>58</b>

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Données du marché relatives aux travaux du lot 1 : Construction d'un (01) pont à poutres de 106,20ml de long sur le Mouhoun et ses voies d'accès sur 2087ml.....	12
Tableau 2 : Intensité pour des fréquences de pluviométrie donnée .....	13
Tableau 3 : Résultats des essais au pressiomètre de Ménard .....	15
Tableau 4 : Résultats des essais au laboratoire .....	16
Tableau 5 : Débits et crue du projet pour des fréquences données .....	17
Tableau 6 : Niveaux des plus hautes eaux (PHE) en fonction des débits .....	17
Tableau 7 : Paramètres caractéristiques du pont .....	18
Tableau 8 : Description de l'ouvrage retenu(TR-Engineering et CINTECH, 2017) .....	20
Tableau 9 : Coefficients aux états limites en fonction des cas de charge(Ministère de l'équipement et du logement et Ministère de l'économie et des finances 1981) .....	22
Tableau 10 : Tableau récapitulatif des paramètres retenus pour le tablier.....	26
Tableau 11 : Prédimensionnement et vérification des caractéristiques de la section.....	28
Tableau 12 : Coefficients de Répartition Transversale à l'ELU .....	29
Tableau 13 : Détermination de la position de l'axe neutre des poutrelles .....	30
Tableau 14 : Contraintes limites et contraintes calculées des matériaux .....	32
Tableau 15 : Coefficients de répartition transversale à l'ELS .....	36
Tableau 16 : Ferrailage du tablier à poutrelles enrobées.....	36
Tableau 17 : Vérification des contraintes et déformations de l'appareil d'appui .....	40
Tableau 18 : Devis quantitatif et estimatif de la solution retenue – Tablier mixte « acier-béton » bipoutre.....	45
Tableau 19 : Devis quantitatif et estimatif de la variante proposée – Tablier à poutrelles enrobées.....	47
Tableau 20 : Etude économique entre la solution retenue et la variante proposée .....	49
Tableau 21 : Matrice de Léopold des impacts intervenant dans les phases principales de l'ouvrage ((TR-Engineering et CINTECH 2015) .....	51

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Situation géographique de la zone d'étude du projet.....	8
Figure 2: Vue Google earth du site avec les ouvrages existants, l'emprise de l'ouvrage à réaliser et les points de sondage .....	14
Figure 3 : Coupe lithologique du sol de fondation.....	14
Figure 4 : Valeurs des coefficients $\Psi$ selon la nature des charges considérées .....	24
Figure 5 : Coupe dans le tablier en poutrelles enrobées et notations usuelles .....	24
Figure 6 : Démarrage du logiciel ACOBRI .....	37
Figure 7 : Vérification des armatures avec le logiciel ACOBRI.....	38
Figure 8 : Appareil d'appui en élastomère fretté.....	39

## INTRODUCTION

Le secteur des transports terrestres constitue un maillon important de l'économie burkinabé et un support essentiel au développement du pays. Toutefois, le réseau routier national reste insuffisant sur le plan quantitatif d'où la nécessité de réaliser de nouveaux investissements ; c'est dans ce cadre que le Gouvernement du Burkina Faso, à travers sa Politique Nationale des Transports du PNDES a mis en place plusieurs projets de construction et rénovation de routes et ouvrages d'art. Au nombre de ces projets, figurent les travaux de renforcement de la RN1, qui est un axe majeur de communication entre le Burkina Faso, le Mali et la Cote d'Ivoire. Cependant, devant l'intensification des échanges économiques avec ces pays, cet axe présente de nouveaux besoins structurels. C'est ainsi que suite à un accord entre le Gouvernement burkinabé et la Commission de l'Union Européenne, les travaux de renforcement du tronçon Sakoinzé-Boromo long de 121,9 km (financé par 10<sup>ème</sup> FED de l'UE) ont vu le jour. Ces travaux comportent trois (03) lots dont le lot 1 définissant les travaux de reconstruction d'un pont à poutres précontraintes au PK 112+700 de 106,20 ml de long sur le fleuve Mouhoun et ses voies d'accès d'un linéaire de 2087 ml.

Pour le remplacement de l'ouvrage d'art existant, un nouveau pont à poutres à tablier mixte « acier-béton » a été adopté. Ce nouvel ouvrage comporte une structure qui assure les besoins et la sécurité des usagers tout en répondant aux contraintes hydrologiques et hydrauliques que l'existant (pont à poutres précontraintes).

A l'heure où l'économie des ressources joue un rôle important dans le choix des ouvrages à réaliser dans le domaine du génie civil, plusieurs préoccupations émergent. Parmi elles, les raisons ayant contribué à privilégier le choix d'une solution mixte « acier-béton » bipoutres.

En effet, une variante plus rentable sur les plans techniques et économiques que la solution retenue, bien que n'ayant pas été retenue est envisageable.

Le présent mémoire a pour objet de faire une analyse comparative entre la solution retenue (pont à tablier mixte « acier-béton » bipoutres) et la variante proposée (pont à tablier en poutrelles enrobées). Il est construit autour de plusieurs axes : en premier lieu, la définition des données de base nécessaires au projet, après avoir présenté la structure d'accueil et le projet ; ensuite, nous avons exposé la méthodologie sur laquelle nous nous sommes basés pour la réalisation du présent document. Enfin, nous avons effectué une étude comparative, d'une part du point de vue de la faisabilité technique et d'autre part sur le plan de la faisabilité financière, entre la solution retenue et la variante proposée, avant de conclure et présenter des recommandations.

# CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

## I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL :

La Direction Générale des Infrastructures Routières (DGIR) est une structure administrative publique relevant du Ministère des Infrastructures du Burkina Faso. Elle est chargée de la mise en œuvre de la politique de développement des infrastructures routières.

### 1. Attributions de la structure :

Au nombre de ses attributions, régies par arrêté N°2017-0047/MI/SG/DGIR, figurent entre autres :

- La gestion administrative des projets de constructions neuves et de réhabilitation des routes du réseau classé ;
- Le contrôle technique ou la supervision du contrôle des travaux de constructions neuves et de reconstructions (renforcement et/ou réhabilitation) des routes du réseau classé et des ouvrages spécifiques exécutés à l'entreprise ;
- La réception provisoire et définitive des travaux routiers du réseau classé pour le compte de l'administration ou de tiers conformément à la réglementation en vigueur ;
- Toute autre mission lui étant confiée par le Ministre et relevant de ses compétences.

### 2. Organisation de la structure :

La DGIR comprend en son sein plusieurs Services tels le Secrétariat Particulier, le Service Administratif et Financier, le Service de la Gestion des Marchés, mais également deux (02) principales Directions :

➤ **La Direction des Travaux Routiers (DTR)** : Elle est chargée de la gestion administrative et technique, du contrôle technique ou de la supervision des travaux de constructions neuves et de reconstructions des routes du réseau classé et ouvrages d'art exécutés à l'entreprise, de la participation aux réceptions provisoires et définitives des travaux et de la gestion des décomptes.

➤ **La Direction des Ouvrages Spécifiques (DOS)** : Elle a pour mission, entre autres, la gestion administrative et technique, du contrôle technique ou de la supervision des travaux des ouvrages spécifiques exécutés à l'entreprise, de la participation aux réceptions provisoires et définitives des travaux des ouvrages spécifiques et de la gestion des décomptes.

Un organigramme de l'organisation interne de la structure d'accueil est joint en **Annexe I** du présent document.

## **II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE :**

Les travaux de reconstruction du lot 1 portent sur :

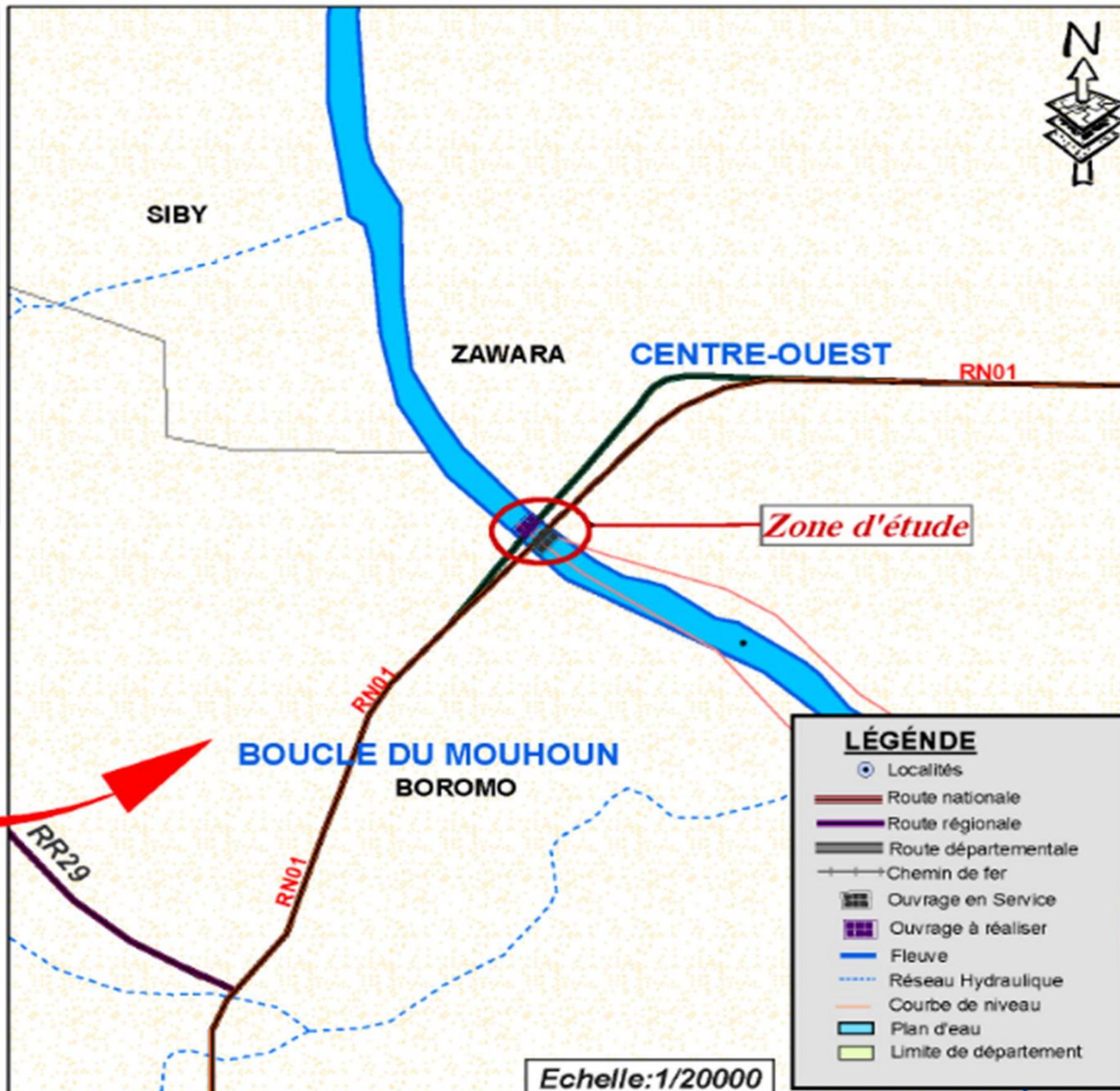
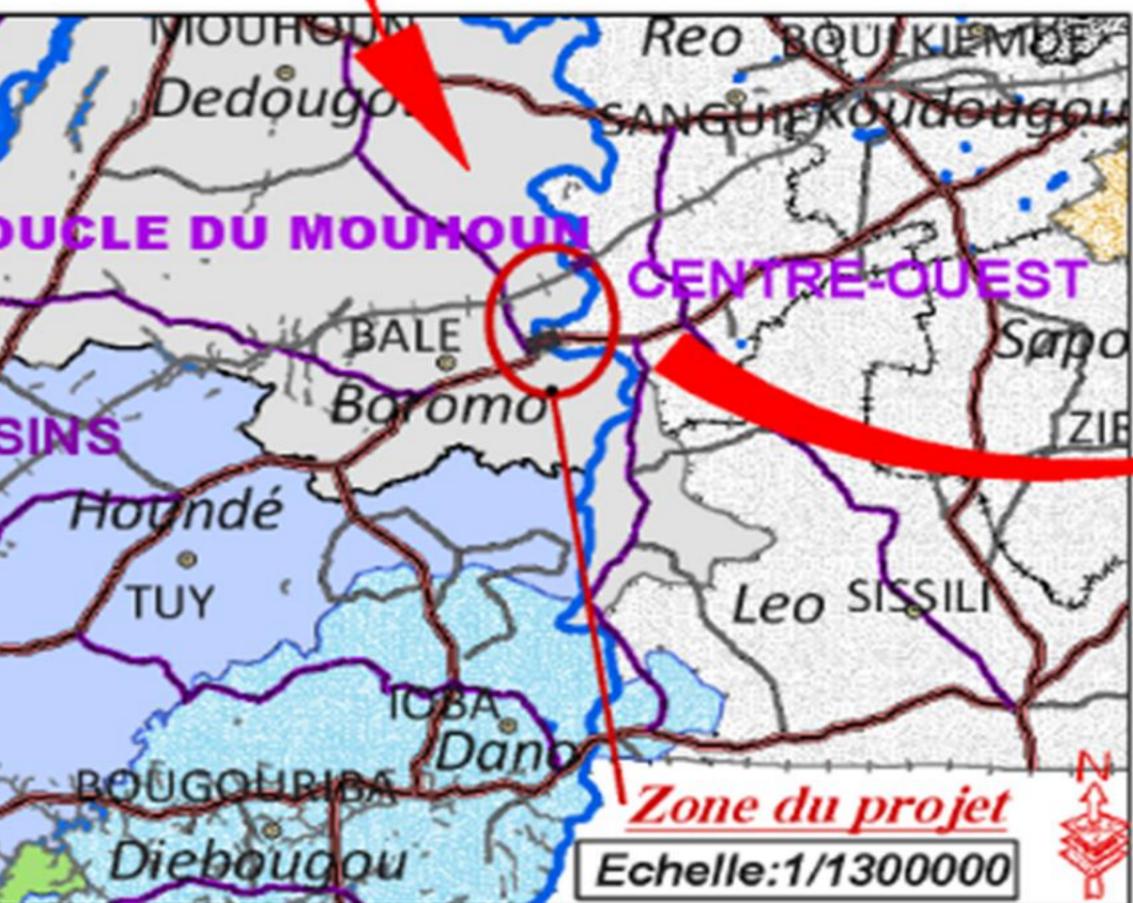
- Le pont à poutres au Pk 112+700 de 106,20 ml de long sur le fleuve Mouhoun ;
- Les voies d'accès au pont d'un linéaire de 2087 ml.

La zone d'étude se situe dans la région du Centre-Ouest du Burkina Faso, sur la Route Nationale N°1 (RN1) et est localisée au franchissement d'un des plus importants cours d'eau du Burkina Faso, c'est-à-dire le fleuve Mouhoun dont le réseau hydrographique est constitué de bas-fonds et de nombreux affluents dont le principal est le Sourou.

En effet, le fleuve Mouhoun appartient à un bassin versant de 92 000 km<sup>2</sup> dont 58 000 km<sup>2</sup> constitue la superficie réelle du bassin versant du Mouhoun, y compris celle du Sourou qui avoisine les 20 000 km<sup>2</sup>. De plus, le fleuve parcourt le pays sur environ 860 km.

L'emprise du nouveau pont est située du côté amont du pont actuel, sur un tronçon en alignement droit du nouveau tracé de la route. Le début du projet est localisé au PK112+700 (référence du système local) sur la RN1 Sakoinsé-Boromo. Le PK0 est à 59 km de Ouagadougou en allant vers Bobo Dioulasso.

La zone d'étude du projet est représentée sur la carte ci-après :



**LÉGENDE**

- Localités
- Route nationale
- Route régionale
- Route départementale
- Chemin de fer
- ▣ Ouvrage en Service
- ▣ Ouvrage à réaliser
- Fleuve
- Réseau Hydraulique
- Courbe de niveau
- Plan d'eau
- Limite de département

Figure 1 : Situation géographique de la zone d'étude du projet

## **CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET**

### **I. CONTEXTE ET JUSTIFICATION DU PROJET :**

Le Burkina Faso, fait aujourd'hui face à une intensification de ses échanges économiques avec les pays de la sous-région. Ces échanges ont pour conséquences d'entraîner une augmentation du transit longue distance avec les autres pays comme par exemple le Mali ou la Côte d'Ivoire, via la Route Nationale N°1 (RN1): c'est dans ce cadre que la Politique Nationale des Transports du Burkina Faso a fait des travaux de renforcement de la RN1, l'un de ses objectifs stratégiques. Alors, pour répondre aux nouveaux impératifs de besoins structurels de cet axe, le Gouvernement burkinabé en accord avec la Commission de l'Union Européenne ont décidé des travaux de renforcement du tronçon Sakoinsé-Boromo long de 121,9 km et financé par le 10<sup>ème</sup> FED de l'UE. Ces travaux comprennent trois (03) lots :

- Lot 1 : Travaux de reconstruction d'un pont à poutres au PK 112+700 de 106,20 ml de long sur le fleuve Mouhoun et ses voies d'accès d'un linéaire de 2087 ml ;
- Lot 2 : Travaux de construction de quatre (04) dalots cadres à deux (02) ouvertures ;
- Lot 3 : Travaux de construction de deux (02) dalots cadres à quatre (04) ouvertures.

Le présent document concerne le lot 1 ; En effet, lors du remplacement des joints de chaussée du pont précontraint, la mission de contrôle (TR-Engineering/CINTECH) a constaté une anomalie structurelle du tablier. L'entreprise en charge des travaux a alors proposé la construction d'un nouveau pont à poutres à tablier mixte « acier-béton », répondant aux mêmes contraintes hydrologiques et hydrauliques que l'existant et comportant une structure qui assure les besoins et la sécurité des usagers.

### **II. DIAGNOSTIC ET ETAT DES LIEUX :**

L'état des lieux de la zone d'étude, en ce qui concerne le projet du lot 1 à savoir la construction d'un pont à poutres sur le fleuve Mouhoun, fournit les existants suivants :

- Un pont en béton précontraint datant du début du XXI<sup>e</sup> siècle et présentant une anomalie structurelle du tablier ;
- Un pont métallique datant de l'époque coloniale, et présentant un état de rouille avancée.

Il faut aussi préciser que le pont métallique n'est plus en service depuis la construction et la mise en service du pont en béton précontraint. Egalement, le pont en béton précontraint, bien que présentant des défauts structurels, sera encore en service durant quelques années après la mise en service du pont mixte bipoutres actuellement en cours d'exécution.

### **III. DONNEES DE BASE DU PROJET :**

Les données nécessaires à la réalisation d'un projet peuvent être classées en six (06) catégories différentes :

- Les données administratives qui définissent le cadre administratif dans lequel va se dérouler le projet ;
- Les données environnementales qui rassemblent les caractères spécifiques du site du projet ;
- Les données naturelles : elles rassemblent les différentes données environnementales du site qui influent directement sur le projet ;
- Les données fonctionnelles quant à elles définissent les éléments caractéristiques du pont qui lui permettent d'assurer efficacement le rôle d'ouvrage de franchissement d'obstacles pour lequel il est construit ;
- Les données architecturales ;
- Les données de gestion et de maintenance ;

Bien que toutes ces catégories de données soient nécessaires à notre projet, nous retiendrons seulement les données administratives, naturelles et fonctionnelles, parce qu'indispensables à l'étude technique du tablier.

L'intitulé exact du projet est : « **Travaux de reconstruction des ouvrages de franchissements sur la Route Nationale N°1 entre Sakoinsé-Boromo** ». Il est constitué en trois (03) lots, dont le lot 1 (Construction d'un (01) pont à poutres de 106,20ml de long sur le Mouhoun et ses voies d'accès sur 2087ml) fait l'objet du présent document. Les données ci-dessous décrites sont donc celles afférentes au lot 1, c'est-à-dire à la construction d'un (01) pont à poutres de 106,20ml de long sur le fleuve Mouhoun et ses voies d'accès sur 2087 ml.

#### **1. Données administratives :**

Les données administratives du projet concernent l'identification des intervenants et la présentation des données du marché.

##### **a. Identification des intervenants :**

Dans le cadre de la construction du pont à poutres de 106,20ml de long sur le fleuve Mouhoun et ses voies d'accès sur 2087 ml, on constate la présence des intervenants suivants :

- Le Maître d'ouvrage : c'est le commanditaire ou la personne à l'origine de la réalisation de l'ouvrage et qui finance l'opération. Dans notre cas, il s'agit du Ministère de l'Economie, des Finances et du Développement du Burkina Faso (MINEFID-BF).

➤ Le Maître d'œuvre : c'est la personne chargée de monter l'opération de construction qui va aboutir à la réalisation de l'ouvrage, pour le Maître d'ouvrage. Ici, il s'agit du Ministère des Infrastructures du Burkina Faso (MI-DB).

➤ Le Maître d'œuvre délégué : généralement, lorsque le Maître d'œuvre ne dispose pas de temps nécessaire, il se fait assister d'un maître d'œuvre délégué comme c'est le cas dans ce projet. Il s'agit ici de la Direction Générale des Infrastructures Routières (DGIR) à travers sa Direction des Travaux Routiers (DTR).

➤ L'Entreprise : C'est la personne physique ou morale en charge de la réalisation ou l'exécution des travaux. Il s'agit de SOGEA SATOM (appartenant au groupe VINCI Construction, intervenant dans le domaine du Génie Civil et de la Construction)

➤ La mission de contrôle : Ici, c'est un groupement entre TR-Engineering SA (entreprise luxembourgeoise) et CINTECH (entreprise burkinabè).

➤ Le Bailleur de fonds : Dans le cadre de ce projet, le bailleur de fonds est l'Union Européenne à travers son 10<sup>ème</sup> Fond Européen de Développement (FED).

#### **b. Données du marché :**

Le marché du présent projet est de type **marché à lots** avec trois (03) lots distincts et qui a fait l'objet d'un Appel d'Offres International portant **N°EuropeAid/137345/IH/WKS/BF** dont le montant initial était de **8 964 000,0 € HT soit 10 677 020,15€ TTC correspondant à 5 879 998 548 FCFA HT soit 7 003 666 107 FCFA TTC** (Union Européenne, 2017).

Les données relatives au lot 1 faisant l'objet du présent document sont jointes dans le tableau ci-après :

**Tableau 1 : Données du marché relatives aux travaux du lot 1 : Construction d'un (01) pont à poutres de 106,20ml de long sur le Mouhoun et ses voies d'accès sur 2087ml**

<b>Type de Marché</b>	Appel d'Offres International N°EuropeAid/137345/IH/WKS/BF
<b>Intitulé</b>	Travaux de reconstruction des ouvrages de franchissements sur la Route Nationale N°1 entre Sakoinsé et Boromo - LOT N°1 : Construction d'un (01) pont à poutres de 106,20ml de long sur le Mouhoun et ses voies d'accès sur 2087ml.
<b>Financement</b>	10 <sup>ème</sup> FED
<b>Montant Initial</b>	<b>8 964 000,06€ HT soit 10 677 020,15€ TTC.</b>
<b>Titulaire</b>	SOGEA-SATOM
<b>Date d'approbation</b>	30 Décembre 2016
<b>Date de notification</b>	25 Janvier 2017
<b>Date de démarrage des travaux</b>	06 Mars 2017
<b>Délai d'exécution</b>	Dix-huit (18) Mois

## **2. Données naturelles :**

Les données naturelles rassemblent des éléments de l'environnement ayant une influence directe sur la structure. Nous les classerons en trois (03) sous catégories :

- Les données climatiques ;
- Les données géotechniques et géologiques ;
- Les données hydrauliques et hydrologiques.

Avant de déterminer ces données, il convient de décrire la brèche à franchir.

### **a. Description de la brèche à franchir :**

Il s'agit dans cette partie de préciser la nature des obstacles à franchir afin d'identifier les éventuels problèmes à résoudre.

L'obstacle à franchir est de nature fluviale. En effet, il s'agit du fleuve Mouhoun (appartenant au bassin du Mouhoun) qui prend sa source à 70 km au sud-ouest de Bobo-Dioulasso vers une altitude de 500 m et traverse le pays dans sa partie ouest.

### **b. Données climatiques :**

La zone du projet appartient à une zone climatique tropicale sèche de type soudanien avec des températures moyennes oscillant entre 16°C et 26°C pour les mois frais et entre 33°C et 40°C pour les mois chauds. Cette zone comporte deux saisons, une saison sèche de Novembre à Avril et une saison pluvieuse de Mai à Octobre.

Les données pluviométriques fournies par la Direction de la Météorologie Nationale et concernant les périodes de 1980 à 2011, ont été recueillies auprès de la station de Boromo. Une analyse statistique par la loi normale permet d'obtenir, pour des fréquences décennale et centennale, l'intensité de pluie correspondante (OUEDRAOGO, s. d.). Ces valeurs sont récapitulées dans le tableau suivant :

**Tableau 2 : Intensité pour des fréquences de pluviométrie donnée**

Fréquence moyenne	Intensité (mm)
Pluviométrie annuelle	862
Pluviométrie décennale	105
Pluviométrie centennale	154

D'une saison à l'autre, la moyenne d'évapotranspiration varie entre 5 et 8 mm/j et la moyenne d'humidité relative varie entre 10 et 94%.

**c. Données géotechniques et géologiques :**

La carte géologique de la boucle du Mouhoun et de ses environs à l'échelle 1/50000<sup>ème</sup> situe le site sur les Grès à Granules de Quartz (GQG) du socle précambrien (ère primaire). Sur le plan topographique, le site est relativement plat (SOMDA, 2017).

Afin de réaliser les essais géologiques et géotechniques, le Consultant (AGTS CI, filiale d'APAVE International) a planifié l'investigation géologique comme suit :

➤ Des essais in situ (sur site) : Il s'agit de huit (08) sondages de reconnaissances géologiques par carottage (notés de SC01 à SC08) et de Six (06) sondages pressiométriques de reconnaissances géologiques (notés de SP01 à SP06) ;

➤ Des essais au laboratoire de douze (12) échantillons pour la teneur en eau, l'analyse granulométrique et la limite d'Atterberg et six (06) essais de cisaillement rectilignes et d'essais œdométriques.

Les coordonnées des points de sondage pour la reconnaissance géologique par carottage et essai pressiométrique sont jointes en Annexe II de ce document.

Ci-dessous, une vue Google Earth du site avec les ouvrages existants, l'emprise de l'ouvrage à réaliser et les différents points de sondage :

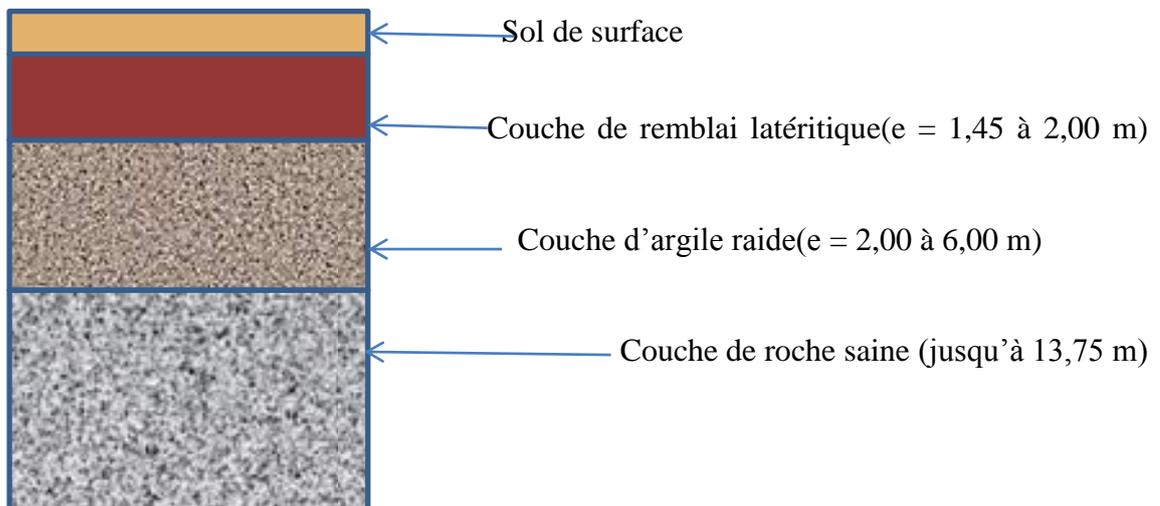


**Figure 2:** Vue Google earth du site avec les ouvrages existants, l'emprise de l'ouvrage à réaliser et les points de sondage

➤ **Résultats des essais in situ (essais géologiques) :**

▪ **Essai de reconnaissance géologique par carottage :**

Les coupes lithologiques des différents sondages ont permis une schématisation suivante du sol de fondation après analyse:



**Figure 3 :** Coupe lithologique du sol de fondation

▪ **Essai de reconnaissance géologique au pressiomètre de Ménard :**

Ils ont permis d’obtenir, à des profondeurs variables atteignant au moins 2,00 m dans la roche saine, les valeurs des modules de compressibilité  $E_{Mk}$  et de pression de rupture  $P_{1*}$ , présentées dans le tableau suivant :

**Tableau 3 : Résultats des essais au pressiomètre de Ménard**

Couche	Module de compressibilité $E_{Mk}$ (Mpa)	Pression de rupture $P_{1*}$ (Mpa)
Remblai latéritique	1,3	20
Argile raide de couleur variant du marron au jaunâtre	1,25	20
Roche altérée et saine	>5,00	900

La contrainte limite est prise égale à :  $P_{1*} > 5.00$  MPa ;  $E_{Mk} > 900$  MPa.

➤ **Résultats des essais au laboratoire (essais géotechniques) :**

En ce qui concerne les essais géotechniques, seule la couche d’argile a fait l’objet d’essai en laboratoire. En effet, la couche de remblai latéritique a été mise en œuvre près des appuis extrêmes (culées) du pont lors de sa mise en service et ne constituent pas le terrain naturel, donc elle ne sera pas analysée. Aussi, la couche de roches saines, sera l’assise des pieux qui y seront ancrés sur une longueur égale au 1/3 de leurs diamètres propres au moins.

Les résultats obtenus pour chaque essai au laboratoire de la couche d’argile sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau 4 : Résultats des essais au laboratoire**

Essais au laboratoire	Résultat obtenu
Nature du sol	Argile (sol très argileux)
Classification G.T.R.	A2
Analyse granulométrique par voie sèche	% fines = 60 à 90%
Limites d'Atterberg	IP = 16 à 25
Valeur au bleu de méthylène (VBS)	VBS = 6 à 14
Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande	Cu = 21 KPa à 51 KPa f° = 19° à 45°.
Essais de compressibilité à l'œdomètre	Cc = 0,01

L'analyse hydrogéologique du site permet de retenir qu'il existe des circulations erratiques et intermittentes fortement conditionnées par la météorologie, et à différentes profondeurs au sein de toutes les couches, et une nappe soumise à fluctuation saisonnière. En effet, lors des sondages de reconnaissance, des arrivées d'eau ont été décelées pendant le carottage en forage dans des aquifères potentiels. Cependant, le niveau mesuré ne reflète pas forcément le niveau maximum, car ces sondages se sont faits sur une courte durée.

**d. Données hydrologiques et hydrauliques :**

➤ **Détermination des crues du projet :**

Les données hygrométriques ont été recueillies à la station de Boromo auprès de la Direction Générale des Ressources en Eau (DGRE) et s'étendent de 1955 à 2013.

Les débits au droit du site ont été déterminés par analyse statistique et par la méthode d'ajustement à la loi de Gumbel.

En 2007, on a relevé trois (03) principales crues dont une crue exceptionnelle qui a débuté le 26 Aout 2007 jusqu'en fin Septembre 2007 avec un maximum le 05 Septembre 2007. Cependant, l'ouvrage n'a pas été noyé du fait de l'existence d'une marge de sécurité considérable d'environ 03 m par rapport à la cote intrados de l'ouvrage existant. Le débit de cette crue exceptionnelle a été obtenu par la méthode de la section droite (OUEDRAOGO, s. d.).

Les résultats obtenus par l'analyse statistique et la méthode de la section droite sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau 5 : Débits et crue du projet pour des fréquences données**

Fréquence	Débit décennal Q10	Débit vicennal Q20	Débit cinquantennal Q50	Débit centennal Q100	Crue de 2007
Débit (m <sup>3</sup> /s)	162	182	209	229	342,64

➤ **Détermination de l'ouverture de l'ouvrage :**

La vitesse d'écoulement maximale est considérée égale à 2,5 m/s afin d'éviter les risques d'érosion. Le débouché linéaire de l'ouvrage en fonction de la crue de projet est estimé grâce à la formule de Lacey et l'ouverture minimale calculée est de 60 m. Cependant, au regard de l'ouverture de l'ancien pont, on retiendra une ouverture de 100 m.

➤ **Détermination des remous d'exhaussement et du niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) :**

Le remous est une surélévation du niveau d'un cours d'eau vers l'amont. Il apparait suite à une réduction de section due à la présence d'un ouvrage.

Trois (03) scénari ont été considérés en fonction des débits et modélisés par le logiciel Flow Master, pour calculer le remous d'exhaussement :

**Tableau 6 : Niveaux des plus hautes eaux (PHE) en fonction des débits**

	Scénario 1	Scénario 2	Scénario 3
Conditions	Débit centennal Q100 et absence d'ouvrage	Débit centennal Q100 avec implantation de l'ouvrage	Crue de 2007 avec implantation de l'ouvrage
Cote PHE (m)	244,34	245,75	247,00

La côte PHE retenue pour le dimensionnement est celle de la crue de 2007, c'est-à-dire 247,00 m.

➤ **Détermination des tirants d'air :**

Le tirant d'air est une marge de sécurité en terme de hauteur et prévue pour diminuer ou éviter les risques d'obstruction du pont suite au transport d'éléments solides pouvant être charriés par le cours d'eau.

Pour un site à végétation arbustive, de couvert végétal dense existant à l'amont de l'ouvrage et de longueur du pont supérieur à 50 m, le tirant d'air est de 2,50 m. Cependant, la valeur retenue est de 2,00 m.

➤ **Détermination de la cote minimale intrados :**

La cote minimale calculée de l'intrados est de 249,00 m. Cependant, l'ouvrage sera calée à une cote de 250,00 m afin de conserver les caractéristiques du pont existant, tel que recommandé par le Maître d'Ouvrage.

➤ **Calcul des affouillements et protections :**

Bien que la faible vitesse d'écoulement du cours d'eau ( $V=0,66$  m/s) permette de conclure à première vue de l'absence d'affouillements au droit de l'ouvrage, on confirme avec la méthode dite « enveloppe ».

Cependant, malgré les résultats obtenus et pour éviter des déconvenues comme par exemple la formation de méandres, on choisit d'installer un tapis de gabions semelles à cellules multiples de 0,50 m de profondeur au niveau des culées du pont.

**3. Données fonctionnelles :**

L'ouvrage à construire est un pont-route de 106,2 m de longueur totale. La voie portée (RN1) est une route expresse ayant une vitesse de référence  $V=100$  km/h et sera dimensionné conformément aux textes règlementaires correspondants.

De plus, tout ouvrage d'art est caractérisé par son biais (angle formé entre les lignes d'appui et l'axe longitudinal dudit ouvrage) et sa courbure. Dans le cadre de notre projet, l'ouvrage est droit et sans biais. Les paramètres caractérisant le pont sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 7 : Paramètres caractéristiques du pont**

Paramètres	Valeurs
Largeur roulable ( $L_r$ )	8 m
Largeur chargeable ( $L_c$ )	8 m
Nombre de voies ( $N_v$ )	2 voies
Largeur d'une voie ( $L_v$ )	4 m
Largeur réelle d'une voie ( $L'_v$ )	3,5 m
Classe du pont	1 <sup>ère</sup> classe

Les détails de calcul de ces paramètres sont joints en Annexe II du document.

## **CHAPITRE III : ETUDE DE FAISABILITE TECHNIQUE**

### **I. INTRODUCTION :**

Le pont actuellement en service est un pont à poutres précontraintes de cinq travées indépendantes dont la portée est de 106,20 ml avec une hauteur de 10 m environ. La largeur du tablier est de 8 m, décomposée en une chaussée de sept (07) m de voies roulable (2x1 voies) et 0,50 m de trottoirs de part et d'autre de la chaussée. A première vue, le gabarit du pont est petit par rapport à la largeur de la chaussée de la Route Nationale N°1 (RN1) qui est de 12 m composée de 7,20 m (2 x 1 voie de 3,60 m) et 2x2,4 m de trottoir. De plus, le tablier présente des déformations structurales au niveau des appuis et une très forte instabilité au passage des camions gros porteurs, marquée par des vibrations du tablier.

Telles sont les raisons ayant conduit à la volonté de construire un nouveau pont entre l'ancien à structure métallique à droite et celui actuellement en service à gauche, dans le sens du projet (Sakoinsé vers Boromo).

L'entreprise, après les études de faisabilité a effectué un choix entre deux variantes d'ouvrage à savoir un pont à poutres en auge à cinq (05) travées de 19,25 m chacune et 21 m pour la travée centrale, et un pont à tablier mixte « acier-béton » bipoutres à trois (03) travées de 30 m pour les travées de rives et 45 m pour la travée centrale. Finalement, son choix a porté sur un pont à tablier mixte « acier-béton » bipoutres.

### **II. PRESENTATION DE LA SOLUTION RETENUE PAR L'ENTREPRISE :**

Le nouveau pont a une longueur totale de 106,20 ml et est constitué de trois (03) travées de 30 m pour les travées de rive et de 45 m pour la travée centrale, soit un balancement de 0,67 m. Le système statique du tablier représente une série de 03 poutres hyperstatiques. La longueur totale de l'ouvrage est de 106,20 ml et sa hauteur par rapport au sol varie entre 8 m et 10,40 m (TR-Engineering et CINTECH, 2017).

#### **1. Caractéristiques de l'ouvrage :**

Les caractéristiques de l'ouvrage réalisé sont résumées ci-après :

**Tableau 8 : Description de l'ouvrage retenu (TR-Engineering et CINTECH, 2017)**

Superstructures / Equipements du tablier	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Une couche de roulement en béton bitumineux de 8 cm ;</li> <li>- Une couche d'étanchéité de 2 cm ;</li> <li>- Des corniches préfabriquées en béton armé ;</li> <li>- Des appareils d'appuis à pot ;</li> <li>- Des garde-corps de type S8 ;</li> <li>- Des joints de chaussée de type WOSD50.</li> </ul>
Tablier	Le tablier est en béton armé préfabriqué de 12 m de large répartie en 2*4 m de voies roulable et de 2*2 m de trottoir y compris les équipements.
Charpente métallique	Elle est constituée de PRS (Poutre Reconstituée Soudée) livrées en plusieurs tronçons et soudées entre elles in situ, avec des entretoises et des connecteurs de type goujon.
Appuis	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Deux (02) culées semelles (C0 et C3) en appuis de rive ;</li> <li>- Deux (02) piles (P1 et P2) constituent les appuis de la travée intermédiaire de forme octogonale et d'un chevêtre de 2,40 m x 1,82 m de section ;</li> </ul>
Fondations	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Vingt-quatre (24) pieux forés en béton armé à raison de six (6) pieux de 0,80 m de diamètre par appuis et à profondeur variable. Chaque appui est lié aux pieux par une semelle en béton armée.</li> </ul>

## 2. Voies d'accès à l'ouvrage :

En ce qui concerne les voies d'accès au pont, elles ont une longueur totale de 2 087 ml, et une largeur de 12 m, avec une chaussée en béton bitumineux et des accotements revêtus d'enduit bicouche. Les travaux des voies d'accès comprennent entre autres :

- La préparation du terrain (nettoyage et débroussaillage de l'emprise) ;
- Les travaux de terrassement et la remise en état des emprunts et des carrières ;
- La fourniture et la mise en œuvre des matériaux des couches de fondation (en sol ciment) et de base ;
- La fourniture et la mise en œuvre de huit (08) cm d'épaisseur de grave bitume, de béton bitumineux de cinq (05) cm d'épaisseur et d'enduit superficiel bicouche sur les accotements, sur tout le linéaire du tracé ;
- La protection des rives de chaussée, talus et pieds de talus par des fossés, fossés maçonnés, bordures, perrés et gabions des rives de chaussée, talus et pieds de talus ;

- La réalisation de dispositifs de sécurité : avertisseurs sonores, glissières, balises, etc., les travaux spécifiques à la protection de l'environnement (plantation d'arbres, etc.) et le nettoyage complet du chantier avant la réception provisoire des travaux.

Le type d'ouvrage sélectionné pour être réalisé par l'entreprise SOGEA-SATOM est un pont à tablier mixte bipoutres. Cependant, le présent document concerne une variante au tablier mixte « acier-béton » que nous proposons : il s'agit d'un tablier à poutrelles enrobées. Ces deux types de tablier seront présentés en Annexe III.

### **III. ETUDE TECHNIQUE DU TABLIER A POUTRELLES ENROBEES :**

#### **1. Méthodologie adoptée :**

Nous allons dans les lignes qui suivent, décrire la méthodologie utilisée pour la conception et le dimensionnement de la variante à poutrelles enrobées que nous proposons.

##### **a. Revue de littérature :**

Tout travail de conception et dimensionnement est régi par l'utilisation de normes et de règlements. Dans le cadre du présent document, nous classerons de manière non exhaustive, la littérature utilisée en deux (02) catégories :

##### ➤ **Les normes françaises de dimensionnement :**

- Le guide des Ponts-routes à tablier à poutrelles enrobées – Conception et calcul du SETRA ;
- Le Béton Armé aux Etats Limites (BAEL) 91 modifié 99 ;
- Le guide de conception des PSI-PAP du SETRA ;
- Eurocode 3 – Calcul des structures en acier ;

##### ➤ **Les règlements divers :**

- Fascicule 61 - Titre II - du CPC ;
- Fascicule 61 - Titre V - du CPC ;
- Directives Communes (DC 79).

##### **b. Hypothèses sur les matériaux :**

Les matériaux pris en compte dans la structure de notre tablier sont essentiellement du béton et de l'acier.

##### ➤ **Béton :**

Le guide de conception et de calcul des ponts-routes à tabliers en poutrelles enrobées du SETRA considère, pour les calculs, un béton dont la résistance à la compression à 28 jours est de 25 MPa. Cependant, le Cahier des Prescriptions Techniques (C.P.T) de l'ouvrage en cours d'exécution recommande un béton ayant un  $f_{c28} = 30$  MPa en général, excepté pour les

corniches et le trottoir sur ouvrage qui seront faits en béton possédant un  $f_{c28}=25$  Mpa (Union Européenne, 2017).

➤ **Acier haute adhérence pour les armatures :**

On utilisera pour les armatures, des aciers haute adhérence Fe E 400 pour la dalle, les corniches, le trottoir et tous les autres équipements.

➤ **Profilé en acier :**

La charpente métallique sera constituée de profilés laminés en acier de type HE, de nuance S355J2 et galvanisé à chaud.

**c. Actions et combinaisons d'actions à considérer :**

➤ **Classification des actions à considérer :**

Pour la justification d'un tablier à poutrelles enrobées, on ne tient pas compte du retrait du béton, ni de l'effet de la température et du gradient thermique, contrairement aux prescriptions du Cahier de Prescriptions Techniques du pont à tablier mixte. Les actions à considérer sont les suivantes :

**Les actions permanentes provenant de l'effet des charges suivantes :**

- Le poids propre des éléments de construction ;
- Le poids des équipements fixes ou amovibles des superstructures ;
- Les déformations permanentes éventuelles (par exemple, les dénivellations ou tassements d'appuis).

**Les actions variables qui résultent de l'effet des charges suivantes :**

- Les charges d'exploitation définies par le Fascicule 61 Titre II : les valeurs représentatives, au sens des directives communes (DC 79), sont obtenues à partir des valeurs nominales de ce fascicule en les multipliant par les coefficients du tableau suivant :

**Tableau 9 : Coefficients aux états limites en fonction des cas de charge (Ministère de l'équipement et du logement et Ministère de l'économie et des finances 1981)**

Nature de la charge	ELS	ELU
Charges de chaussées et effets annexes, et charges sur remblais	1,2	1,07
Charges militaires et charges exceptionnelles	1,0	1,0
Charges sur trottoirs, passerelles piétons et garde-corps	1,0	1,07

- Les charges climatiques (de vent) ;
- Les chocs sur les dispositifs de retenue définis dans le CCTP-type (tome 1) de la DRCR ;

➤ **Combinaisons d'actions et états limites considérés :**  
**A l'Etat Limite de Service (ELS) :**

Les combinaisons d'actions à considérer vis-à-vis des états limites de service sont :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{0i} Q_i$$

Où :  $G_{\max}$  = actions permanentes favorables,

$G_{\min}$  = actions permanentes défavorables

$Q_1$  = actions variables de base

$Q_i$  = actions variables d'accompagnement

$\Psi_{0i}$  = : coefficient de prise en compte des charges en valeur de combinaison

➤ Les états-limites à considérer sont les suivants :

- La non-déformation permanente;
- La déformation limite (flèche limite ou rotation limite des appareils d'appui) ;
- L'ouverture des fissures (la fissuration est considérée comme préjudiciable) ;
- Les réactions d'appui.

Les contraintes limites des matériaux sont :

Pour le béton :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$

Pour les armatures :  $f_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{h \cdot f_{tj}}\right)$

Pour l'acier des poutrelles :  $\sigma_a = \frac{\sigma_e}{1,15}$

**A l'Etat Limite Ultime (ELU) :**

La combinaison d'action à considérer vis-à-vis des états limites ultimes de résistance et de stabilité de forme est une combinaison fondamentale :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{q1} \cdot Q_1 + 1,3 \sum_{i>1} \Psi_{0i} Q_i$$

Avec, en plus des notations et définitions précédentes :

$\gamma_{q1}$  = : coefficients de l'action de base

= 1,35 pour les charges étroitement bornées (connues en grandeur et position)

ou de caractère particulier (convois militaires et exceptionnels).

= 1,5 dans les autres cas

$\Psi_1$  = coefficient de prise en compte des charges d'exploitation à caractère normal entrant dans la combinaison fréquente.

Pour les ponts-routes, les coefficients  $\Psi$  prennent les valeurs suivantes :

Nature des charges	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Charges d'exploitation sans caractère particulier :		(*)	
• pont de 1ère classe	0	0,6	0
• pont de 2ème classe	0	0,4	0
• pont de 3ème classe	0	0,2	0
Vent :			
• en exploitation	0	0,2	0
• en exécution	1	0	
Charges aléatoires d'exécution	1		

(\*) valable pour les charges réparties seulement.

Figure 4 : Valeurs des coefficients  $\Psi$  selon la nature des charges considérées

#### d. Conception du tablier en poutrelles enrobées :

##### ➤ Conception du tablier :

On utilisera, dans la suite de ce document, les notations suivantes (SETRA et SNCF, 1995) :

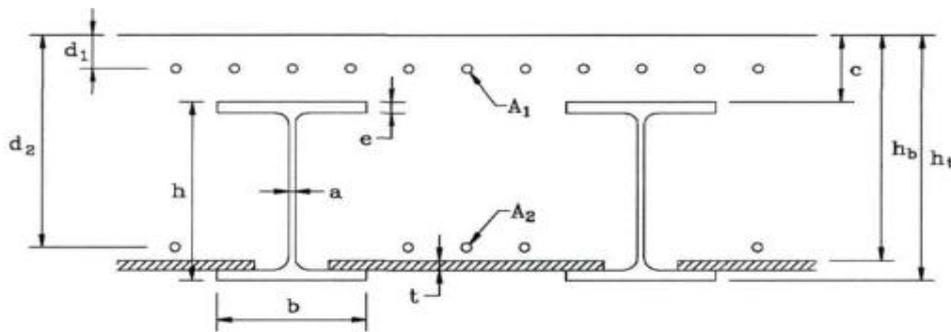


Figure 5 : Coupe dans le tablier en poutrelles enrobées et notations usuelles

<u>Notation</u>	<u>Définition</u>
<b>N</b>	: Nombre total de poutrelles du tablier
<b>A</b>	: Aire d'une poutrelle
<b>I</b>	: Inertie principale d'une poutrelle
<b>H</b>	: Hauteur d'une poutrelle
<b>B</b>	: Largeur d'une poutrelle
<b>E</b>	: Epaisseur des semelles d'une poutrelle
<b>A</b>	: Epaisseur de l'âme d'une poutrelle
<b>T</b>	: Epaisseur du coffrage perdu
<b>H<sub>b</sub></b>	: Epaisseur utile de béton
	$\begin{cases} hb = c + h - e - t : \text{en travée avec coffrage perdu} \\ hb = c + h - e \text{ coffrage perdu localement supprimé sur appui} \end{cases}$
<b>H<sub>t</sub></b>	: Hauteur totale = $hb + c$
<b>C</b>	: Couverture de béton au-dessus des semelles d'une poutrelle

- $A_1$  : Aire totale d'armatures longitudinales en face supérieure  
 $A_2$  : Aire totale d'armatures longitudinales en face inférieure  
 $E$  : Module de déformation de l'acier  
 $n_i$  : Coefficient d'équivalence acier-béton instantané  
 $n_v$  : Coefficient d'équivalence acier-béton à long terme  
 $N$  : Coefficient d'équivalence acier-béton sans précision de durée  
 $B$  : Largeur de la section résistante du tablier

➤ **Choix de la superstructure du tablier :**

La superstructure du tablier sera choisie en prenant en compte plusieurs facteurs parmi lesquelles les dispositions générales relatives à leur conception.

➤ **Vérification des caractéristiques de la section :**

La méthode de vérification proposée comporte deux étapes :

**Étape 1** : Rechercher la valeur des moments de flexion longitudinaux dus aux charges de superstructures et d'exploitation, à l'aide d'abaques.

**Étape 2** : Vérifier, à l'aide de tables, les caractéristiques de la section.

e. **Dimensionnement du tablier à poutrelles enrobées :**

Dans cette partie, nous procéderons à la justification du tablier aux Etats Limites par deux méthodes :

➤ **Une méthode manuelle suivant le guide de conception et de calcul des ponts-routes à poutrelles enrobées :** Ce dimensionnement vise à justifier le tablier aux Etats limites, calculer les armatures passives nécessaires, les dispositifs anti-déversant au besoin, ainsi que les assemblages ;

➤ **Une méthode de vérification avec le logiciel ACOBRI développé par le CTICM pour le compte de Arcelor Mittal.**

➤ **Dimensionnement des équipements :**

Les équipements qui seront dimensionnés dans le cadre de ce mémoire sont les appareils d'appuis, les bossages et les joints de chaussée.

**2. Hypothèses concernant le tablier à poutrelles enrobées :**

Afin de mener une étude comparative la plus exacte possible entre les deux solutions, on suppose que la largeur du tablier, la cote minimale de calage de l'intrados et la portée sont identiques.

**3. Choix du nombre de travées et stabilité :**

Compte tenu des prescriptions du guide de calcul et de conception des ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées, on opte pour quatre (04) travées continues de 26,25 m chacune, avec

présence de 05 appuis (02 culées et 03 piles). Les poutrelles seront soudées afin d'assurer la continuité mécanique de la structure.

#### 4. Conception du tablier :

Les détails des calculs de conception sont joints en Annexe V, de même que les caractéristiques du profilé retenu. Le tableau récapitulant les paramètres retenus est joint ci-dessous :

**Tableau 10 : Tableau récapitulatif des paramètres retenus pour le tablier**

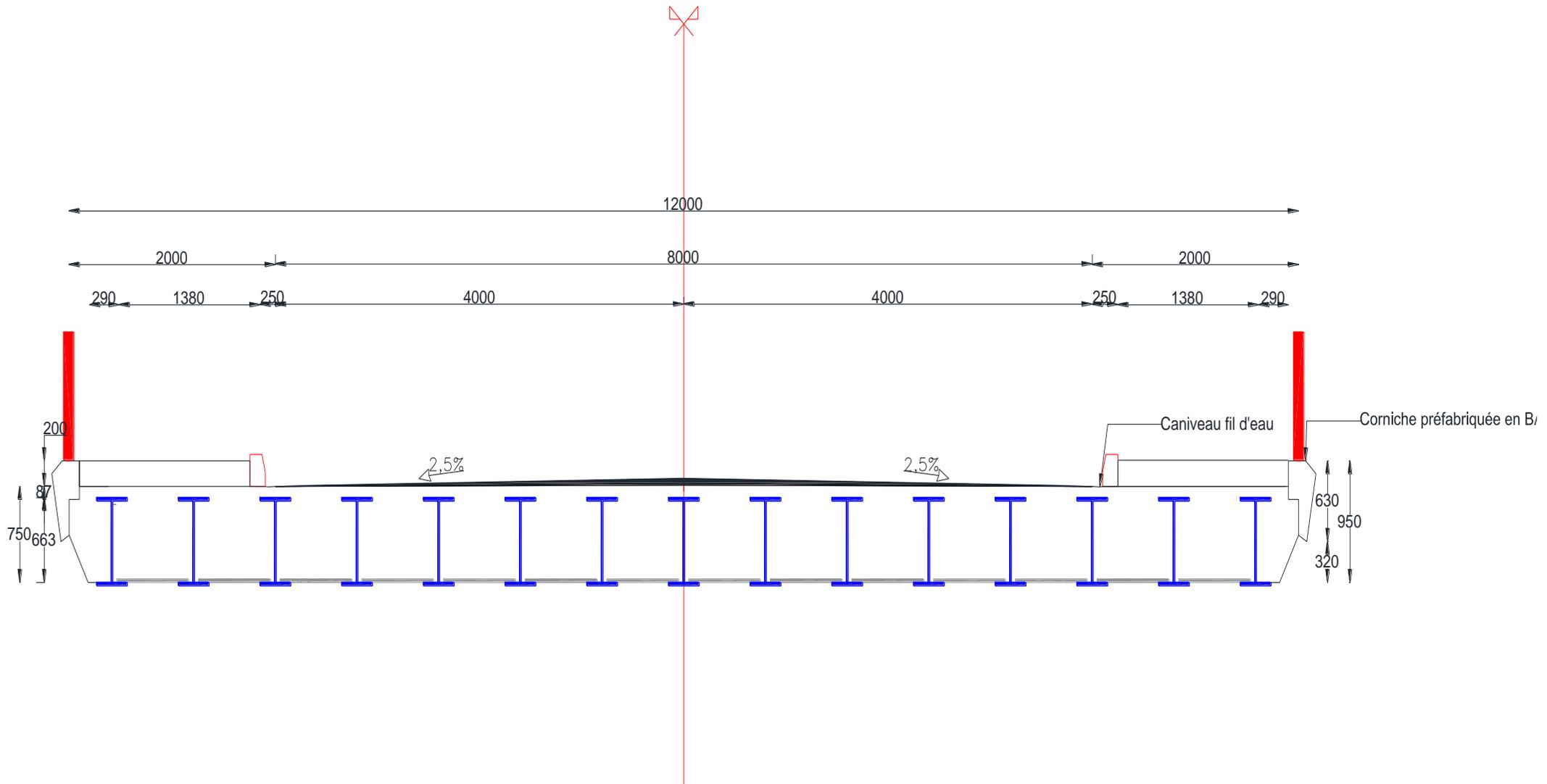
Paramètres	Notation	Valeurs retenues
Nombre de poutrelles	N	15 poutrelles
Profilé retenu	-	HE 700 A
Elancement des poutrelles (mm)	h	656,25
Hauteur profilé	$h_{\text{retenue}}$	690
Epaisseur d'une semelle (mm)	e	27
Largeur de l'âme d'une poutrelle (mm)	A	14,5
Largeur semelle (mm)	B	300
Espacement entre axe des poutrelles (mm)	E	800
Enrobement de rive (mm)	E	250
Epaisseur coffrage (mm)	T	25
Epaisseur du béton d'enrobement (mm)	C	8,7
Ht (mm)	Ht	750
Hauteur totale du tablier (mm)	H	850
Largeur de la section résistante du tablier (m)	B	11,29

##### a. Conception du tablier à poutrelles enrobées :

Dans le cadre de la conception du tablier à poutrelles enrobées, on décide de conserver les mêmes équipements que dans le cas du tablier mixte bipoutres, à l'exception des appareils d'appui. On a ainsi :

- Un revêtement en béton bitumineux de 08 cm pour la couche de roulement ;
- Une couche d'étanchéité à base d'asphalte coulée de 02 cm ;
- Des guides-roues ou bordures de 0,25\*0,50 ;
- Des corniches préfabriquées en Béton armé de 0,50\*0,25 ;
- Des garde-corps de type S8.

##### b. Profil en travers du tablier à poutrelles enrobées :



## 5. Vérification des caractéristiques de la section :

### a. Etape 1 - Descentes de charges sur le tablier :

Il s'agira ici du calcul du poids propre du tablier, équipements compris. Les résultats des calculs sont détaillés en Annexe V.

Le tableau suivant récapitule les éléments de vérification du tablier à poutrelles enrobées, sur appuis et en travées. L'ouvrage étant symétrique, les résultats ci-après concernent uniquement la travée 1 et 2 :

**Tableau 11 : Prédimensionnement et vérification des caractéristiques de la section**

Classe de l'ouvrage : Classe 1				
Portées : 26,25 m, 26,25 m, 26,25m, 26,25 m d'où $l_{max} = 26,25$ m et $\alpha = 1$				
Superstructures :				
$Q_{sup} = 0,77$ t/m <sup>2</sup>				
$M_{p0} = \frac{l_{max}^2}{8} \cdot Q_{sup} = 66,32$ t.m/m				
Charges d'exploitation :				
$M_{q0} = \frac{(l_{max} + 8)(l_{max} + 9)}{12} = 100,61$ t.m/m				
$M_{ref} = M_{q0} * a_1 * a_2 * \frac{Lc}{B} = 109,37$ t. $\frac{m}{m}$ avec $a_1 = 1$ ; $a_2 = 1,53$ ; $Lc = 8$ m et $B = 11,84$ m				
	Travée 1	Appui 1	Travée 2	Appui 2
B <sub>g</sub>	0,857	0,571	0,786	0,306
M <sub>gs</sub> = β <sub>g</sub> .M <sub>p0</sub>	56.84	37.87	52.13	20.29
B <sub>q</sub>	0,786	0,857	0,866	0,589
Δ	1	0,707	1	0,707
M <sub>q</sub> = M <sub>ref</sub> .β <sub>q</sub> .λ	85,96	66,27	94,71	45,54
Portées équivalentes ( $l_e = l_{max} \cdot \sqrt{\beta_g}$ )	24,30	19,84	23,27	14,52
Moment agissant ( $\Delta M = M_{gs} + 1,2 M_q$ ) en t.m/m	159.99	117.39	165.78	74.94

**b. Etape 2 – Vérification des caractéristiques de la section :**

Afin d'éviter d'avoir des poutrelles de module différent pour chaque travée, on considère pour la vérification des sections, la travée 2 car celle-ci présente une portée maximale et supporte une charge maximale de 165,78 tm/ml. Ce choix entrainera certes un surdimensionnement de la structure, mais la sécurité vis-à-vis des efforts sera assurée de façon optimale.

Après un contrôle du module de poutrelle choisie avec l'abaque de vérification des sections, on conclut que le choix du module HE 700A est un bon choix.

Les détails de la vérification sont joints en Annexe V de ce document.

**6. Dimensionnement du tablier :**

Nous procéderons ici à la justification du tablier aux états limites par deux méthodes à savoir une méthode manuelle qui repose essentiellement sur le guide de conception et de calcul des ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées et une vérification avec le logiciel ACOBRI développé par le CTICM pour le compte de Arcelor Mittal.

**a. Dimensionnement suivant le guide de conception et de calcul des tabliers de ponts à poutrelles enrobées :**

Les paramètres retenus pour le dimensionnement du tablier à poutrelles enrobées sont identiques à ceux mentionnés dans les données de base du projet (Cf. **Tableau 7 : Paramètres caractéristiques du pont**).

➤ **Justification de la section à L'Etat Limite Ultime (ELU) :**

▪ **Calcul des coefficients de répartition transversale (CRT) et moment fléchissant :**

On a  $\theta = 0,057$  et  $\alpha = 0$ , donc les CRT obtenus par la méthode de Guyon-Massonnet-Barès (BEN OUEZDOU, 2012), sont donnés par :

$$CRT = \frac{K}{n} \text{ ou } K = K0 \text{ et } n = 15 \text{ poutrelles}$$

**Valeur des CRT et moment fléchissant :**

Les CRT obtenus pour le calcul du moment fléchissant à l'ELU sont :

**Tableau 12 : Coefficients de Répartition Transversale à l'ELU**

$\theta=0,057$	$-b$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$	$b$
K	-1,9999	-1,2500	-0,5001	0,2498	0,9999	1,7500	2,5001	3,2502	4,0005

Le moment sollicitant maximum à l'ELU est obtenu avec la combinaison :

$$Mu = 1,35 Gmax + \gamma q1 Mq1$$

$$Mu = 1,35 M, \text{ section résistante} + \begin{cases} 1,35Mq1 \\ (1,5 * 1,07)Mq1 \end{cases}$$

$$Mu = 28,27 \text{ MN/ml}$$

Le détail des calculs des CRT et du moment fléchissant sont joints en ANNEXE VI.

▪ **Vérification de la section résistante du tablier :**

On a :

$$S = 0,85 \cdot \frac{fc28}{1,5} = \frac{0,85 \cdot 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$$T = \frac{\sigma e}{1,05} = \frac{355}{1,05} = 338 \text{ MPa}$$

**Détermination de la position de l'axe neutre :**

Les calculs de détermination de la position de l'axe neutre des poutrelles (SETRA et SNCF, 1995) est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau 13 : Détermination de la position de l'axe neutre des poutrelles**

	Position de l'axe neutre	Condition de vérification
(1)	$z = \frac{NTA' + UA2}{SB} = 0,6027 \text{ m}$	<b><math>0 &lt; z \leq c</math></b> On a : $c = 0,087$ donc $z > c$ Donc l'axe neutre n'est pas situé dans la table supérieure.
(2)	$z = \frac{N[TA' + (2T - S)bc] + UA2}{SB + N(2T - S)b} = 0,12 \text{ m}$	<b><math>c &lt; z \leq c + e = 0,114</math></b> On a : $z > c + e$ Donc l'axe neutre n'est pas situé dans l'aile supérieure des poutrelles.
(3)	$z = \frac{N\{Ta(h + 2c) + S[be - a(c + e)]\} + UA2}{SB + N(2T - S)a} = 0,155 \text{ m}$	<b><math>c + e &lt; z \leq c + h - e = 0,75</math></b> La relation est vérifiée donc l'Axe neutre est situé dans l'âme des poutrelles.

L'axe neutre tombe dans l'âme des poutrelles, on applique alors la formule correspondante afin d'obtenir le moment résistant ultime.

**Calcul du moment résistant positif :**

Il est donné par la formule suivante :

$$Mrp = \frac{SBz^2}{2} + N \left\{ TA'(d - z) + (2T - S) \left[ be \left( z - c - \frac{e}{2} \right) + \frac{a}{2} (z - c - e)^2 \right] \right\} + UA2(d2 - z)$$

$$Mrp = 30,44 \text{ MN.m}$$

### **Calcul du moment résistant négatif sur appui :**

Dans ce cas, les conditions de calcul sont les mêmes que celles appliquées pour les moments résistants positifs. On néglige cependant la résistance du coffrage perdu. De plus, l'axe neutre tombe dans l'âme des poutrelles, ce qui donne une hauteur « z » de béton comprimé donné par la formule suivante :

$$z = \frac{TNa(h - 2e - 2t) + UA1}{SB + N(2T - S)a}$$

$$z = 0,105 \text{ m}$$

La vérification donne :

$$0 < z \leq h - 2e - t$$

$$0 < z = 0,105 \text{ m} \leq 0,611 \text{ m}$$

On vérifie ainsi que l'axe neutre tombe effectivement dans l'âme des poutrelles.

Le moment résistant négatif sur appui est donné par la formule :

$$Mrn = S \frac{(B - Na)z^2}{2} + TN \left[ be(h - e) + \frac{a}{2} (h1^2 + h2^2) \right] + UA1(c + e + h1 - d1)$$

Avec  $h1 = h - 2e - h2$  et  $h2 = z + t$

$$Mrn = 20,23 \text{ MN.m}$$

### **Justification de la section vis-à-vis de l'ELU :**

On a:

$$Mu = 28,27 \text{ MN.m}$$

$$Mrn = 20,23 \text{ MN.m}$$

$$Mrp = 30,44 \text{ MN.m}$$

La relation

$$Mrn \leq Mu \leq Mrp$$

Est vérifiée. On conclue alors que **la sécurité de la section à l'état limite ultime est assurée.**

### **➤ Justification de la section à l'Etat Limite de Service :**

La justification de la section à l'ELS consiste à vérifier que la résistance vis-à-vis de la non déformation permanente et des déformations sous charges d'exploitation sont assurées.

▪ **Etat de Non Déformation Permanentes :**

Il s'agira ici de vérifier que la contrainte dans chacun des matériaux est inférieure à la contrainte limite dudit matériau. On calculera donc les contraintes de chaque matériau après avoir calculé les caractéristiques d'inertie de la section. On obtient les données ci-après :

**Tableau 14 : Contraintes limites et contraintes calculées des matériaux**

Contraintes	Traction de l'acier	Compression du béton
Valeurs calculées (MPa)	226,34	14,43
Valeurs limites (MPa)	308	18

Le détail des opérations ayant mené aux résultats ci-dessus sont joints en Annexe VI.

**Conclusion :** La stabilité vis-à-vis de la déformation permanente est assurée car les contraintes calculées sont inférieures aux valeurs limites.

▪ **Déformations sous charges d'exploitation :**

Cette déformation doit être inférieure à la flèche admissible. La sollicitation maximale est obtenue sous le chargement Mc120, centré sur la portée, à laquelle on ajoute les charges sur trottoirs.

**Calcul de la flèche due aux charges de convois Mc120 :**

Elle est donnée par

$$f = \frac{PL^3}{48EI} - \frac{Pl(4L - l)}{384EI}$$

Où

$$I = \frac{If + Ih}{2} = 0,005875 \text{ m}^4$$

AN :

$$f = \frac{1,1 * 26,25^3}{48 * 210000 * 0,005875} - \frac{1,1 * 6,10(4 * 26,25 - 6,10)}{384 * 210000 * 0,005875}$$

$$f = 0,03346 \text{ m} = 33,46 \text{ mm}$$

**Calcul de la flèche due aux charges sur trottoirs :**

La flèche due aux charges sur trottoirs est donnée par la relation suivante :

$$f = \frac{5ML^2}{48EI} = \frac{5 * 0,258 * 26,25^2}{48 * 210000 * 0,005875} = 0,0015 \text{ m} = 1,5 \text{ mm}$$

**Calcul de la flèche admissible :**

La flèche admissible est égale au 1/500<sup>e</sup> de la portée.

$$f = \frac{L}{500} = \frac{26,25}{500} = 52,5 \text{ mm}$$

**Vérification de la résistance sous charges d'exploitation :**

La flèche maximale sous charge d'exploitation est de :

$$f' = 1,5 + 33,46 = 34,96 \text{ mm}$$

Cette valeur est inférieure à la valeur admissible considérée pour la même portée de 26,25 m.

$$f' = 34,96 \text{ mm} < f = 52,5 \text{ mm}$$

**Conclusion** : Le critère de limitation de la flèche à l'ELS est satisfait.

▪ **Stabilité de forme des poutrelles :**

On vérifie ici que les poutrelles ne déversent pas sous leur poids propre et sous le poids du béton frais durant la phase de bétonnage.

La contrainte due à la flexion est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_f = 1,35\sigma_l + 1,6e$$

Avec :

$\sigma_l$  : la contrainte sous le poids des poutrelles

$\sigma_e$  : la contrainte sous le poids du béton frais et la charge forfaitaire du chantier sui est prise égale à 50 daN/m<sup>2</sup>.

Après calcul, les contraintes  $\sigma_e$  et  $\sigma_l$  sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_l = \frac{P_{poutrelles} * L^2(m)}{8W_{el,y}} = \frac{2,04 * 26,25^2}{8 * 6241.10^{-6}} = 28,15 \text{ MPa} \\ \sigma_e = (P_{béton} + P_{chantier}) * \frac{L^2(m)}{8W_{el,y}} = (210,912 + 12,2 * 0,5 * 26,25) * \frac{26,25^2}{8 * 6241.10^{-6}} = 206,60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

D'où

$$\sigma_f = 1,35\sigma_l + 1,6\sigma_e$$

$$\sigma_f = 368,57 \text{ MPa}$$

**Contrainte critique de déversement (méthode simplifiée) :**

Elle est donnée par la méthode simplifiée telle que :

$$\sigma_f^* = \frac{\pi^2 E I_s}{l^2 \omega} = \frac{E}{12} \left( \frac{\pi b}{l} \right)^2 \text{ avec } l = 0,7L \text{ la longueur de flambement}$$

Et vérifie la relation suivante

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left( 1 - \frac{0,375\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) \text{ si } \sigma_f^* \geq 0,75\sigma_e \\ f(\sigma_f^*) = 0,66 * \sigma_f^* \text{ si } \sigma_f^* \leq 0,75\sigma_e \end{array} \right.$$

On a :

$$\sigma f^* = \frac{E}{12} \left( \frac{\pi b}{l} \right)^2 = \frac{210000}{12} * \left( 3,14 * \frac{0,30}{26,25 * 0,7} \right)^2$$

$$\sigma f^* = 46,04 \text{ MPa}$$

Or  $0,75\sigma_e = 355 * 0,75 = 266,25 \text{ MPa} > \sigma f^*$  donc

$$f(\sigma f^*) = 0,66 * \sigma f^*$$

$$f(\sigma f^*) = 30,39 \text{ MPa}$$

Comme  $\sigma f > f(\sigma f^*)$ , la méthode simplifiée ne permet pas en toute rigueur d'envisager un bétonnage en une seule phase. Cependant, on peut penser qu'un calcul plus fin puisse conclure de façon favorable. On adopte alors la méthode générale.

### Contrainte critique de déversement (méthode générale) :

Elle est donnée par le calcul fin suivant :

$$\sigma f^* = \frac{h M_{cr}}{2 I} \text{ avec } M_{cr} : \text{ le moment critique de déversement}$$

Le moment critique de déversement est de la forme :

$$M_{cr} = \frac{m_1 m_2}{l} (EI_z GK)^{\frac{1}{2}}$$

Ou :

$I_z$  : le moment d'inertie de la section de la poutrelle par rapport à un axe verticale  $Gz$

$K$  : le moment d'inertie de torsion de cette meme section

$G$  : le module de déformation transversale de l'acier

$l$  : la distance entre deux contrevents

$m_1$  : un coefficient dépendants conditions d'appui de la pièce et de la disposition des charges.

Dans le cas des poutrelles entretoisées sur appuis, on a :

$$- m_1 = \frac{m'_{1.pp} + m''_{1.bm}}{pp + bm}$$

Avec :

$m'_{1} = 3,54$  sous l'effet du poids propre des poutrelles, noté  $pp$

$m''_{1} = 3,54 \left[ \left( 1 + \left( \frac{2,1}{a^2} \right)^{\frac{1}{2}} + \left( \frac{1,45}{a} \right) \right] \right.$  sous l'effet du poids du béton mou, noté  $bm$

-  $m_2$  : un coefficient dépendant du paramètre  $a$  :

$$m_2 = \left[ 1 + \frac{\pi^2}{a^2} \right]^{\frac{1}{2}} \text{ avec } a^2 = \frac{4GK l^2}{EI_z h^2}$$

Après simplification, on a :

$$a^2 = 99,16 \text{ d'ou } a = 9,96$$

$$m1 = 4,03$$

$$m2 = 1,05$$

Ainsi

$$M_{cr} = 0,54 \text{ MN}$$

Et

$$\sigma_{f*} = \frac{h M_{cr}}{2 I}$$

$$\sigma_{f*} = 86,24 \text{ MPa}$$

Donc

$$f(\sigma_{f*}) = 0,66 * \sigma_{f*} = 56,92 \text{ MPa}$$

On constate que  $f(\sigma_{f*}) = 56,92 \text{ MPa} < \sigma_{f*} = 86,24 \text{ MPa}$  donc le bétonnage se fera en plusieurs phases.

**Calcul de  $\sigma_{f*}$  lors de la seconde phase de bétonnage et lors des phases suivantes :**

On suppose que l'âme est encastree dans le béton et la membrure inférieure tendue ne peut se déplacer horizontalement ou tourner librement. La contrainte critique de déversement est alors :

$$\sigma = \frac{2}{\omega} * (E \cdot I_s \cdot k)^{\frac{1}{2}} \text{ Avec } k = \frac{3Ei}{h^3} = \left( 3 * 210000 * \frac{0,0003109}{0,69^3} \right)$$

$$\sigma = \frac{2}{0,3 * 0,027} * \left( 210000 * \frac{0,3 * 0,027}{12} * 596,23 \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma = 163,86 \text{ MPa}$$

Soit

$$\sigma_{f*} = E \left[ \frac{ba^3}{12 * e * h^3} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma_{f*} = 203,52 \text{ MPa}$$

Donc,

$$f(\sigma_{f*}) = 134,32 \text{ MPa}$$

▪ **Etude de la flexion transversale :**

**Calcul des coefficients de répartition transversale (CRT) et justification de la section vis-à-vis de la flexion transversale :**

On a  $\theta = 0,057$  et  $\alpha = 1$ , donc les CRT obtenus par la méthode de Guyon-Massonnet-Barrès, sont donnés par :

$$CRT = \frac{K}{n} \text{ ou } K = K1 \text{ et } n = 15 \text{ poutrelles}$$

Les valeurs des CRT obtenus à l'ELS sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau 15 : Coefficients de répartition transversale à l'ELS**

$\theta = 0,1$	$-\frac{3}{4}b$	$-\frac{b}{2}$	$-\frac{1}{4}b$	0	$\frac{1}{4}b$	$\frac{1}{2}b$	$\frac{3}{4}b$
K1	0,9641	0,9756	0,9873	0,9993	1,0116	1,0241	1,0369

Le moment sollicitant maximum à l'ELS est obtenu avec la combinaison :

$$M_s = MG_{max} + M_{q1}$$

$$M_s = M, \text{ section résistante} + \begin{cases} 1,2M_{q1} \text{ avec } Q1 = A(l), B \\ M_{q1} \end{cases}$$

$$M_s = 18,41 \text{ MN/ml}$$

Le détail des calculs est joint en ANNEXE VI de ce document.

#### Calcul et choix des sections d'armatures :

Les sections d'armatures sont calculées conformément aux règles du BAEL 91 modifié 99 et des prescriptions du guide de conception et de calcul des ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées. On considère la fissuration du béton comme étant préjudiciable (FP). Le tableau suivant récapitule les valeurs principales retenues pour le ferrailage du tablier à poutrelles enrobée :

**Tableau 16 : Ferrailage du tablier à poutrelles enrobées**

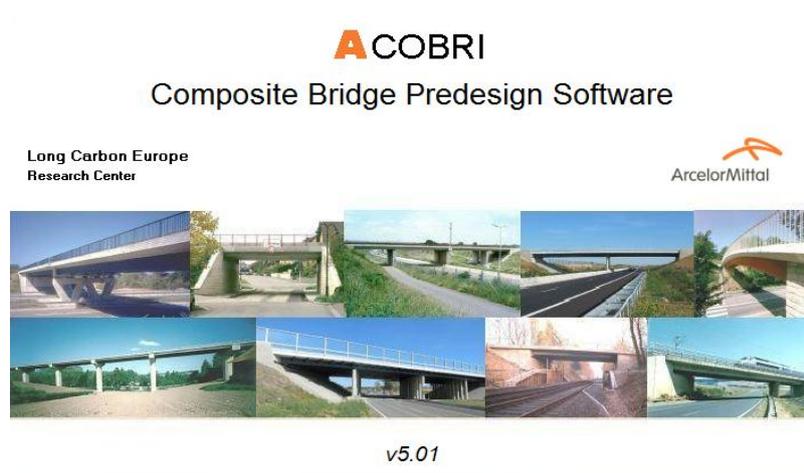
Armatures transversales	Aciers inférieurs	Aciers supérieurs
En travée	6 HA 20	5 HA 16
Sur appui	Moins d'armatures qu'en travée (3 HA 16)	
Armatures longitudinales	8 HA 16	
Ferrailage de peau	4 HA 12	
Armatures de liaisonnement (corniches, bordures)	Conserver le ferrailage des corniches et bordures du tablier mixte bipoutres	

Les détails de calcul sont joints en ANNEXE VI du présent document.

#### b. Vérification du dimensionnement :

Les résultats obtenus après dimensionnement par la méthode classique telle que la présente le guide de conception et de calcul des ponts routes à tablier en poutrelles enrobées, feront l'objet d'une vérification dans les lignes qui suivent. Le logiciel utilisé pour cette vérification est le logiciel ACOBRI, développé par le Centre Technique Industriel de la Construction Métallique (CTICM) pour le compte du groupe sidérurgique Arcelor Mittal.

#### ➤ Présentation du logiciel ACOBRI :



**Figure 6 : Démarrage du logiciel ACOBRI**

ACOBR I est un logiciel développé par le CTICM pour le compte d'Arcelor Mittal, pour le prédimensionnement des ouvrages avec tablier mixte. Il a été conçu pour la vérification des poutrelles laminées jouant le rôle de poutres principales dans les ponts-routes, les ponts rails et les passerelles piétons. Ce logiciel traite des différents ponts mixtes tels que les ouvrages à poutrelles enrobées, les ouvrages PrecoBeam et les ouvrages à type poutre sous voie (poutrelles en I ou en caisson). Les calculs, effectués selon les Eurocodes permettent la vérification, entre autres, de :

- la résistance en flexion des sections,
- la résistance à l'effort tranchant,
- la résistance au voilement de l'âme,
- les flèches et les rotations.

➤ **Autre logiciels conçus par Arcelor Mittal :**

Le CTICM a développé beaucoup d'autres logiciels intervenant dans la construction métallique; il s'agit par exemple de :

▪ **Platine X, CorniX, Soudix, Boulons : intervenant dans la vérification des assemblages**

▪ **LTBeam pour le calcul du moment critique de déversement des poutres en acier**

▪ **Propmix pour le calcul des propriétés élastiques et plastiques des sections mixtes**

➤ **Vérification du dimensionnement :**

Ci-dessous, la vérification des armatures effectuée grâce au logiciel ACOBR I.

 <b>ACOBRI</b> ArcelorMittal Composite Bridge Predesign (v5.01)	<b>2IE - OUOBA Shuyah Tani Aurore</b>
	Nom de l'affaire : Projet de Fin d'Etudes (Master 2 GC-ROA)
	Référence de l'affaire :
Commentaire :	
<b>Armatures minimales de dalle à poutrelles enrobées</b>	
Référence :	EN 1994-2 7.5.3
Aire d'armatures supérieures :	$A_{s,top} = 16.8 \text{ cm}^2$ par mètre de largeur de dalle
Aire minimale d'armatures :	$A_{s,min} = 8.7 \text{ cm}^2$ par mètre de largeur de dalle
Critère ( $A_{s,top} \geq A_{s,min}$ ) vérifié	
Espacement des armatures :	$s = 120.0 \text{ mm}$
Critère ( $100 \text{ mm} \leq s \leq 150 \text{ mm}$ ) vérifié	
<b>Fissuration de la dalle :</b>	
Diamètre de barre maximal (EN1994-2:2005 Tableau 7.1; $w_k = 0,2 \text{ mm}$ )	$\phi_{max} = 24.97 \text{ mm}$
Espace de barre maximal (EN1994-2:2005 Tableau 7.2; $w_k = 0,2 \text{ mm}$ )	$s_{max} = 200.00 \text{ mm}$
Pour le lit supérieur d'armatures :	$\phi = 16.00 \text{ mm}$
	$s = 120.00 \text{ mm}$
Attention : le ferrailage doit satisfaire au moins une de ces deux conditions.	

**Figure 7 : Vérification des armatures avec le logiciel ACOBRI**

Les contreflèches calculées par le logiciel pour chaque travée sont :

- **12,4 cm pour les travées 1 et 3**
- **3,7 cm pour les travées 2 et 4**

La note de calcul détaillée de la vérification par le logiciel ACOBRI est jointe en Annexe VII du présent document.

### **7. Dimensionnement des dispositifs anti-déversant :**

Le type de dispositif anti-déversant retenu est de type treillis Warren en cornière (SETRA et SNCF, 1995). Les calculs détaillés, les hypothèses considérées et les plans des dispositifs antidéversants sont joints en Annexe VI.

Les dispositifs anti-déversant retenus sont des cornières **63\*63\*6** avec des barres d'écartements espacées de 05m les unes des autres. Chaque assemblage aile-cornière sera assuré par deux (02) boulons HR 10.9 de 14 mm de diamètre.

### **8. Dimensionnement des assemblages de la charpente métallique :**

La charpente métallique constitués de poutrelles HE A 700 est assemblée par soudure bout à bout. Ce genre de soudure ne nécessite aucun calcul de dimensionnement ou de vérification, car on admet qu'il y a continuité de la matière. Cependant, l'épaisseur de la soudure doit être égale au moins à l'épaisseur de la pièce la plus mince ; ici, toutes les pièces ont la même épaisseur soit 27 mm.

La valeur retenue pour l'épaisseur des soudures bout-à-bout est :

$$a \geq 27 \text{ mm ; on prendra } a = 30 \text{ m}$$

Les prescriptions réglementaires et le mode d'exécution des soudures bout à bout prescrits par le guide de conception et de calcul des tabliers à poutrelles enrobées sont détaillés en Annexe VI.

### 9. Dimensionnement des équipements :

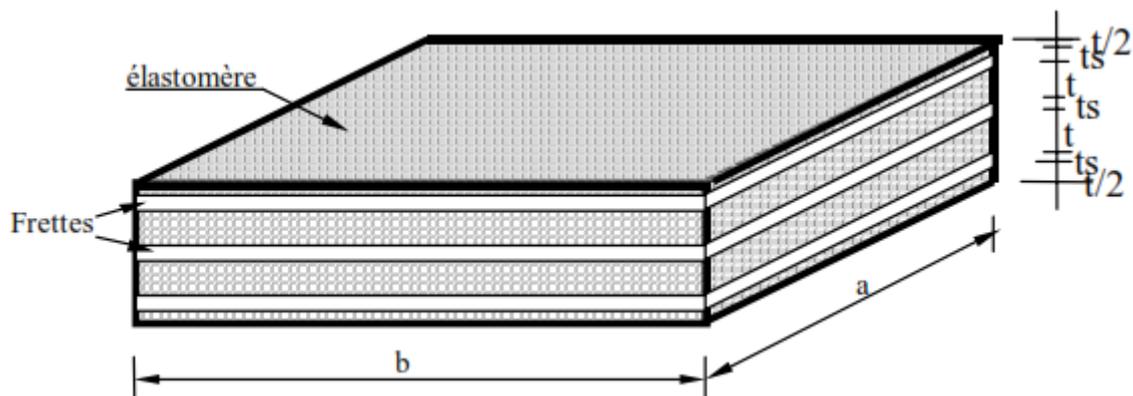
Les détails de calcul du dimensionnement des équipements sont joints en Annexe VIII. Nous présenterons dans cette partie les principaux résultats obtenus uniquement.

#### a. Dimensionnement des appareils d'appuis :

Dans le cadre de notre ouvrage, nous utiliserons les appareils d'appui en élastomère fretté sur piles et les appareils d'appui glissants en caoutchouc sur culées. Seuls les appareils d'appui en élastomère fretté feront l'objet d'un dimensionnement (SOLETANCHE FREYSSINET, 2016).

##### ➤ Généralités sur les appareils d'appui en élastomère fretté :

Un appareil d'appui en élastomère fretté se présente généralement comme suit :



**Figure 8 : Appareil d'appui en élastomère fretté**

Avec :

- a : Dimension du plan de côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage
- b : Dimension du plan de côté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage
- t : épaisseur d'un feuillet élémentaire de l'élastomère
- ts : épaisseur d'une frette intermédiaire
- T : épaisseur totale de l'élastomère

##### ➤ Dimensionnement des appareils d'appui :

On utilise les réactions d'appareils d'appui calculées par ACOBRI. Le tableau récapitulatif est joint en Annexe VII. On procèdera au dimensionnement de l'appareil d'appui le plus sollicité : il s'agit de l'appareil situé sous la poutre 10 sur la pile P1 et soumis à  $N_{max} = 892,03$  kN et  $N_{min} = 547,23$  kN.

La désignation de l'appareil d'appui retenue est :

$$250 * 300 * 6 * (8 + 3)$$

Le tableau suivant donne les contraintes obtenues avec l'appareil d'appui ainsi dimensionné :

**Tableau 17 : Vérification des contraintes et déformations de l'appareil d'appui**

	Valeur limite	Valeur calculée	Conclusion
Contrainte de compression	15 Mpa	11,89 Mpa	OK
Contrainte de cisaillement (Effort vertical)	2,8 Mpa	2,09 Mpa	OK
Contrainte de cisaillement (Effort horizontal)	0,4 MPA	0,358 Mpa	OK
Stabilité au glissement	2 Mpa	7,72 Mpa	OK
	0,3 MN	0,434 MN	OK
Limitation à la distorsion	0,25	0,225	OK
Condition de non flambement	3,96 MN	2,68 MN	OK

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le choix de l'appareil d'appui est bon.

**b. Dimensionnement des bossages d'appui :**

➤ **Dimensionnement des bossages d'appui :**

D'après le document du SETRA, les dimensions du bossage d'appui présenteront un débordement de 5 cm par rapport à l'appareil d'appui. Les dimensions des bossages d'appuis sont :

$$A = 35 \text{ cm}$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$Hi = 10 \text{ cm}$$

➤ **Ferraillage des bossages d'appui :**

Les armatures du bossage d'appui doivent reprendre environ 4% de l'effort normal maximum (Nmax). On choisit donc 4 HA 12 pour une section réelle de 4,52 cm<sup>2</sup>.

**c. Dimensionnement des joints de chaussée :**

On choisira un joint de chaussée de type WOSD50 capable d'assurer un souffle de 50 mm (SETRA et RST, 2007).

Le détail des opérations ayant conduit à ce choix est joint en Annexe VIII.

### **10. Dispositions relatives au drainage et à l'évacuation des eaux :**

L'évacuation des eaux de surface est nécessaire afin d'assurer la sécurité des usagers du pont, mais également la durabilité de la structure. Dans le cas de la variante à poutrelles enrobées, l'évacuation des eaux est prévu grâce à la présence de caniveaux fil d'eau, au niveau de la chaussée. En effet, la double pente transversale de 2,5 % de la chaussée va faciliter le recueil et l'écoulement des eaux dans ces caniveaux. Une fois recueillies dans le fil d'eau, les eaux seront évacuées par des gargouilles situées au niveau de chaque appui intermédiaire, de part et d'autre du tablier (SETRA, 1989).

### **11. Signalisations et divers :**

On propose l'installation de panneaux de signalisation de dangers temporaires au niveau des voies de déviation, durant la phase d'exécution du chantier, afin d'assurer la sécurité des usagers et des panneaux de localisation E31 « traversée de lieux-dits », à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

## **IV. TECHNIQUE DE MISE EN ŒUVRE DES SOLUTIONS ETUDIÉES :**

Nous nous intéresserons dans cette partie, à la technique générale de mise en œuvre du tablier pour chacune des solutions envisagées, c'est-à-dire le tablier de la solution mixte bipoutre « acier-béton » et le tablier de la solution à poutrelles enrobées (SETRA et SNCF, 1995).

### **1. Mise en œuvre d'un tablier mixte bipoutre :**

La solution tablier mixte présente un tablier comportant deux (02) parties distinctes :

- Une ossature métallique ;
- Une dalle en béton armé dont la liaison avec l'ossature métallique est assurée par des connecteurs de type goujons.

#### **a. Ossature métallique :**

D'un point de vue général, et en ce qui concerne la mise en œuvre de l'ossature métallique, la méthode employée dépendra de plusieurs facteurs tels que la nature de l'obstacle à franchir, la topographie du site, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage et la nature (indépendantes ou continues) des travées et leur hauteur qui peut varier.

Dans notre cas, la solution retenue est à trois (03) travées continues à hauteur constante tout le long de l'ouvrage : ici, la méthode qui a été employée, est le lançage. Il a consisté à :

- Assembler les éléments de la structure métallique (PRS, entretoises et connecteurs) sur une aire de montage située dans le prolongement de l'ouvrage et à l'une de ses extrémités.
- Une fois l'assemblage terminé, la structure est poussée (ou tirée) dans sa position définitive. Les extrémités de la structure (dont le schéma statique est semblable à une poutre en porte à faux), ont été munies d'un avant-bec chacun. L'avant bec a pour rôle de réduire les

efforts dans la structure, d'assurer l'équilibre statique de l'ouvrage et de faciliter l'accostage de l'extrémité sur les bossages des culées.

On note que lors du lançage du pont mixte « acier-béton » bipoutre de Boromo, la structure métallique a été lancée en plusieurs étapes, du fait de sa longueur importante (105 ml). Aussi, le contreventement horizontal avait été assuré par la présence de grues télescopiques, en attendant la mise en place de la dalle.

#### **b. Mise en œuvre de la dalle en béton armé :**

La dalle en béton armé peut être soit coulée en place (mise en œuvre in situ), soit préfabriquée (mise en œuvre foraine).

Bien que le coulage en place de la dalle soit le procédé généralement utilisé, dans le cas du pont de Boromo, les dalles ont été préfabriquées et posées sur site selon la chronologie suivante :

- Préfabrication des prédalles ;
- Préfabrication des dalles et pièces de pont (corniches, contres corniche, etc.) ;
- Installation des prédalles ;
- Installation des dalles ;
- Coulage du béton ;
- Installation des pièces de pont.

#### **2. Mise en œuvre d'un tablier à poutrelles enrobées :**

La mise en œuvre des tabliers à poutrelles enrobées suit une chronologie très particulière tel que décrite ci-après :

- la préparation des poutrelles,
- la manutention des poutrelles,
- le coffrage,
- le liaisonnement des poutrelles par tiges filetées,
- le maintien des poutrelles au déversement,
- le ferrailage,
- le bétonnage,
- la mise en place définitive des tabliers.

La mise en œuvre détaillée des tabliers en poutrelles enrobées, telle que recommandée par le guide de conception et de calcul des ponts à poutrelles enrobées du SETRA est joint en Annexe XI.

### **3. Evaluation des compétences techniques existantes dans la mise en œuvre des solutions envisagées :**

En ce qui concerne les compétences techniques des entreprises pour la mise en œuvre des solutions envisagées, on constate que la vulgarisation des ponts mixtes multi poutres a facilité une importante compétence technique dans la mise en œuvre de cette solution. En effet, la rareté des tabliers à poutrelles enrobées en général et plus particulièrement en Afrique rend l'évaluation des compétences techniques requises pour sa mise en œuvre encore plus difficile. Cependant, l'évolution actuelle dans le domaine des structures métalliques pourrait changer la donne, notamment en Afrique.

Egalement, l'Entreprise MATIERE sollicitée par SOGEA SATOM comme sous-traitant pour la fabrication et le lancement de la charpente métallique a déjà eu à travailler sur des chantiers de ponts à tablier à poutrelles enrobées, comme par exemple le pont à poutrelles enrobées à Juvisy-Sur-Orge dans l'Essonne (France). De ce fait, elle serait à mesure de réaliser ce type d'ouvrage.

### **V. RAPPEL DES RESULTATS ET CONCLUSION :**

Bien que la mise en œuvre de la variante de tablier à poutrelles enrobées semble la plus rapide et donc puisse permettre un gain important en temps dans la durée d'exécution du chantier, un problème subsiste néanmoins : il s'agit du manque de compétences techniques de la part des entreprises locales (au Burkina et dans la sous-région) pour sa mise en œuvre. Cependant, au regard de ses avantages, il serait judicieux de faire appel à une entreprise internationale possédant des références de prestations dans le domaine.

## **CHAPITRE IV : ETUDE DE FAISABILITE FINANCIERE**

### **I. INTRODUCTION :**

L'étude financière ou étude des couts des solutions proposées permettra l'étude économique de ces solutions. Dans les lignes qui suivent, nous allons dans un premier temps, présenter le devis estimatif de la solution retenue par l'entreprise, c'est-à-dire un pont mixte bipoutre. Ensuite, nous présenterons le devis estimatif de la variante à poutrelles enrobées proposée. Enfin, nous procéderons à l'étude comparative économique à proprement parler.

### **II. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA SOLUTION RETENUE :**

Le lot N°1 : Construction d'un (01) pont à poutres de 106,20 ml de long sur le Mouhoun et ses voies d'accès sur 2087 ml, des TRAVAUX DE RECONSTRUCTION DES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENTS SUR LA ROUTE NATIONALE N°1, a pour montant initial 8 964 000,06 € HT soit 10 667 020,15 € (équivalent à 5 879 998 587 FCFA HT soit 6 997 106 537 FCFA TTC). Le devis quantitatif et estimatif de ce lot (TR-Engineering et CINTECH, 2017) comporte 09 postes à savoir :

- Poste 100 : Installation et repli de chantier ;
- Poste 200 : Travaux préparatoires ;
- Poste 300 : Terrassements généraux ;
- Poste 400 : Chaussée ;
- Poste 500 : Ouvrages d'assainissement ;
- Poste 600 : Signalisation – divers ;
- Poste 700 : Travaux connexes ;
- Poste 800 : Concessionnaires ;
- Poste 900 : Ouvrages d'Art-Superstructures.

L'objectif de notre étude étant l'étude comparative entre deux variantes de tablier, nous nous intéresserons au poste 900 uniquement. Cependant, seuls les éléments relatifs à l'exécution du tablier seront retenus.

Le devis estimatif et quantitatif du tablier mixte bipoutre est joint dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 18 : Devis quantitatif et estimatif de la solution retenue – Tablier mixte « acier-béton » bipoutre**

N° (a)	DESIGNATION (b)	UNITE (c)	PRIX UNITAIRES en € (d)	QUANTITES (e)	TOTAL (f = d*e)
	<b>Poste 900 - Ouvrages d'art-Superstructures</b>				
904.6	Béton B30 pour poutres préfabriquées	m3	583,22	511,90	298 550,32
904.7	Béton B30 pour hourdis au-dessus des poutres	m3	442,41	367,80	162 718,40
904.8	Béton B25 pour corniches, trottoirs sur ouvrage	m3	369,23	188,20	69 489,09
905.5	Acier haute adhérence Fe500 pour poutres préfabriquées	Kg	1,40	61 421,00	85 989,40
905.6	Acier haute adhérence Fe500 pour hourdis	Kg	1,40	40 453,00	56 634,20
905.6.1	Tablier métallique	FF			1 172 383,60
905.7	Acier haute adhérence Fe400 pour corniches et trottoirs sur ouvrage	Kg	1,40	15 054,00	21 075,60
907.1	Fourniture et pose des appareils d'appui	dm3	118,13	337,50	39 868,88
907.3	Fourniture et pose de joint de dilatation SHW T140	MI	706,83	11,30	7 987,18
907.4	Fourniture et pose des cornières de 100x100x12	MI	342,45	33,90	11 609,06
907.5	Fourniture et pose de garde-corps type S8	MI	207,28	232,00	48 088,96
907.6	Fourniture et pose d'un avaloir avec tube d'assainissement	U	500,75	10,00	5 007,50
907.7	Fourniture et mise en œuvre d'une chape d'étanchéité sur le tablier	m²	27,70	859,10	23 797,07
	<b>Total en euros HT</b>				<b>2 003 199,24</b>
	<b>Total en FCFA HT</b>				<b>1 314 012 564,53</b>

Le tablier mixte bipoutre revient donc à 2 003 200 € HT-HD soit 1 314 012 565 FCFA HT. Ce montant représente environ 22 % du montant initial du marché du lot 1 (voire 9 postes ci-dessus cités).

### **III. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA VARIANTE PROPOSEE :**

Les étapes détaillées ayant permis de déterminer les quantités de la variante proposée sont données en Annexe X du présent document.

Le devis quantitatif et estimatif de la variante à poutrelles enrobées que nous proposons est joint dans le tableau ci-après:

**Tableau 19 : Devis quantitatif et estimatif de la variante proposée – Tablier à poutrelles enrobées**

N° (a)	DESIGNATION (b)	UNI TE (c)	PRIX UNITAIRES en € (d)	QUANTITES (e)	TOTAL (f = d*e)
	Béton B30 pour enrobement des poutrelles	m3	442,41	534,24	236 353,12
	Béton B30 pour couverture en béton	m3	442,41	109,62	48 496,98
	Béton B25 pour corniches, trottoirs sur ouvrage	m3	369,23	188,20	69 489,09
	Acier haute adhérence Fe400 pour ferrailage de la dalle	kg	1,40	51 786,52	72 501,13
	Acier haute adhérence Fe400 pour corniches et trottoirs sur ouvrage	kg	1,40	15 054,00	21 075,60
	Profilés métalliques HE 700A	FF	1 249 890,60	1,00	1 249 890,60
	Coffrage en plaques de fibro ciment Eterboard ®	u	263,00	280,00	73 640,00
	Fourniture et pose des appareils d'appui en élastomère fretté	dm3	34,95	222,75	7 785,11
	Fourniture et pose de joint de dilatation WOSD50	ml	400,00	24,00	9 600,00
	Fourniture et pose des cornières de 63x63x6	ml	327,00	31,00	10 137,00
	Fourniture et pose de dispositifs antidéversants (barres d'écartement, tubes filetés)	FF	40 000,00	1,00	40 000,00
	Fourniture et pose de garde-corps type S8	ml	207,28	212,40	44 026,27
	Fourniture et pose de gargouille en PVC (DN100)	u	131,38	6,00	788,28
	<b>Fourniture et mise en œuvre d'une chape d'étanchéité sur le tablier</b>	m²	27,70	840	23 268,00
	<b>Total en euros HT</b>				<b>1 907 051,18</b>
	<b>Total en FCFA HT</b>				<b>1 250 943 571,60</b>

#### **IV. ETUDE COMPARATIVE ENTRE LES DEUX SOLUTIONS ENVISAGEES :**

##### **4. Du point de vue quantitatif :**

##### **a. Détermination de la quantité totale d'acier mis en œuvre :**

La quantité totale d'acier mise en œuvre, concernera seulement les aciers utilisés comme armatures passives du tablier, en faisant abstraction des aciers utilisés pour les corniches et trottoirs :

##### ➤ **Pour la solution retenue :**

On a :

$$P_{s,tot1} = P_{s, hourdis} = 40453$$

$$P_{s,tot,1} = 40\,453 \text{ kg}$$

##### ➤ **Pour la variante proposée :**

On a :

$$P_{s,tot2} = 51\,786,52 \text{ kg}$$

##### **b. La quantité totale de béton mise en œuvre :**

La quantité totale de béton mise en œuvre, concernera seulement le béton utilisé pour le tablier, en faisant abstraction du béton utilisé pour les corniches et trottoirs :

##### ➤ **Pour la solution retenue :**

On a :

$$P_{c,tot1} = P_{c,poutre} + P_{c, hourdis} = 511,9 + 367,8$$

$$P_{c,tot,1} = 879,70 \text{ m}^3$$

##### ➤ **Pour la variante proposée :**

On a :

$$P_{c,tot2} = P_{c, enr} + P_{c, couv} = 534,24 + 109,62$$

$$P_{c,tot2} = 643,86 \text{ m}^3$$

##### **c. Détermination du poids des ossatures métalliques :**

Le poids des charpentes métalliques est donné ci-dessous :

##### ➤ **Pour le tablier de la solution retenue :**

On applique la formule suivante (CALGARO, 2000) :

$$P_{tablier, bipoutre} \text{ (kg/m}^2\text{)} = 0,105X^{1,6} + 100$$

$$P_{tablier, bipoutre} = 0,105 * (45 + 30 + 30)^{1,6} + 100$$

$$P_{tablier, bipoutre} = 279,93 * 12 + 60\%(Ltr * 2) = 3\,361,56 \text{ t}$$

##### ➤ **Pour le tablier à poutrelles enrobées :**

$$P_{ppe} = 2,04 * 105 * 15 = 3\,213 \text{ t}$$

### 5. Du point de vue économique :

Les couts totaux des deux (02) variantes sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 20 : Etude économique entre la solution retenue et la variante proposée**

<u>Solution retenue :</u> Tablier mixte « acier-béton » bipoutre		<u>Variante proposée :</u> Tablier à poutrelles enrobées	
Prix en € HT	Prix en FCFA HT	Prix en € HT	Prix en FCFA HT
2 003 200	1 314 012 565	1 907 052	1 250 943 572

On constate que la variante à poutrelles enrobées est moins chère que la solution mixte « acier-béton » retenue.

L'écart de cout entre les deux (02) types de tablier est de :

$$Ecart = 2\,003\,200 - 1\,907\,052$$

$$Ecart = 96\,148 \text{ € HT}$$

Soit,

$$Ecart = 63\,068\,993 \text{ FCFA HT}$$

### V. Conclusion :

De l'étude comparative précédente, il ressort que :

➤ **Du point de vue quantitatif** : la solution retenue nécessite relativement plus de matériaux que la variante envisagée. Par exemple, le volume de béton mis en œuvre pour la variante proposée est de 20,8 t contre 26,7t pour la solution retenue.

Cependant, la variante à poutrelles enrobées a un poids total de 3 301t contre 3 445t pour la solution retenue.

➤ **Du point de vue économique** : Le tablier à poutrelles enrobées coûte moins cher que le tablier mixte « acier-béton » de la solution retenue, à raison de 63 066 992,93 FCFA HT-HD (soit 96 148,06 € HT).

Au regard des résultats présentés ci-dessus, on peut conclure que d'un point de vue économique, le tablier à poutrelles enrobées est économiquement favorable, comparé au tablier mixte « acier-béton » bipoutres retenu.

## **CHAPITRE V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL**

### **I. INTRODUCTION :**

L'Etude d'Impact Environnemental et Social (EIES) est un processus important et inhérent à tout projet de construction. Il permet de déterminer et d'évaluer les risques d'incidences environnementales d'un projet. Elle représente une approche proactive et préventive en matière de gestion et de protection environnementale : en effet, elle permet d'établir des mesures pouvant être adoptées pour réduire ou éviter les impacts négatifs.

Son principal objectif est la prise en compte des préoccupations environnementales et les effets susceptibles d'être générés par un projet.

Dans le cadre de ce mémoire, la variante proposée est un tablier mixte, comme la solution retenue par l'entreprise : on considère alors que l'étude environnementale et sociale réalisée pour la solution retenue est applicable à la variante que nous proposons.

### **II. RAPPEL DU CADRE LEGISLATIF REGISSANT LE PROJET :**

Au Burkina Faso, le contexte législatif et réglementaire en vigueur dans le cadre des projets de construction est l'ensemble des politiques environnementales et sociales de l'Union Européenne (UE/TRACTEBEL/SECA «Clauses environnementales à incorporer dans les DAO de travaux routiers»). A l'origine, le Plan de Gestion Environnemental et Social proposé dans le cadre du projet des TRAVAUX DE RECONSTRUCTION DES OUVRAGES DE FRANCHISSEMENT SUR LA ROUTE NATIONALE N°1 ENTRE SAKOINSE ET BOROMO – Lot 1 : PONT A POUTRES DE 105ML DE LONG SUR LE MOUHOUN, était en harmonie avec les objectifs de Planification Nationale du Développement Économique (PNDE) et le Cadre Stratégique de Lutte Contre la Pauvreté (CSLP) du Burkina Faso.

### **III. IDENTIFICATION ET EVALUATION DES IMPACTS :**

Un impact se définit comme étant un effet, positif ou négatif, suite à l'action ou la réalisation d'un projet, a ses principales phases telles que l'exécution ou l'exploitation.

De façon générale, les impacts influent sur toutes les composantes de l'écosystème (faune, flore, eau, air, etc.). On peut citer entre autres, la destruction de la faune et de la flore, la pollution sonore, la pollution de l'eau et de l'air, la sécurité et l'hygiène des habitants, l'accroissement du tourisme, etc.

Nous effectuerons une identification et une analyse plus poussées de ces impacts dans les lignes qui suivent.

### 1. Identification des impacts :

Il existe plusieurs outils d'identification des impacts ; il s'agit principalement d'un récapitulatif des impacts sous forme de tableau. Ces outils sont :

- La matrice de Léopold ;
- La matrice descriptive ;
- La matrice numérique.

Dans le cadre de ce document, la matrice de Léopold sera utilisée pour l'identification des principaux impacts.

Ceux-ci sont regroupés dans le tableau suivant, en fonction de leur nature et selon les phases (exécution ou construction et exploitation) dans lesquelles ils interviennent.

**Tableau 21 : Matrice de Léopold des impacts intervenant dans les phases principales de l'ouvrage ((TR-Engineering et CINTECH 2015)**

Impacts	Exécution		Exploitation	
	Positif	Négatif	Positif	Négatif
Pollution de l'air et pollution sonore				
Pollution et occupation des sols				
Végétation et Habitats de la faune				
Ressources en eau				
Paysage				
Sécurité et circulation du personnel et des riverains				
Revenus				
Emplois				
Perturbation des sites culturels et archéologiques, des us et coutumes				
Promotion du tourisme et de l'artisanat				
Santé et Hygiène				
Qualité de la vie				

## **2. Evaluation des impacts :**

L'évaluation des impacts permet de les classer suivant leur importance. Cette évaluation repose sur plusieurs critères tels que la portée ou l'influence spatiale, la durée de l'impact, son importance et son intensité.

L'outil utilisé pour l'évaluation des impacts est la matrice de Fecteau. Les résultats de l'analyse sont récapitulés dans un tableau en Annexe XII.

## **IV. MESURES PRISES POUR LA SOLUTION RETENUE – PONT MIXTE BIPOUTRE :**

Les mesures prises en compte sont des mesures préventives, d'atténuation et de bonification (TR-Engineering et CINTECH, 2015).

### **1. Les mesures préventives :**

Ce sont des actions destinées à éviter un impact négatif durant la conception ou lors de l'exécution du projet. Elles consistent surtout à :

- Faire des propositions techniques adaptées à l'environnement naturel et humain du projet ;
- Faire des recommandations aux entreprises et aux bureaux d'exécution via le cahier de charges ;
- Etablir des mesures de suivi et de surveillance du projet.

### **2. Les mesures d'atténuation :**

Elles visent à corriger ou atténuer un impact négatif, inévitable au projet. Généralement, elles proposent des solutions spécifiques à ces impacts et suivent certains principes tels que l'élimination ou la réduction des impacts majeurs ou la mise en œuvre par l'entrepreneur de bonnes pratiques (impacts classés d'importance mineure). L'intégralité des mesures préconisées ci-après sont issues du document UE/TRACTEBEL/SECA « Clauses environnementales à incorporer dans les DAO de travaux routiers » et des bonnes pratiques environnementales dans le cadre de projets similaires.

#### ➤ **Pendant la phase de chantier :**

On peut citer entre autres :

- L'arrosage permanent des éventuelles déviations, des pistes d'accès aux emprunts, des localités traversées, etc. ;
- L'interdiction formelle de l'élimination du couvert végétal hors des limites des emprises prévues ;
- L'installation d'un système de collecte et de gestion durable des déchets solides et liquides ;
- L'installation d'une signalisation routière adéquate ;

- Le recrutement massif de la main d'œuvre locale ;
- Le nettoyage et la remise en état des sites touchés par les travaux ;
- L'instauration d'un mécanisme participatif de concertation et de dialogue permanent avec les collectivités locales de la zone du projet dès la phase préparatoire.
- Sensibiliser les travailleurs au port des Equipement de Protection Individuelle (EPI).
- **Pendant la phase d'exploitation :**

Durant sa phase d'exploitation, le projet ne présente pas d'impacts négatifs reconnus ; cependant, il est indispensable de renforcer la sécurité par la mise en place de panneaux d'avertissements et de limitation de vitesse, des gardes corps et des passages piétons, etc.

### **3. Mesures d'accompagnement :**

Les mesures d'accompagnement portent sur des actions de formation et de sensibilisation, notamment sur divers volets tels que la sécurité routière et la santé publique et prévention des IST et VIH/SIDA. Dans ce dernier volet, les actions porteront sur :

- La sensibilisation sur les comportements sexuels à risques ;
- La mise à disposition de proximité des préservatifs ;
- La formation de personnes ressources aptes à sensibiliser les populations locales ;
- L'assurance de la pérennité des actions engagées.

Les principaux publics cibles sont les jeunes filles, les femmes, les chauffeurs routiers, les ouvriers, les usagers du tronçon et la population sexuellement active.

## **V. SUIVI ET PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL :**

### **1. Suivi environnemental et social :**

Le suivi de l'environnement est une activité indispensable dans le cadre de notre projet et les objectifs qui y sont assignés sont les suivants :

- L'établissement des protocoles simplifiés pour le suivi environnemental ;
- La définition des indicateurs généraux et spécifiques à la zone du projet en vue de favoriser une évaluation objective et un suivi environnemental et social de proximité ;
- Fixer la périodicité des interventions et la nature des tâches à réaliser ;
- Répartir les tâches de collecte de données, de saisie et d'exploitation entre les différents intervenants.

Ainsi, le suivi environnemental et social du projet portera surtout sur :

- la qualité de l'eau,
- la remise en état des emprunts, carrières et bases-vie,
- le développement socio-économique,

- le suivi des activités des acteurs locaux,
- l'environnement bioclimatique, et,
- une évaluation des activités de formation, d'information et de sensibilisation.

## **2. Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES) :**

Le PGES est un document synthétisant les différents impacts, des mesures de compensation, bonification, réduction ou de suppression de chaque impact à chaque phase de réalisation de projet, en passant de la construction à l'exploitation.

Il a pour objectif de réduire autant que possible des impacts négatifs susceptibles d'être causés par la construction du pont mixte bipoutres dans le cadre du projet de renforcement de la RN°1 entre Sakoinzé et Boromo.

Le PGES adopté par l'Entreprise est présenté en Annexe XII.

## **VI. CONCLUSION :**

Il ressort de l'étude d'impact environnemental et social, que les impacts négatifs dans la plupart des cas sont mineurs, il s'agit en effet de perturbations temporaires de faible importance.

Cependant, la réalisation du projet aura des impacts positifs significatifs sur l'environnement et la sécurité, à travers, par exemple, la création d'emplois temporaires et le développement des échanges transfrontaliers.

## CONCLUSION :

L'objectif principal de ce mémoire était de déterminer si la variante de tablier à poutrelles enrobées que nous proposons était plus avantageuse que la solution retenue par l'Entreprise, à savoir un tablier mixte « acier-béton » bipoutres ; et au cas où cette hypothèse serait vérifiée, sur quel aspect, technique ou économique, porte l'avantage.

C'est dans cette optique que l'étude s'est révélée concluante dans la confirmation de l'hypothèse à l'origine de ce document.

En effet, d'une part, du point de vue de la faisabilité technique, nous sommes arrivés à la conclusion que la variante proposée était plus rapide et facile à mettre en œuvre que la solution retenue : ce qui permet d'économiser non seulement en temps mais aussi en argent sur la réalisation de l'ouvrage.

D'autre part, du point de vue de la faisabilité financière, nous avons fait plusieurs constats. Il s'agit notamment de :

- ❖ La quantité de béton mise en œuvre pour la variante proposée est inférieure à celle mise en œuvre dans le cadre de la réalisation de la solution retenue par l'entreprise ; cependant, la quantité d'armatures passives utilisées pour la variante proposée est supérieure à celle mise en œuvre.

- ❖ Le poids total du tablier de la variante proposée (3 301 t) est inférieur au poids total du tablier de la solution retenue (3 445 t) ;

- ❖ Une comparaison des coûts de réalisation de la variante de tablier à poutrelles enrobées et du tablier mixte de la solution retenue nous indique que le tablier de la variante coûte moins chère que le tablier de la solution retenue, à raison d'environ 96 148 € HT (soit 63 068 993 FCFA HT environ).

Au vu des résultats obtenus, les tabliers à poutrelles enrobées sont économiquement rentables, d'autant plus que la durée de vie de l'ouvrage pourrait être prolongée, compte tenu de la présence des profilés en acier et des armatures passives.

Cependant, la réalisation d'un tablier à poutrelles enrobées nécessite une augmentation du nombre d'appuis qui passe de quatre (04) à cinq (05) ; cette situation nécessite un redimensionnement de ces appuis en prenant en compte d'une part les prescriptions de calcul relatives aux appuis des tabliers à poutrelles enrobées et d'autre part, les prescriptions particulières de réalisation des appuis situés dans le lit mineur de cours d'eau. Cette dernière condition est susceptible d'influer sur le prix de revient global de l'ouvrage (Appui et tablier).

## **RECOMMANDATIONS - PERSPECTIVES :**

Une étude approfondie et complète des ponts à poutrelles enrobées (PPE) est nécessaire afin de s'assurer de la rentabilité des PPE. En effet, ce mémoire a été réalisé selon les prescriptions du guide des ponts à poutrelles enrobées - Conception et calcul (SETRA et SNCF, 1995). Cependant, les récentes évolutions dans le domaine des ouvrages d'art, y compris les PPE, ont permis d'élargir leur domaine d'application : les travées maximales des PPE actuellement construits varient entre une trentaine et une quarantaine de mètres.

De plus, il est nécessaire de faire paraître plus d'ouvrages traitant de ce sujet, mais également d'encourager les entreprises à la réalisation de ce type d'ouvrage, afin de diversifier leurs compétences techniques.

## BIBLIOGRAPHIE :

### Ouvrages :

- ❖ Arcelor Mittal, s. d. « Gammes de profilés européens : dimensions nominales ». ArcelorMittal.
- ❖ BEN OUEZDOU Mongi, 2012. « Cours d'ouvrage d'art - Tome 2 : Dimensionnement ». Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis (ENIT).
- ❖ CALGARO J. A., 2000. « Projet et construction des ponts ». Ecole Nationale des Ponts et chaussées.
- ❖ CALGARO J. A. et Anne BERNARD-GELY, 1994. « Conception des ponts ». Ecole Nationale des Ponts et chaussées.
- ❖ LEGRAND Pascal, 1995. « Cours de béton armé Suivant les règles BAEL 91 et modifications 99 ». Groupe des écoles EIER-ETSHER.
- ❖ Ministère de l'équipement et du logement, et Ministère de l'économie et des finances. 1981. « Fascicule N°61-Titre II : Programme de charges et épreuves des ponts-routes ».
- ❖ OUEDRAOGO P., s. d. « Rapport hydrologique et hydraulique ». Burkina Faso: AGEIM.
- ❖ SETRA, 1989. « Assainissement des ponts routes ». SETRA.
- ❖ SETRA et RST, 2007. « Joints de chaussée des ponts-routes - Détermination du souffle aux Eurocodes ». SETRA.
- ❖ SETRA et SNCF, 1995. « Ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées - Conception et calcul ». SETRA, SNCF.
- ❖ SOLETANCHE FREYSSINET, 2016. « Les appareils d'appui mécaniques Freyssinet ». SOLETANCHE FREYSSINET.
- ❖ SOMDA A., 2017. « Rapport géologique et Géotechnique ». Burkina Faso: AGEIM.
- ❖ TR-Engineering et CINTECH, 2015. « Plan de Gestion Environnemental et Sociale (APS) ».
- ❖ TR-Engineering et CINTECH, 2017. « Rapport Annuel 2017 ». 6. Burkina Faso.
- ❖ Union Européenne, 2017. « Cahier des Prescriptions Techniques du Pont Mixte de Boromo (Volume 3bis) ».

### Sites internet :

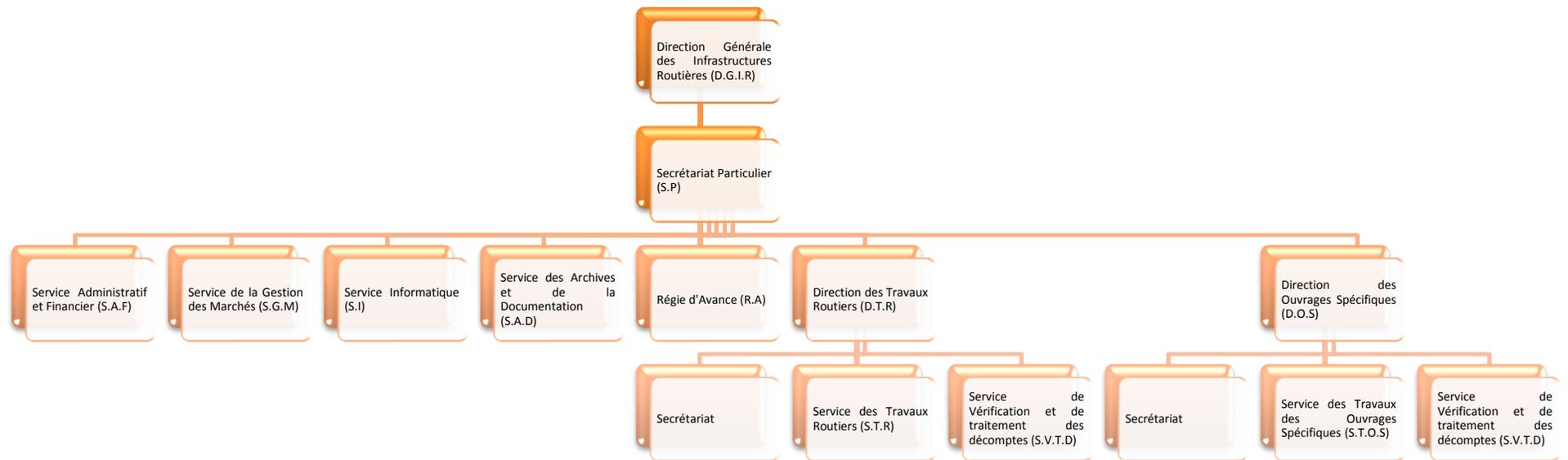
- ❖ [www.prix-construction.info](http://www.prix-construction.info) : « Software pour l'Architecture, l'Ingénierie et la Construction » Générateur de prix de la construction, CYPE Ingenieros SA ©, France. Consulté le 02 Novembre 2018.
- ❖ [www.france-steel.fr/boutique](http://www.france-steel.fr/boutique) : Boutique en ligne de profilés en acier, France. Consulté le 21 Mars 2018 et le 03 Novembre 2018.

## ANNEXES

### SOMMAIRE

<b>ANNEXE I : ORGANIGRAMME DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL.....</b>	<b>2</b>
<b>ANNEXE II : DONNEES DU PROJET.....</b>	<b>3</b>
<b>ANNEXE III : GENERALITES SUR LES PONTS.....</b>	<b>23</b>
<b>ANNEXE IV : PLANS DE LA SOLUTION RETENUE PAR L'ENTREPRISE.....</b>	<b>31</b>
<b>ANNEXE V : CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE PROPOSEE.....</b>	<b>35</b>
<b>ANNEXE VI : DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE PROPOSEE.....</b>	<b>54</b>
<b>ANNEXE VII : VERIFICATION DU DIMENSIONNEMENT PAR LE LOGICIEL ACOBRI.....</b>	<b>94</b>
<b>ANNEXE VIII : ETUDE DES EQUIPEMENTS DE LA VARIANTE PROPOSEE.....</b>	<b>94</b>
<b>ANNEXE IX : PLANS DETAILLES DE LA VARIANTE PROPOSEE – TABLIER A POUTRELLES ENROBEES.....</b>	<b>121</b>
<b>ANNEXE X : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU TABLIER A POUTRELLES ENROBEES.....</b>	<b>127</b>
<b>ANNEXE XI : MISE EN ŒUVRE DES TABLIERS MIXTES BI-POUTRES ET DES TABLIERS A POUTRELLES ENROBEES.....</b>	<b>135</b>
<b>ANNEXE XII : EVALUATION DES IMPACTS ET PLANS DE GESTION ENVIRONNEMENTAL ET SOCIALE (PGES).....</b>	<b>145</b>
<b>ANNEXE XIII : QUELQUES PHOTOS DE L'OUVRAGE MIXTE « ACIER-BETON ».....</b>	<b>151</b>

## ANNEXE I : ORGANIGRAMME DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL



## ANNEXE II : DONNEES DU PROJET

Dans cette annexe, nous présenterons en détail la brèche à franchir, les données climatiques, les données géologiques et géotechniques, et enfin les données hydrauliques et hydrologiques, tels que présentés dans le rapport de synthèse de l'Avant-Projet Descriptif du projet des travaux de reconstruction.

### I. PRESENTATION DE L'OBSTACLE A FRANCHIR :

L'obstacle à franchir est de nature fluvial. En effet, il s'agit du Fleuve Mouhoun (appartenant au bassin du Mouhoun) qui prend sa source à 70 km au sud-ouest de Bobo-Dioulasso vers une altitude de 500 m et traverse le pays dans sa partie Ouest.

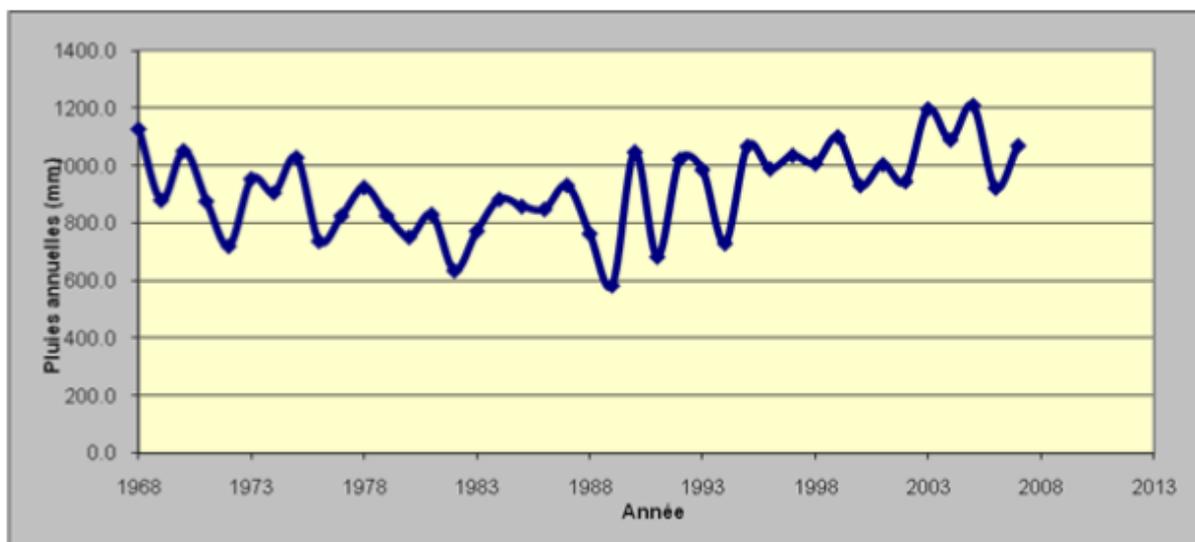
### II. DONNEES CLIMATIQUES :

#### 1. Régime climatique et températures :

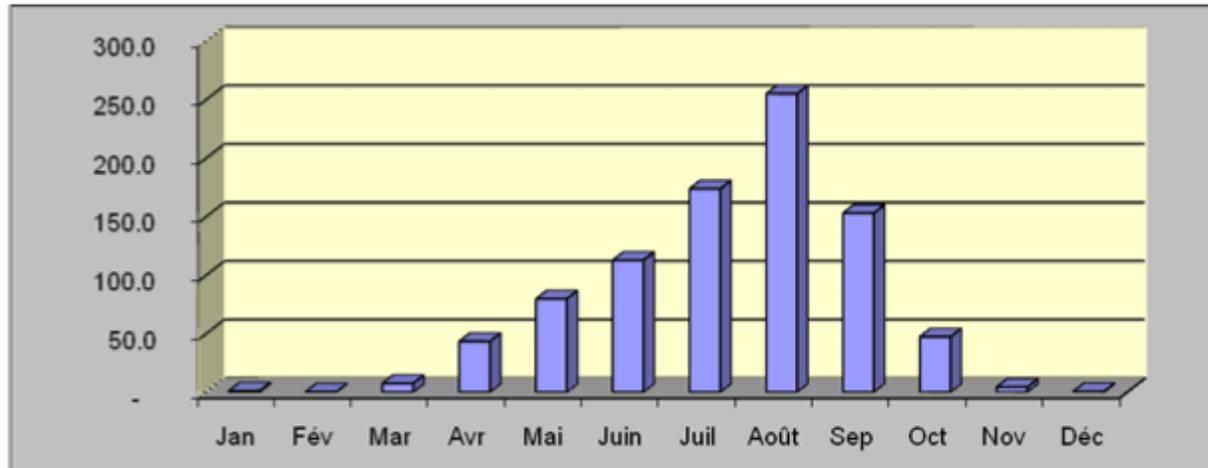
La zone où se situe le projet appartient à une zone climatique tropicale sèche de type soudanien avec des températures moyennes oscillant entre 16 et 26°C pour les mois frais et entre 33 et 40°C pour les mois chauds. Ce climat subit deux saisons, une saison sèche de Novembre à Avril et une saison pluvieuse de Mai à Octobre.

#### 2. Pluviométrie :

Les données pluviométriques fournies par la Direction de la Météorologie Nationale et concernent les périodes de 1980 à 2011. Elles ont été recueillies auprès de la station de Boromo.



**Figure 1 : Pluviométrie annuelles observées à la station de Boromo**



**Figure 2 : Pluviométrie moyenne mensuelle observée à la station de Boromo**

L'analyse statistique par la loi de Gumbel permet d'obtenir pour les fréquences décennale et centennale, les valeurs des pluies journalières décennale et centennale. Sur la base de cette analyse, la pluie journalière décennale pour la station de Boromo est estimée à 105 mm et la pluie centennale à 154 mm.

### **3. Evaporation :**

L'évaporation est relativement importante. Les moyennes varient entre 7 et 8 mm/j pendant la saison sèche et chaude, et entre 5 et 6 mm/j en saison fraîche au centre du Burkina Faso et entre 7 et 8 mm/j pendant la saison sèche et chaude, et entre 5 et 6 mm/j en saison fraîche au Sud-Ouest du pays.

L'humidité relative général oscille entre un maximum de 85% en saison des pluies et un minimum de 25% en saison sèche dans le centre du pays et entre un maximum de 94% en saison des pluies et un minimum de 10% en saison sèche vers le Sud-Ouest.

### **III. DONNEES GEOTECHNIQUES ET GEOLOGIQUES :**

D'un point de vue général, l'étude géotechnique a pour but de répondre aux difficultés liées à l'exécution des terrassements et des fondations de l'ouvrage. Il s'agit surtout de faire:

- l'étude des sols de tracé,
- la recherche de matériaux pour corps de chaussée,
- le programme de l'étude des sols de fondations des ouvrages.

L'étude géotechnique ci-après a consisté en :

- la réalisation d'essais d'identification et de portance sur les matériaux et sols de plateforme en place. Les points de sondages ont été identifiés et un profil géotechnique a été dressé pour chaque sondage ;

➤ la recherche d'emprunts de matériaux de viabilité pour les travaux de terrassement et le corps de chaussée ; ainsi que la recherche de carrière de roche massive et de sable pour mélange bitumineux et béton hydraulique (béton bitumineux, grave bitume). Des matériaux sont prélevés et soumis aux essais en laboratoire (Micro Deval, Los Angeles) ;

➤ l'étude du sol de fondation de l'ouvrage.

Cependant, dans les lignes qui suivent, nous nous intéresserons surtout à l'étude du sol de fondation de l'ouvrage.

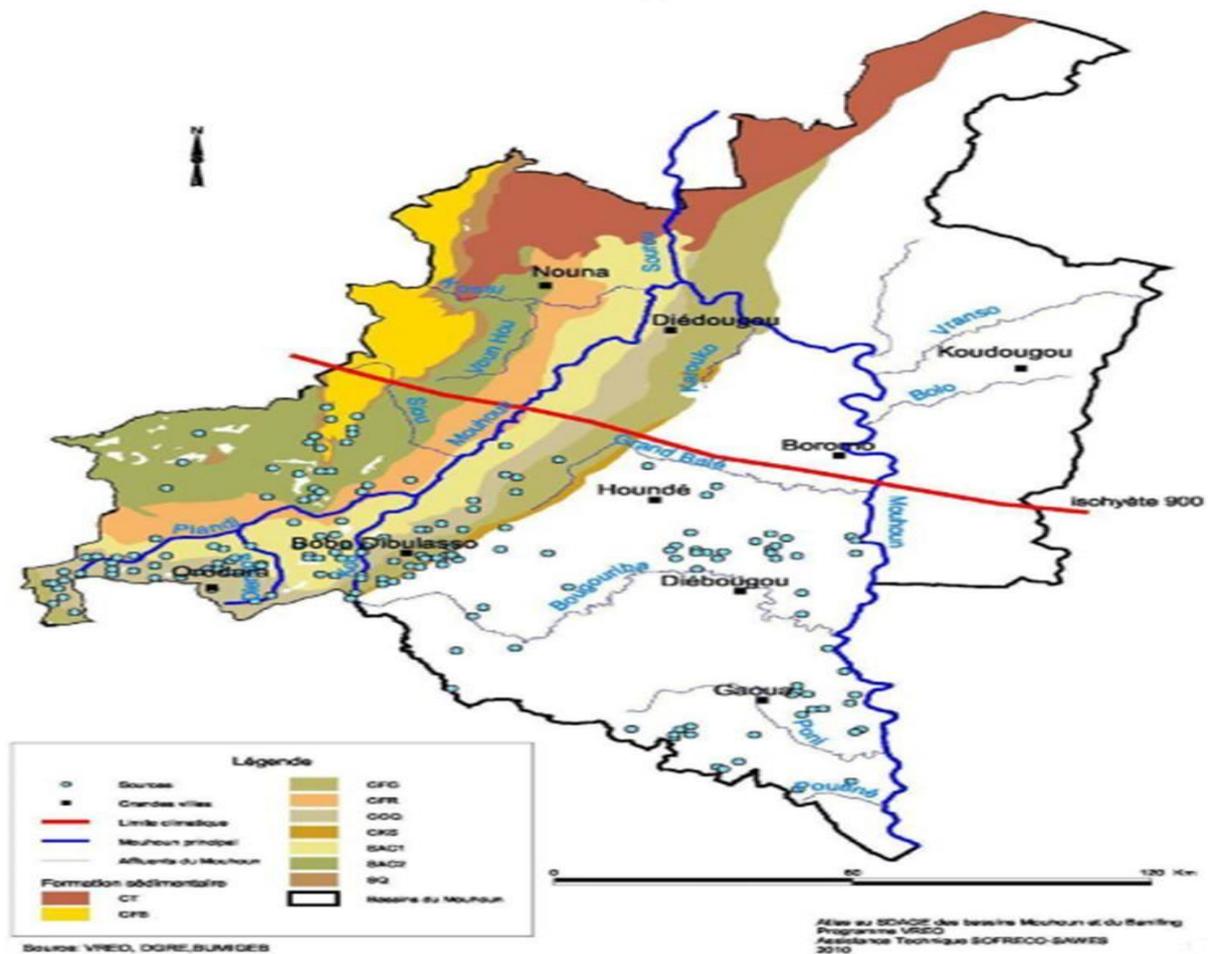
### **1. Relief et géologie du site :**

Tout comme l'ensemble du pays, la zone du projet s'étend sur une pénéplaine façonnée dans le massif précambrien caractérisée par un relief monotone dans la majeure partie des cas avec des dénivellations peu marquées. En effet, l'altitude de la zone qui entoure et alimente le bassin du Mouhoun varie de 240 à 500 m.

Sur le plan géologique, le tronçon se situe majoritairement sur le socle précambrien.

Le substratum de la route est constitué de migmatites et granites indifférenciés qui composent le précambrien D tandis que la couverture sédimentaire est constituée de cuirasses latéritiques qui se rencontrent presque partout et d'alluvions récentes.

La carte géologique de la boucle du Mouhoun et de ses environs à l'échelle 1/50000<sup>ème</sup> ci-dessous, situe le site sur les Grès à Granules de Quartz (GQG) du socle précambrien (ère primaire) :



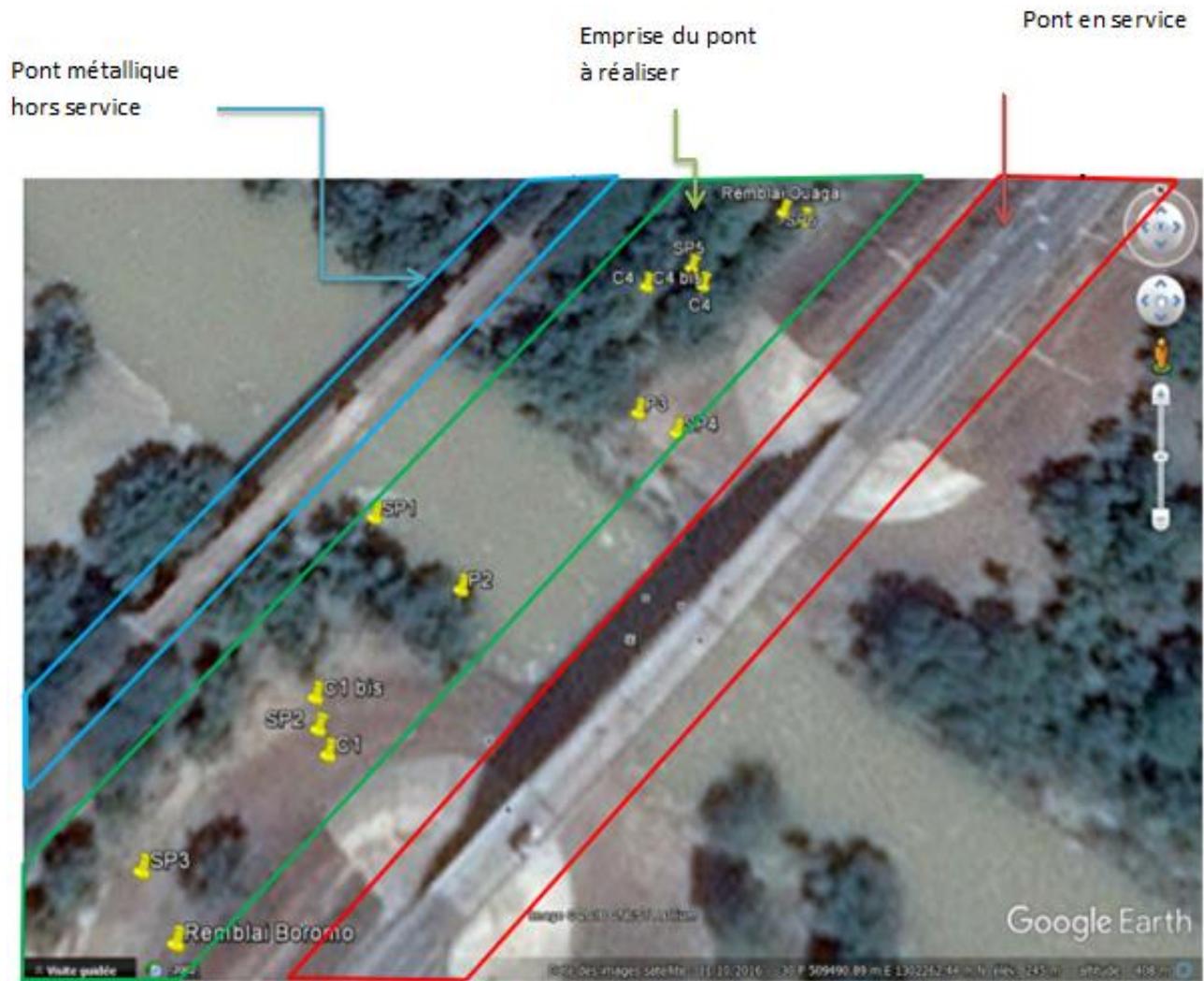
**Figure 3 : Carte géologique de la boucle du Mouhoun et de ses environs**

## **2. Etude in situ du sol de fondation de l'ouvrage :**

Sur site, l'étude du sol de fondation a consisté en l'analyse des sondages suivants :

- huit (08) sondages de reconnaissance géologique par carottage ont été réalisés. Ils sont notés de SC01 à SC08,
- six (06) sondages de reconnaissance géologique pressiométrique ont été réalisés. Ils sont notés de SP1 à SP6 et ont été fait à la tarière en diamètre 63 mm.

Ci-dessous, une vue Google Earth du site avec les ouvrages existants, l'emprise de l'ouvrage à réaliser et les points de sondage :



**Figure 4 :** Vue Google Earth du site avec les ouvrages existants, l’emprise de l’ouvrage à réalisé et les points de sondage

**a. Sondage de reconnaissance géologique par carottage :**

Les essais de carottage sont menés suivant la norme XP 94-202 et/ou suivant la norme NF-EN-ISO-22475-1. Le carottier d’un diamètre de 101 mm est descendu à des profondeurs variables atteignant au moins 10,00 m dans la roche de profondeur. Le tableau suivant regroupe les coordonnées UTM WGS84 des points de sondage par carottage relevées au GPS:

**Tableau 1: Localisation des points de sondages géologiques par carottage**

N° Sondage	Partie d'ouvrage	Coordonnées GPS		
		X	Y	Z
SC01	Remblai-Boromo	509424	1302204	244,43
SC02	Culée C1	509444	1302231	243,91
SC03	Culée C1 bis	509441	1302240	243,18
SC04	Pile P2	509464	1302258	241,29
SC05	Pile P3	509495	1302291	242,21
SC06	Culée C4	509508	1302318	241,26
SC07	Culée C4 bis	509497	1302318	241,45
SC08	Remblai-Ouaga	509525	1302335	241,25

**b. Sondage de reconnaissance géologique pressiométrique :**

Au total, six (06) sondages de reconnaissance géologique pressiométrique ont été réalisés. Ils sont notés de SP1 à SP6 et ont été réalisés à la tarière en diamètre 63 mm. Descendus à des profondeurs variables atteignant au moins 2,00 m dans la roche saine, ces sondages ont permis :

- d'identifier les formations traversées,
- de définir en coupes approximatives la nature ainsi que les limites des couches traversées.

Le tableau ci-après regroupe les coordonnées UTM WGS 84 relevées au GPS des points de sondage :

**Tableau 2 : Localisation des points de sondages géologiques par carottage**

N° Sondage	Partie d'ouvrage	Coordonnées GPS		
		X	Y	Z
SP01	PR01	509448	1302271	241,36
SP02	PR02	509442	1302235	243,51
SP03	PR03	509417	1302214	243,75
SP04	PR04	509502	1302287	242,34
SP05	PR05	509529	1302322	241,6
SP06	PR06	509529	1302333	244,26

Dans ces forages, des essais de chargement in situ de type pressiométrique suivant la norme NFP 94-110-1 ont été réalisés, avec un maillage tous les 1,00 à 1,50 m adapté à la lithologie rencontrée.

**c. Présentation des résultats :**

➤ **Essai de reconnaissance géologique par carottage :**

Les coupes lithologiques des différents sondages ont été analysées et ont permis une schématisation suivante du sol de fondation :

- Une couche de remblai latéritique dont l'épaisseur varie entre 1,45 et 2,00 m ;
- Une couche d'argile raide (couleur variant du marron au jaunâtre), issue de l'altération de la roche sur laquelle elle repose et son épaisseur varie de 2,00 à 6,00 m ;
- Une couche de roche altérée et saine.

➤ **Essai de reconnaissance géologique au pressiomètre de Ménard :**

Les essais in situ au pressiomètre ont été réalisés à la tarière de diamètre 63 mm, descendue à des profondeurs variables atteignant au moins 2,00 m dans la roche saine.

Ils ont permis d'obtenir les valeurs des modules de compressibilité  $E_{Mk}$  et de pression de rupture  $P_{I*}$ , présentées dans le tableau suivant :

**Tableau 3 : Résultats des essais pressiométrique**

Couche	Module de compressibilité $E_{Mk}$ (Mpa)	Pression de rupture $P_{1*}$ (Mpa)
Remblai latéritique	1,3	20
Argile raide de couleur variant du marron au jaunâtre	1,25	20
Roche altérée et saine	>5,00	900

### 3. Etude au laboratoire du sol de fondation de l'ouvrage :

#### a. Présentation des essais réalisés :

Les travaux réalisés en laboratoire ont consisté à la réalisation d'essais à savoir :

- 12 teneurs en eau (suivant la norme NF P 94-050),
- 12 mesures des limites d'Atterberg (suivant la norme NF P 94-051),
- 12 analyses granulométriques (suivant la norme NF P 94-056),
- 06 essais de cisaillement rectiligne (suivant la norme NF P 94-071-1),
- 06 essais œdométriques (suivant la norme NF P 94-090-1).

#### b. Présentation des résultats de l'analyse en laboratoire :

En ce qui concerne les essais géotechniques, seule la couche d'argile a fait l'objet d'essai au laboratoire. L'analyse de la couche d'argile à chaque essai au laboratoire révèle :

➤ **De l'analyse granulométrique par voie sèche des échantillons :** il ressort que le matériau est composé en grande partie de particules fines (diamètre inférieur à 80 $\mu$ m). En effet, le pourcentage des fines varie de 60% à 90 %.

➤ **Des limites d'Atterberg des échantillons :** Les valeurs de l'indice de plasticité (IP) vont de 16 à 25. La forte teneur en fines combinée aux indices de plasticité élevés montrent la présence de matériaux plastiques. C'est la raison pour laquelle, le comportement de la fraction argileuse au bleu de méthylène (VBS) a été déterminé. Les VBS des échantillons testés vont de 6 à 14 (seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux).

➤ **Des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande :** Ils donnent une cohésion  $C_u$  de l'ordre de 21 KPa à 51 KPa et un angle de frottement interne  $f^\circ$  de l'ordre de 19° à 45°.

➤ **Des essais de compressibilité à l'œdomètre :** Les valeurs de l'indice de compressibilité  $C_c$  obtenus sont de l'ordre de 0.01, ce qui explique la présence d'un matériau peu compressible.

Les résultats de ces essais sont présentés ci-dessous :

Essais d'identification			Classification	Teneur en eau	Valeur au VBS	Indice de plasticité	Poids volumique	Granulométrie par tamisage								
Sondage	Profondeur (m)	Nature						GTR	W(%)	VBS	IP	γ <sub>s</sub>	% de passant			
			Dmax	10mm	5mm	2mm	1mm						0,4mm	0,2mm	0,1mm	0,08mm
SC01	3,00 - 3,50	Argile	A2	16,8	6,8	21	2,51	1,00	100,00	100,00	100,00	99,75	99,50	97,60	94,71	92,76
	3,50 - 4,00	Argile	A2	18,4	7,16	22	2,59	1,00	100,00	100,00	100,00	99,61	99,31	97,74	94,40	92,00
SC02	3,00 - 3,50	Argile	A2	12,6	12,77	16	2,36	0,20	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,78	99,18	98,42
	3,50 - 4,00	Argile	A2	18,9	6,93	22	2,59	5,00	100,00	99,06	98,71	98,47	98,24	95,32	92,33	90,69
SC04	2,00 - 2,50	Argile	A2	18,2	8,84	24	1,62	0,40	100,00	100,00	100,00	100,00	99,45	95,83	93,82	92,31
	2,50 - 3,00	Argile	A2	21,3	10,91	22	1,72	0,20	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,78	99,18	98,42
SC05	3,00 - 3,50	Argile	A2	22,4	13,24	25	2,48	5,00	100,00	99,07	97,79	97,14	85,44	72,83	69,76	63,23
	3,50 - 4,00	Argile	A2	22,4	12,2	22	2,53	5,00	100,00	99,23	98,13	97,31	87,09	74,02	71,98	66,98
SC06	2,50 - 3,00	Argile	A2	19,9	11,9	22	2,52	5,00	100,00	99,31	98,35	97,23	85,80	75,64	72,29	69,46
	3,00 - 3,50	Argile	A2	20,6	6,57	24	2,46	0,20	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,05	97,49	96,64
SC08	4,25 - 4,65	Argile	A2	21,7	7,49	23	2,5	0,20	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	99,24	98,02	97,06
	4,65 - 5,00	Argile	A2	21,8	7,09	18	2,46	0,40	100,00	100,00	100,00	100,00	99,90	99,80	97,04	96,18

**Figure 5 : Résultats des essais de l'analyse en laboratoire**

#### **4. Hydrogéologie :**

Il est à noter que lors des sondages de reconnaissance, des arrivées d'eau ont été décelées pendant le carottage en forage dans des aquifères potentiels. Cependant, le niveau de la nappe mesuré ne reflète pas forcément le niveau maximum, car ces sondages se sont faits sur une courte durée. Ce niveau de la nappe est susceptible de fluctuer fortement. L'origine des fluctuations peut être soit naturelle (sècheresse, etc.), soit due à des travaux ou une modification de l'environnement aux alentours immédiats (pompages, rejets, effets barrages, etc.). Dans ce contexte, les types de nappes suivants sont envisageables :

- une nappe d'infiltration temporaire et parasite qui se forme lors des périodes pluvieuses par différenciation du niveau de perméabilité entre deux horizons superposés
- une nappe à partir de 4,00m contenu dans l'aquifère régional caractéristique de la boucle du Mouhoun et relié à la Volta Noire.

#### **5. Proposition de fondations et suggestions :**

Pour les culées et les appuis intermédiaires du pont sur le fleuve Mouhoun, on pourra envisager des fondations profondes sur pieux forés tubés ou à la boue. Les pieux devront respecter les conditions suivantes :

- Etre ancrés dans la couche de roche saine d'au moins 0,33 fois le diamètre du pieu ;
- Obéir aux règles du fascicule 62 titre V sur les calculs de fondations profondes.

#### **IV. DONNEES HYDRAULIQUES ET HYDROLOGIQUES :**

La zone du projet est localisée au franchissement d'un des plus importants cours d'eau du Burkina Faso, c'est-à-dire le fleuve Mouhoun dont le réseau hydrographique est constitué de bas-fonds et de nombreux affluents dont le principal est le Sourou.

En effet, le Mouhoun appartient à un bassin versant de 92 000 km<sup>2</sup> dont 58 000 km<sup>2</sup> constitue la superficie réelle du bassin versant du Mouhoun, y compris celle du Sourou qui avoisine les 20 000 km<sup>2</sup>. De plus, le fleuve parcourt le pays sur environ 860 km.

##### **1. Topographie du lit mineur du cours d'eau :**

La topographie du lit mineur du cours d'eau est jointe ci-dessous :

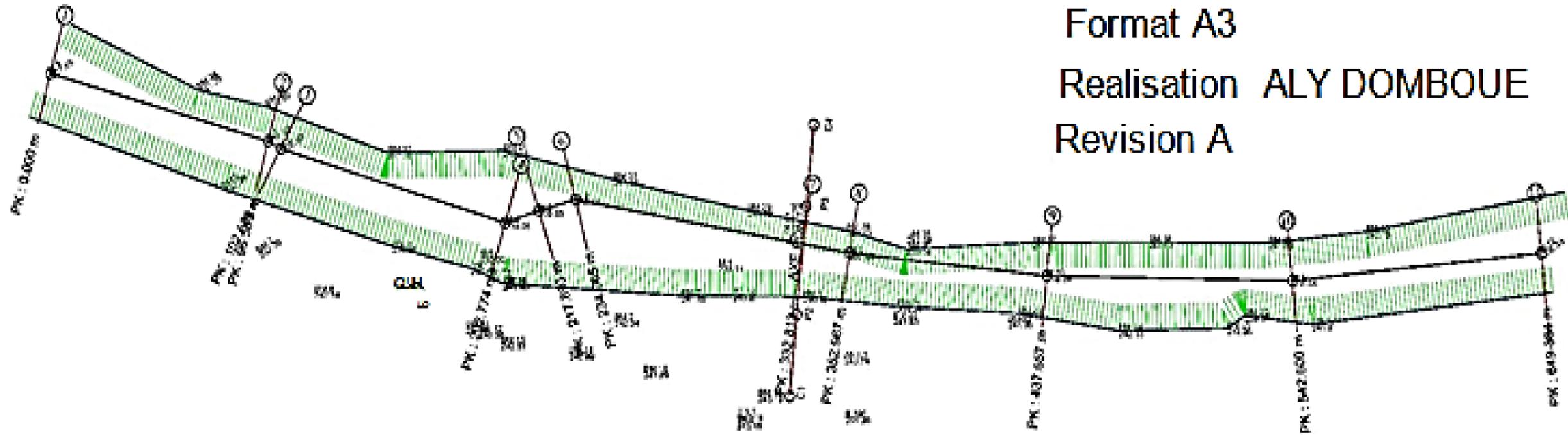
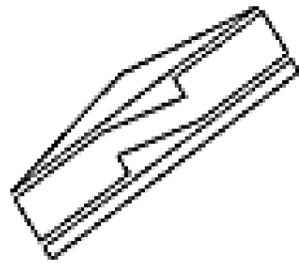
Date: 03/04/2017

Echelle: 1/2100

Format A3

Realisation ALY DOMBOUE

Revision A



Visa ENTREPRISE

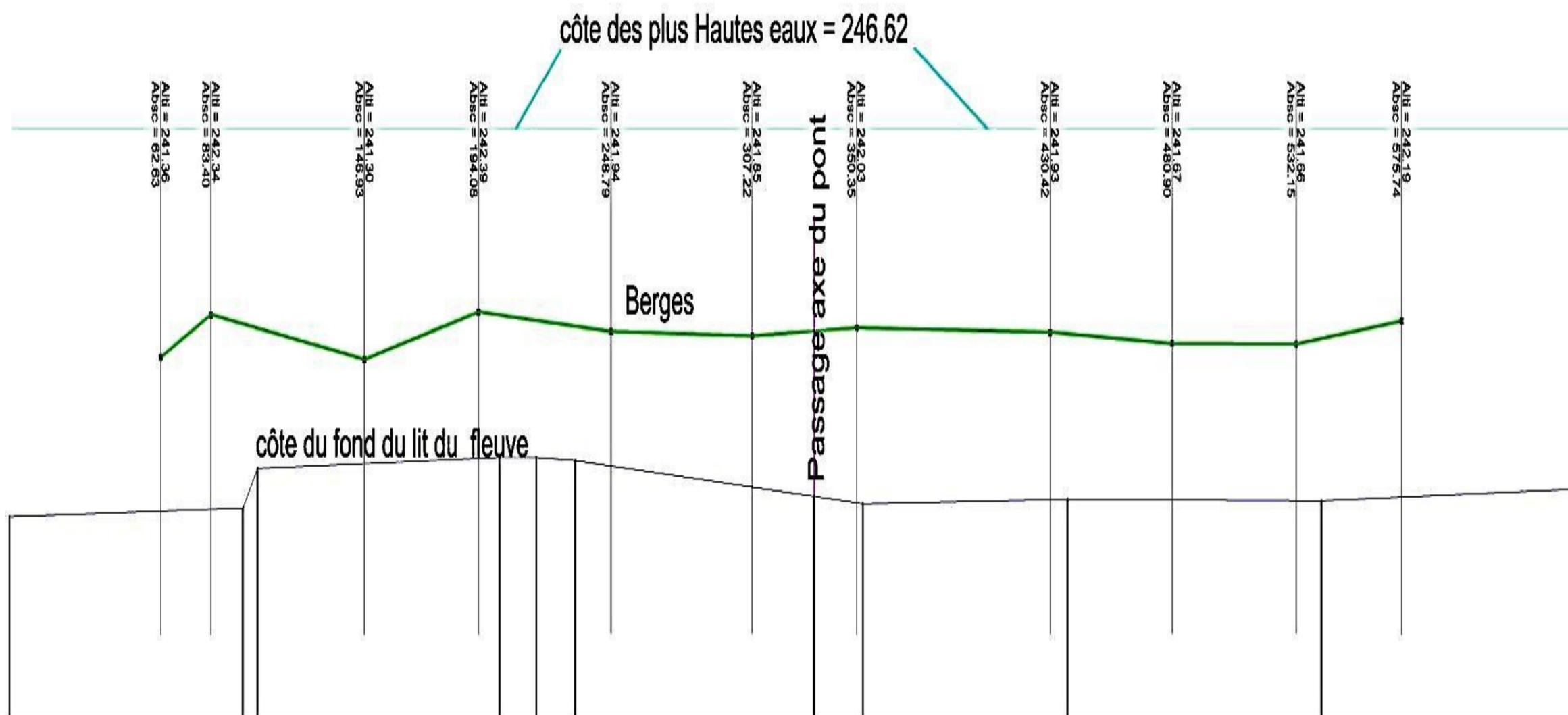
Visa MISSION DE CONTROLE

Profil dessiné par AutoPISTE

Profil : FLEUV MOUHN

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



PC : 233.00 m

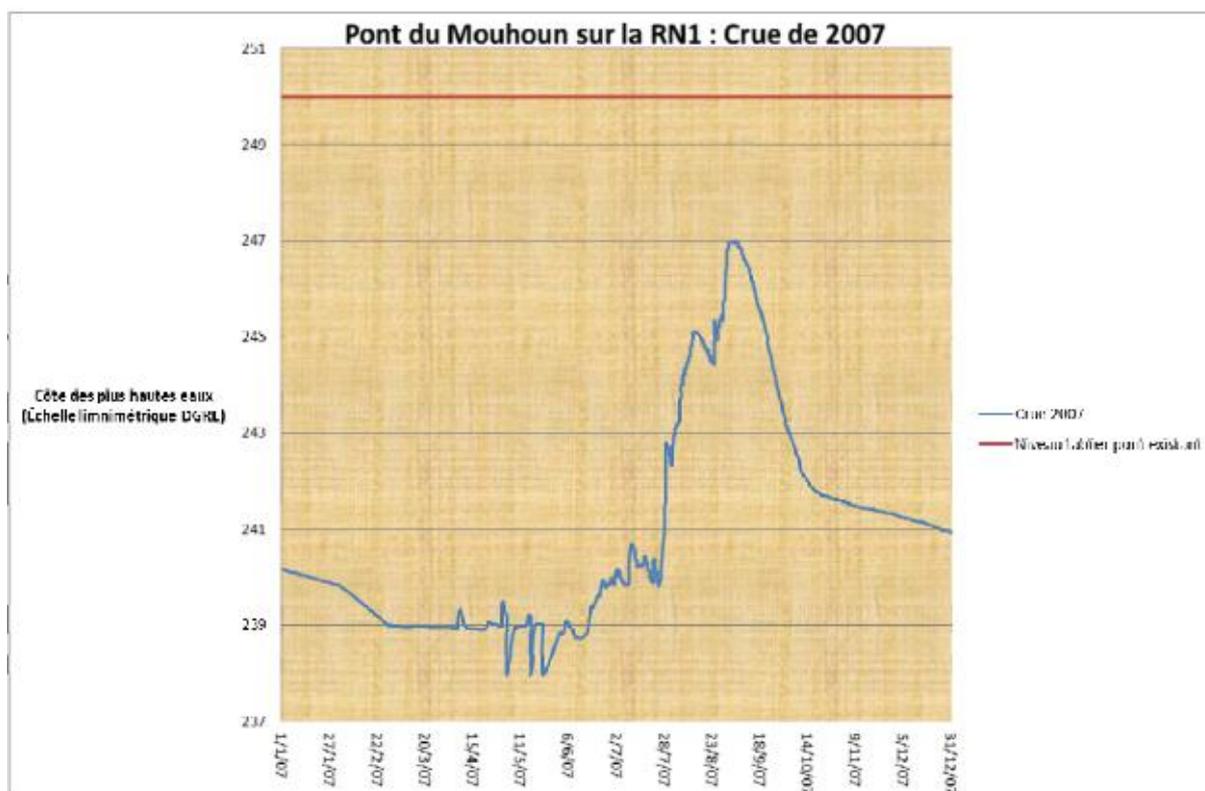
Numéro de profils en travers	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
Altitudes fond			246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	
Altitudes PHE	246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	246.62	
Ecart fond - PHE	-8.93	-8.73	-7.82	-7.57	-7.57	-7.64	-8.46	-8.63	-8.53	-8.56	-8.29	
Distances partielles		96.58	11.9	100.09	15.12	16.17	98.75	20.15	84.69	104.94	106.78	
Distances cumulées	0.00	96.58	108.48	208.57	223.69	239.86	338.61	358.76	443.45	548.39	655.17	
Pentes et rampes		RAMPE L = 96.58 m P = 0.20 %		RAMPE L = 100.09 m P = 0.25 %			PENTE L = 118.90 m P = -0.83 %		RAMPE L = 84.69 m P = 0.11 %		PENTE L = 104.94 m P = -0.02 %	
Alignements droits et courbes		DROITE L = 96.58 m		DROITE L = 100.09 m			DROITE L = 118.90 m		DROITE L = 84.69 m		DROITE L = 104.94 m	

## 2. Détermination des crues du projet :

Les données hygrométriques ont été recueillies à la station de Boromo auprès de la Direction Générale des Ressources en Eau (DGRE) et s'étendent de 1955 à 2013.

Les débits au droit du site ont été déterminés par analyse statistique et par la méthode d'ajustement à la loi de Gumbel.

En 2007, on a relevé trois (03) principales crues dont une exceptionnelle qui a débuté le 26 Aout 2007 jusqu'en fin Septembre 2007 avec un maximum le 05 Septembre 2007. Cependant, l'ouvrage n'a pas été noyé du fait de l'existence d'une marge de sécurité considérable d'environ 3 m par rapport à la cote intrados de l'ouvrage existant. Le débit de cette crue exceptionnelle a été obtenu par la méthode de la section droite. L'hydrogramme de la crue de 2007 est fourni ci-dessous :



**Figure 9 : Hydrogramme de crue de l'année 2007 à la station de Boromo**

Les résultats obtenus par l'analyse statistique et la méthode de la section droite sont récapitulés dans le tableau suivant :

Fréquence	Débit décennal Q10	Débit vicennal Q20	Débit cinquantennal Q50	Débit centennal Q100	Crue de 2007
Débit (m <sup>3</sup> /s)	162	182	209	229	342,64

### 3. Détermination de l'ouverture de l'ouvrage :

Afin de réduire les risques d'érosion, la vitesse d'écoulement maximale est limitée à 2,5 m/s. La détermination de la longueur d'ouvrage doit respecter cette condition, connaissant le débit transitant sous l'ouvrage. Le débouché linéaire de l'ouvrage en fonction de la crue de projet est estimé grâce à la formule de Lacey suivante (« Guide to Bridge Hydraulics ») :

$$L = 0,3048 * \sqrt{35,315} * b * \sqrt{Q}$$

avec L: largeur en m

Q : débit en m<sup>3</sup>/s

b : facteur dépendant de la nature du terrain

Les deux premiers facteurs sont des facteurs de conversion des unités de mesure du système anglais au système métrique international. La valeur du coefficient b est fixée à 1,8. Cette valeur correspond à des sites sur matériaux argileux.

Le débouché linéaire obtenu par application de cette formule en considérant une période de retour centennale, est présenté dans le tableau ci-après :

**Tableau récapitulatif de l'ouverture calculée et retenue**

Site	Débit retenu (m <sup>3</sup> /s)	Débouché linéaire L(m)	Ouverture minimale (m)	Ouverture retenue (m)
Pont sur le Mouhoun (Franchissement RN1)	259,47	52,32	60	100

L'ouverture minimale calculée est de 60 m, mais au regard de l'ouverture de l'ancien pont, on retiendra une ouverture de 100 m.

$$Ouverture (m) = 100 m$$

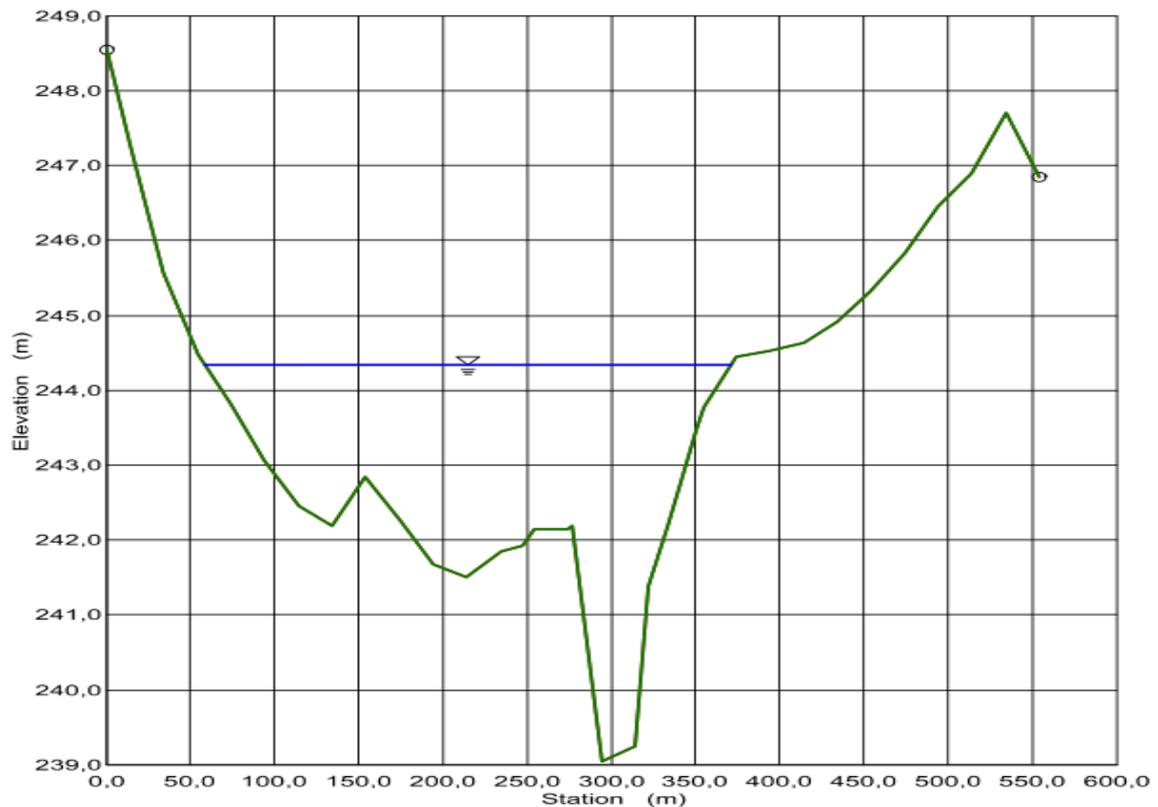
### 4. Détermination des remous d'exhaussement et du niveau des Plus Hautes Eaux (PHE) :

Le remous est une surélévation du niveau d'un cours d'eau vers l'amont, et apparaissant suite à une réduction de section due à la présence d'un ouvrage.

Trois (03) scénarios ont été considérés et modéliser par le logiciel Flow Master développé par Heastad Methods, water solutions pour calculer ce remous. FlowMaster est un logiciel permettant la modélisation des écoulements complexes dans les cours d'eau naturels, des canaux et des conduites. L'atout de cet outil est qu'il permet également d'intégrer les différents coefficients de rugosité selon qu'on est au fond du lit et/ou sur les parois des piles du pont en prenant en compte l'encombrement de l'ouvrage. Dans le cadre de notre étude, l'option de la modélisation du cours d'eau naturel à fond irrégulier a été utilisée. A partir des

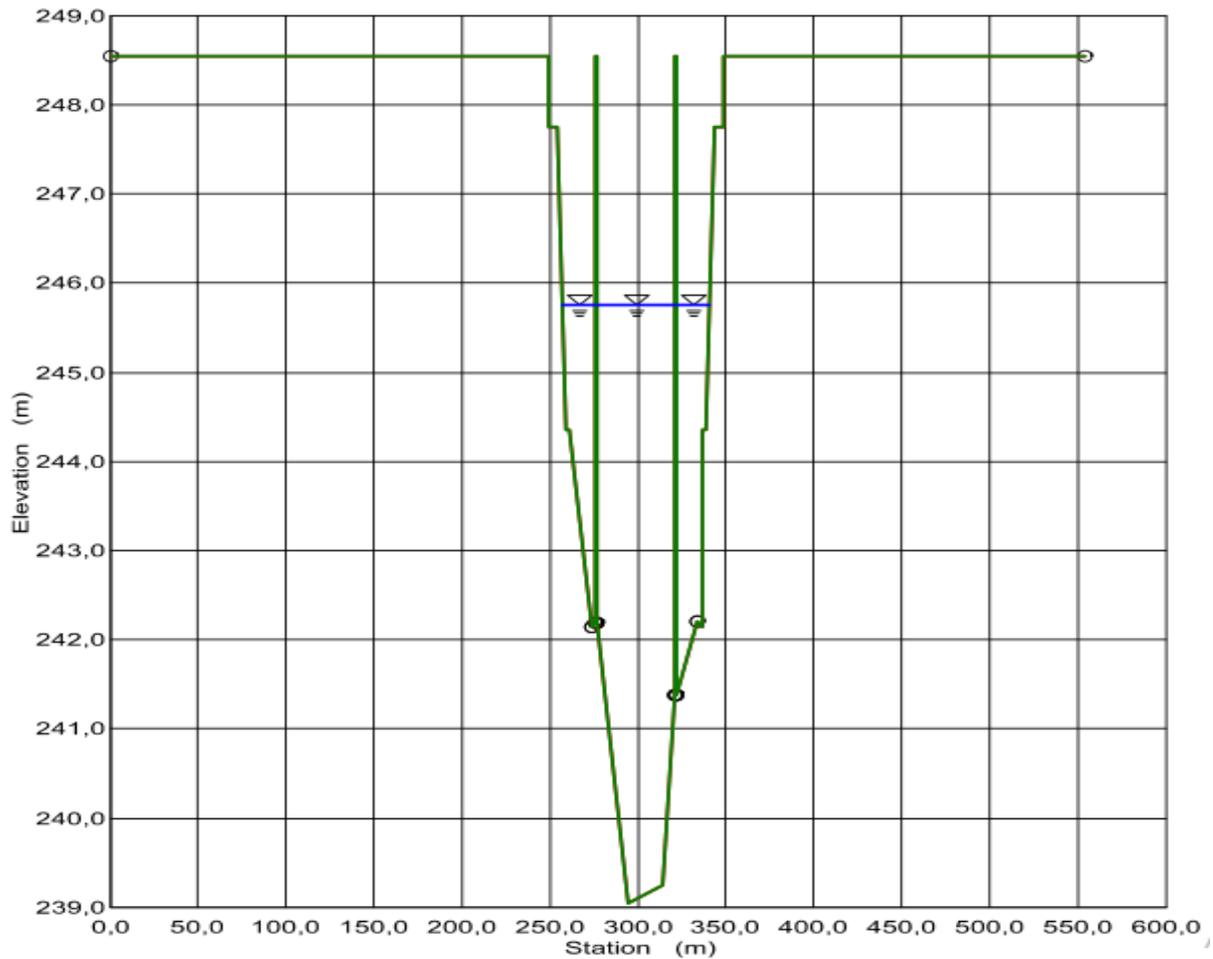
inputs du logiciel (les profils en travers du lit issus des levés topographiques sans ouvrage et avec ouvrage, de la pente du cours d'eau et du débit projet), il évalue à partir de la formule de Manning-Strickler les différentes caractéristiques hydrauliques de l'écoulement du cours d'eau. Ci-dessous, nous présentons une brève description des scénarios considérés, ainsi que le résumé des résultats obtenus avec Flowmaster :

**Scénario 1** : Modélisation de l'écoulement avec le débit centennal dans le lit naturel du cours d'eau sans ouvrage ;



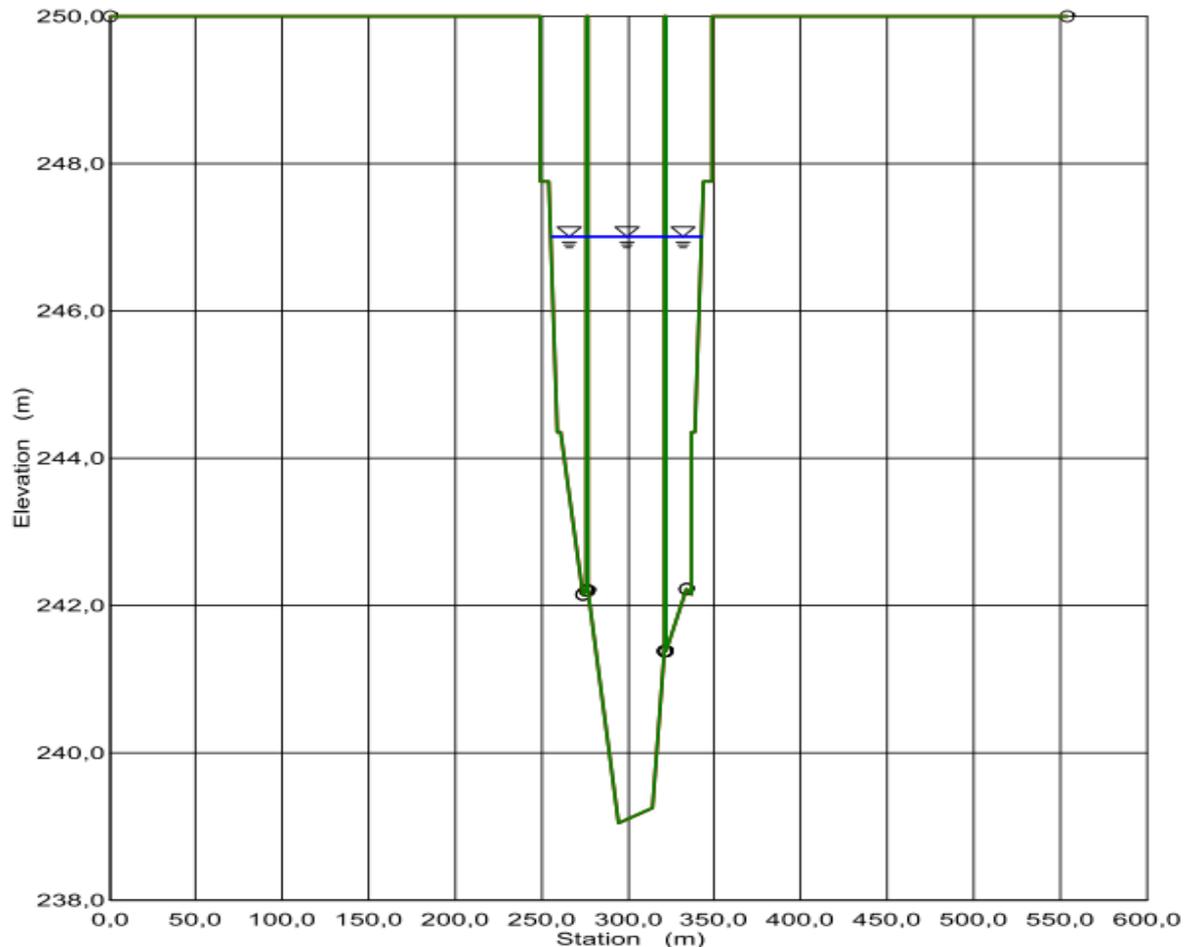
### **Modélisation de l'écoulement avec le débit centennal dans le lit naturel du cours d'eau sans ouvrage**

**Scénario 2** : Modélisation de l'écoulement avec le débit centennal en intégrant l'implantation du nouvel ouvrage dans le lit du cours d'eau ;



**Modélisation de l'écoulement avec le débit centennal en intégrant l'implantation du nouvel ouvrage dans le lit du cours d'eau**

**Scénario 3** : Modélisation de l'écoulement avec le débit de la crue exceptionnelle en intégrant l'implantation du nouvel ouvrage dans le lit du cours d'eau.



**Modélisation de l'écoulement avec le débit de la crue exceptionnelle en intégrant l'implantation du nouvel ouvrage dans le lit du cours d'eau.**

**Tableau récapitulatif des résultats obtenus après simulation avec Flowmaster**

Scénarii	Scénario 1	Scénario 2	Scénario 3
Débit (m <sup>3</sup> /s)	229,00	229,00	342,64
Périmètre mouillé (m)	313,19	100,92	110,24
Vitesse (m/s)	0,34	0,63	0,73
Nombre de Froude	0,07	0,10	0,10
Cote PHE (m)	244,34	245,75	247,00
Nature de l'écoulement	Subcritique		

La cote PHE retenue pour le dimensionnement est celle de la crue de 2007, c'est-à-dire 247,00 m.

### **5. Détermination des tirants d'air :**

Le tirant d'air est une marge de sécurité en terme de hauteur et prévue pour diminuer ou éviter les risques d'obstruction du pont suite au transport d'éléments solides pouvant être charriés par le cours d'eau.

Pour un site à végétation arbustive, de couvert végétal dense existant à l'amont de l'ouvrage et de longueur du pont supérieur à 50 m, le tirant d'air est de 2,50 m (« Hydraulique routière, BCEOM, page 159 »). Cependant, la valeur retenue est de 2,00 m.

### **6. Détermination de la cote minimale intrados :**

La cote minimale de l'intrados de l'ouvrage est donnée par la formule suivante :

$$Z_{intrados, min} = Z_{phe} + H_{tirant} + H_{remous}$$

$$Z_{intrados, min} = 247,00 + 2,00$$

$$Z_{intrados, min} = 249,00 \text{ m}$$

La cote de l'intrados minimale retenue est de 249,00 m, mais l'ouvrage sera calée à une cote de 250,00 m afin de conserver les caractéristiques du pont existant, tel que voulu par le Maître d'Ouvrage.

### **7. Calcul des affouillements et protections :**

Bien que la faible vitesse d'écoulement du cours d'eau d'environ 0,73 m/s permette de conclure à première vue de l'absence d'affouillements au droit de l'ouvrage, on confirme avec la méthode dite « enveloppe », car permettant d'avoir des valeurs maximales mais fiables. Celle-ci permet de confirmer définitivement d'une absence d'affouillement.

Cependant, malgré les résultats obtenus et pour éviter des déconvenues comme par exemple la formation de méandres, on choisit d'installer un tapis de gabions semelle (ouvrage de protection des talus des ouvrages contre l'affouillement ou l'érosion constitués de roches ou de pierres de remplissage agencées dans des cage parallélépipédique de 0,50 m de hauteur) sur toute la surface inférieure du remblai des culées (explicitier).

## **V. DONNEES FONCTIONNELLES DE L'OUVRAGE PROJETE :**

L'ouvrage à construire est un pont-route de 106,20 m de longueur totale. La voie portée (RN1) est une route expresse ayant une vitesse de référence  $V_r=100$  km/h et sera dimensionné conformément aux textes règlementaires correspondant.

De plus, tout ouvrage d'art est caractérisé par son biais et sa courbure. En effet, le biais d'un ouvrage correspond à l'angle formé entre les lignes d'appui et l'axe longitudinal de l'ouvrage.

Dans le cadre de notre projet, l'ouvrage à construire est droit (courbure nulle) et non biais.

### **1. Classe du pont et nombre de voies :**

La détermination de la classe du pont et du nombre de voies passe avant tout par la détermination des paramètres le caractérisant :

➤ **La largeur roulable (Lr)** : elle est définie comme étant la largeur de la chaussée mesurée entre dispositifs de retenue ou bordures et comprenant la chaussée proprement dite et les éventuelles sur largeurs telles que les Bandes Dérasées d'Urgence (BAU), les Bandes Dérasées, etc.

Dans notre cas, la largeur roulable est de :

$$Lr = 08 \text{ m}$$

➤ **La largeur chargeable (Lc)** : elle se déduit de la largeur roulable par le retranchement de 0,5 m de la largeur de la chaussée lorsque celle-ci est encadrée par des dispositifs de retenue. Dans le cas où elle est encadrée par des bordures, la largeur chargeable est égale à la largeur roulable ( $Lr=Lc$ ).

$$Lc = Lr = 08 \text{ m}$$

➤ **Le nombre de voies (Nv)** est donné par :

$$Nv = E\left(\frac{Lch}{3}\right)$$

$$Nv = E\left(\frac{8}{3}\right) = 2,66$$

$$Nv = 2 \text{ voies}$$

➤ **La largeur d'une voie (Lv)** est donnée par :

$$Lv = \frac{Lch}{Nv}$$

$$Lv = \frac{8}{2} = 4$$

$$Lv = 4 \text{ m}$$

En réalité, la largeur d'une voie est de 3,5 m avec une aire résiduelle de 0,50 m d'où la largeur calculée de 4 m.

➤ **Classe du pont** : On distingue, selon la largeur roulable et la destination du pont, trois (03) classes définies comme suit :

**1ère Classe** : Il s'agit de tous les ponts supportant une largeur roulable supérieure ou égale à 7 m et ceux portant des bretelles d'accès à de telles chaussées, ainsi que les autres ponts éventuellement désignés par le Cahier des Prescriptions Sociales (C.P.S) tels que les ponts urbains ou en zone industrielle avec risque d'accumulation de poids lourd, quel que soit leur largeur ;

**2ème Classe :** Il s'agit de tous les ponts autres que ceux de 1<sup>ère</sup> classe et supportant des chaussées de largeur roulable est supérieure ou égale à 5,50 m mais inférieure à 07 m ;

**3ème Classe :** Il s'agit de tous les ponts autres que ceux-ci-dessus cités et portant des chaussées de 1 ou 2 voies de largeur roulable inférieure à 5,50 m ;

Au vu de l'ensemble des éléments indiqués ci-dessus, on conclut que le pont concerné par la présente étude appartient à la Classe 1.

## **2. Paramètres caractéristiques du pont :**

Les paramètres caractérisant le pont sont résumés dans le tableau suivant :

### **Résumé des paramètres caractéristiques du pont**

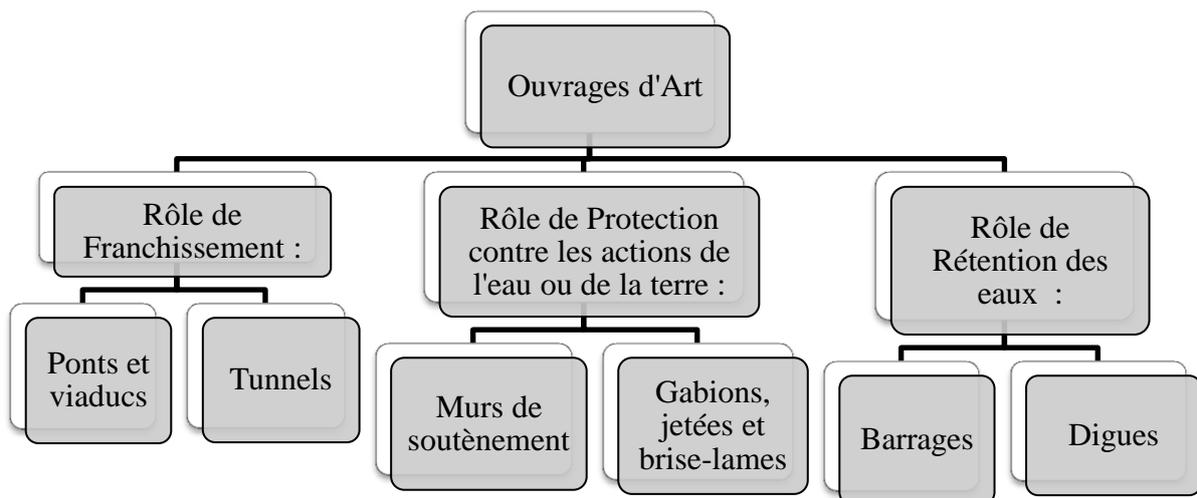
Paramètres	Valeurs
Largeur roulable (Lr)	8 m
Largeur chargeable (Lc)	8 m
Nombre de voies (Nv)	2 voies
Largeur d'une voie (Lv)	4 m
Largeur réelle d'une voie (L'v)	3,5 m
Classe du pont	1 <sup>ère</sup> classe

## ANNEXE III : GENERALITES SUR LES PONTS

Cette partie a pour objectif de présenter une généralité sur le pont, tout en établissant d'une part les critères ayant conduit au type de structure choisie par l'Entreprise pour réalisation, et d'autre part, au choix de la variante que nous proposons dans ce document.

### I. DEFINITIONS :

D'après le dictionnaire professionnel du BTP, un Ouvrage d'Art se définit comme étant un ouvrage de franchissement (pont, viaduc, aqueduc) d'obstacles et/ou de protection d'une route (mur de soutènement et pare-avalanche). En terme simple, il s'agit de tout ouvrage entrant dans la construction d'une voie de communication et/ou de transport et permettant le franchissement d'une autre voie (voie routière, voie navigable ou voie ferrée). On distingue trois (03) grandes familles d'ouvrages d'art selon leur rôle :



### Organigramme des différentes familles des Ouvrages d'Arts selon leur rôle

Le présent document a pour objectif de traiter d'un ouvrage de franchissement de type pont.

### II. GENERALITES SUR LES PONTS :

#### 1. Définition :

Un pont est un ouvrage d'art permettant le franchissement d'un obstacle naturel ou d'une autre voie de circulation qui peut être terrestre, fluviale ou maritime.

## 2. Eléments caractéristiques d'un pont :

Un pont est caractérisé par plusieurs éléments. On distingue d'une part, ses éléments constitutifs (tablier, équipements, appuis,...) et d'autre part, les éléments servant à sa conception et le caractérisant (CALGARO et BERNARD-GELY, 1994).

### ➤ Eléments constitutifs d'un pont :

Un pont comprend les éléments suivants :

**Le tablier :** c'est la partie horizontale sur laquelle passe la voie portée. Il comprend les éléments suivants :

✓ Des éléments porteurs (dans le cas des ponts à poutres), ou est supporté par eux (dans le cas des ponts en arc ou des ponts à câbles).

✓ La couverture : Encore appelée platelage, c'est la partie supérieure du tablier destinée à supporter les efforts dû à la circulation. Elle peut être une dalle en béton armé, une dalle orthotrope, etc.

✓ Les équipements : Ce sont des éléments indispensables à l'utilisation, au fonctionnement et à la durabilité du pont. On peut citer les appareils d'appui, les garde-corps, les joints (de chaussée, de trottoir, de dilatation), les gargouilles, etc.

**Les appuis :** On distingue les piles qui sont les appuis intermédiaires et les culées qui font office d'appuis d'extrémités (ou de rive).

**Les fondations :** Ce sont les éléments de l'ouvrage qui ont pour rôle de transmettre les charges supportées par la structure entière au sol support de fondation.

### ➤ Eléments caractéristiques d'un pont :

Les éléments caractéristiques du pont sont ceux qui servent à sa conception de base et jouent un rôle important dans le choix du type de pont à réaliser. Il s'agit de :

**La travée :** C'est la partie de pont comprise entre 2 appuis successifs ;

**L'ouverture :** C'est la distance entre parements (nus extérieurs) de 2 appuis successifs ;

**La portée :** C'est la distance entre axes des appareils d'appuis successifs ;

**Le gabarit de circulation :** il indique les dimensions du passage que l'on doit laisser sous l'ouvrage pour le mouvement des véhicules ou de bateaux.

**Le débouché :** Par exemple, dans le cas d'un ouvrage sur un cours d'eau, c'est la surface que l'on doit laisser pour l'écoulement des eaux. Il est déterminé grâce à l'étude hydrologique du cours d'eau.

**Le tirant d'air :** C'est la hauteur libre minimum entre le parement inférieur des poutres du tablier et le fond de la brèche. Dans notre cas, étant donné la brèche à franchir est un fleuve, le

tirant d'air minimum au-dessus des plus hautes eaux (PHE) dépendra du gabarit de navigation (s'il est navigable) ou alors de la possibilité d'évacuation des corps flottants.

### **3. Classification des ponts :**

Les critères de classification des ponts sont divers. En effet, cette classification se fait selon :

- **La longueur de l'ouvrage** : Selon la longueur de l'ouvrage on distingue :

**Les petits ouvrages** dont la longueur est inférieure à 08 m ;

**Les ouvrages moyens** dont la longueur est comprise entre 08 m et 25 m ;

**Les grands ouvrages** dont la longueur est comprise entre 25 m et 40 m ;

**Les ouvrages exceptionnels** dont la longueur est supérieure à 40 m ;

- **La nature de la voie portée** : On distingue les ponts-rails, les ponts-routes, les ponts-canaux et les passerelles ;

- **Le matériau principal constitutif des éléments porteurs principaux** : il s'agit du bois, de la maçonnerie, du métal (fonte, acier, aluminium ou alliage), du béton (armé ou précontraint)

- **La durée de vie** : On distingue les ponts provisoires, semi-définitifs et définitifs.

- **Le tracé** : Il s'agit des ponts droits (l'ouvrage franchit perpendiculairement l'obstacle), des ponts biais (dans ce cas, le franchissement n'est pas perpendiculaire) et des ponts courbes (l'ouvrage franchit l'obstacle en suivant une courbe)

- **La structure** : Il s'agit de la statiticité et de la rigidité de la structure. On distingue les ponts souples, les ponts rigides, les ponts isostatiques et les ponts hyperstatiques. On peut également citer les ponts flotteurs, les ponts levis, les ponts tournants, etc. ;

- **La nature du projet** : C'est le critère de classification le plus utilisée. Il se distingue en fonction du type d'ouvrage qui se classe en deux (02) catégories : les ouvrages courants (soit conformes à un modèle type, ou non conformes) et les ouvrages non courants.

### **III. REGLES GENERALES DE CONCEPTION ET DE DIMENSIONNEMENT D'UN PONT :**

En règle générale, la conception et le dimensionnement d'un pont s'effectue en plusieurs étapes :

#### **a. Le choix du type d'ouvrage à réaliser :**

Il est influencé par un critère principal et très important, c'est-à-dire, la portée déterminante ou principale qui se définit comme étant la plus grande distance entre 2 appuis successifs. Egalement, il faut choisir quel type d'ouvrage sera réalisé et ce choix se fait entre la classe des ouvrages courants et celle des ouvrages non courants.

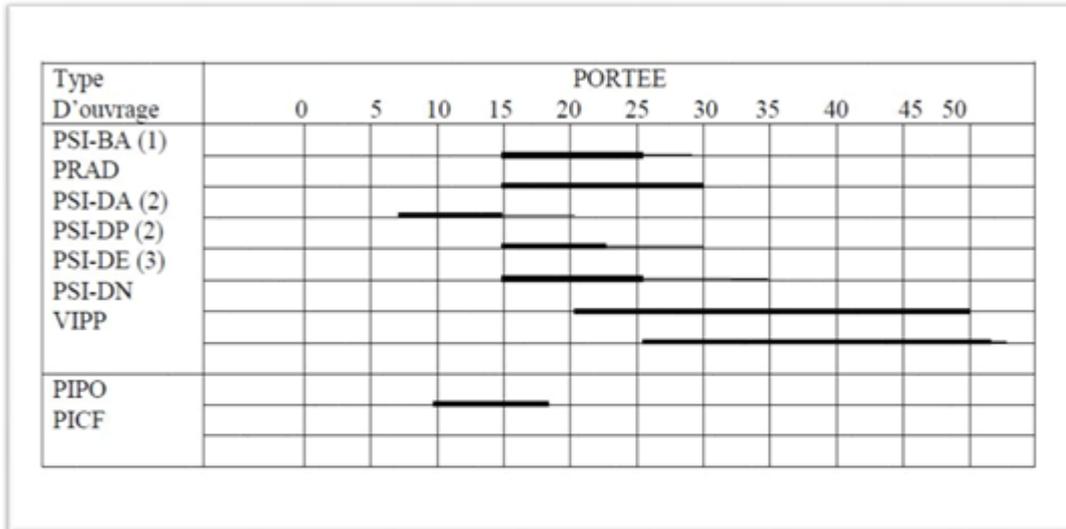
- **Ouvrages courants** :

Les ouvrages courants peuvent être classifiés en deux (02) sous classes :

**Les ouvrages conformes à un modèle type :** Il s’agit des PRAD, PSI-DP, PSI-DE, PSI-DN, VIPP, PSI-DA, PIPO, PICF, PSI-BA, PS-BQ, PSI-OM

**Les ouvrages non conformes à un modèle type :** ce sont des ouvrages courants présentant des difficultés particulières de conception ou d’exécution pouvant être soit liées au terrain ou à un emploi limité de solution classique, par exemple.

Le domaine d’emploi des principaux ouvrages d’art courant en fonction de la portée principale est donné ci-après :



- (1) Domaine courant
- Domaine exceptionnel
- (2) Section rectangulaire
- Section à encorbellement latéraux
- (3) Tablier de hauteur constante
- Tablier de hauteur variable

### Domaine d’emploi des principaux ouvrages d’art courant

➤ **Les ouvrages non courants :**

Il s’agit des ponts mobiles et des ponts canaux, des ponts dont la surface dépasse 1200 m<sup>2</sup> et les ponts possédant au moins une travée de plus de 40 m de portée (ou 50 m pour les ponts conformes au type VIPP du SETRA)

**b. Analyse multicritère :**

Il s’agit dans cette section d’effectuer un choix entre deux (02) ou plusieurs ouvrages précédemment sélectionnés selon plusieurs critères tels que leur durée de vie, la rapidité et la facilité de mise en œuvre, pour ne citer que ceux-là.

Au terme de l’analyse multicritère, un seul ouvrage est choisi et fera l’objet d’une conception et d’un dimensionnement.

### **c. Conception de l'ouvrage :**

La conception est une étape clé car elle permet d'obtenir la solution optimale. Pour se faire, plusieurs facteurs tels que l'aspect financier, la durabilité, la nécessité d'entretien et la mise en œuvre de l'ouvrage sont pris en compte.

En effet, l'ouvrage à réaliser doit remplir les différentes fonctions pour lesquelles il est conçu en minimisant le coût global, et nécessitant très peu d'entretien, avec une facilité et une rapidité de mise en œuvre, tout en conservant la plus grande durée de vie possible.

C'est lors de cette étape qu'est fait le choix des équipements et des dimensions des éléments de l'ouvrage (épaisseurs, longueurs, largeur, etc).

### **d. Dimensionnement de l'ouvrage :**

Le dimensionnement débute par une descente des charges sur l'ouvrage. Elle permet de vérifier que l'ouvrage, tel que pré dimensionné, supporte toutes les charges qui lui sont transmises. Elle aboutit aux plans définitifs de l'ouvrage et de ses équipements.

## **IV. GENERALITES SUR LES PONTS MIXTES « ACIER-BETON » :**

Un pont mixte comporte à la fois, des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, c'est-à-dire en compression pour le béton et en traction pour l'acier.

D'un point de vue général, les ponts en béton armé ou précontraint ou les ponts métalliques, bien que possédant de l'acier et/ou du béton (pour les appuis dans le cas des ponts métalliques), ne sont pas considérés comme des ponts mixtes.

Il existe plusieurs types de pont mixtes :

➤ **Les ponts mixtes bipoutres ou multi-poutres** : ce sont des ponts dont le tablier est constitué de raidisseurs en acier (profilés laminés, reconstitués soudés ou en treillis) surmontés d'une dalle en béton armé ou précontraint ;

➤ **Les ponts à dalle orthotrope** : ce sont des ponts dont la dalle, dite orthotrope est entièrement métallique ; elle est constituée d'une tôle métallique de 10 à 15 mm d'épaisseur en général, qui joue le rôle de membrure supérieure. Cette tôle est fortement raidie par des raidisseurs ouverts ou en forme d'auget ;

➤ **Les ponts mixtes mono-caissons ou multi-caissons** : Ce sont des ponts mixtes dont le tablier comprend des voussoirs métalliques de hauteur variables ou fixes et liés entre eux ;

➤ **Les ponts à poutrelles enrobées** : Les tabliers de ce type de pont sont constitués de poutres en acier de hauteurs constantes, enrobées de béton, en partie (poutrelles apparentes) ou intégralement (poutrelles non apparentes).

Les ponts mixtes bipoutre ou multi-poutres sont des ponts dont le tablier est facile à mettre en œuvre. Leur mise en œuvre nécessite certes un certain nombre d'engins, le respect de certaines conditions et contraintes, mais il requiert aussi un certain savoir-faire technique que possèdent plusieurs entreprises locales et internationales. Les ponts à dalle orthotrope et les ponts mixtes mono-caissons ou multi-caissons sont relativement plus chers et nécessitent plus de technicité que les ponts bipoutres et multi-poutres et leur mise en œuvre est aussi plus contraignante. En ce qui concerne les ponts à poutrelles enrobées, ils présentent une facilité et une rapidité de mise en œuvre et ne requièrent pas de savoir-faire technique particulier, en plus du matériel de mise en œuvre qui est moindre.

Nous allons donc dans les lignes qui suivent définir les deux (02) types de tablier mixte traités dans le présent mémoire : il s'agit du pont à tablier mixte bipoutres et du pont à tablier en poutrelles enrobées.

### **1. Les tabliers mixtes bipoutres :**

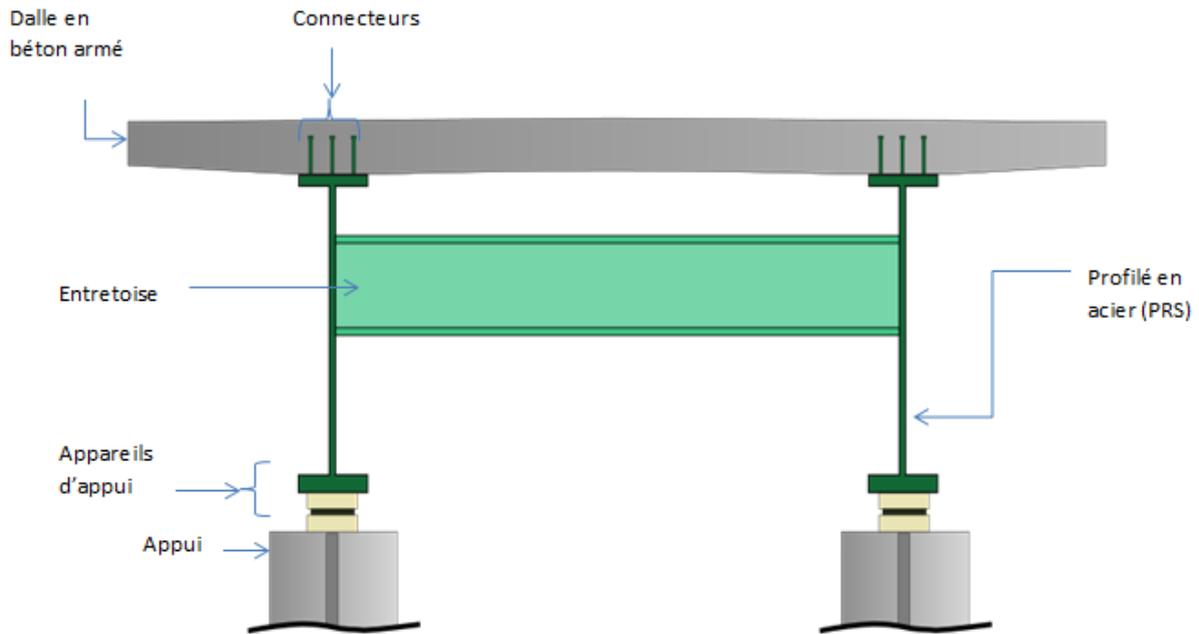
#### **a. Définition :**

En rappel, les ponts à tablier mixte « acier-béton » bipoutres ou multi poutres sont des ouvrages de franchissement dont le tablier est constitué des éléments suivants :

➤ **Une dalle en béton armé ou précontraint** : elle peut être coulée en place ou préfabriquée ;

➤ **Des raidisseurs principaux** (poutres en aciers de type PRS ou laminés ou disposées en treillis) sur lesquels repose la dalle. La liaison poutres-dalle est assurée par des connecteurs en acier ;

➤ **Des raidisseurs transversaux** : disposés transversalement, ils jouent le rôle d'entretoises.



**Coupe dans un tablier mixte « acier-béton » bipoutres**

### **b. Principe de fonctionnement :**

Le tablier mixte bipoutre est soumis, transversalement et longitudinalement, à des sollicitations diverses.

En plus de soutenir la dalle en béton armé, les raidisseurs principaux ont pour rôle de transmettre aux appuis, tous les efforts ou toutes les charges appliquées au pont. Etant parfaitement liée à la dalle par le biais des connecteurs, ils forment ainsi une section mixte capable de reprendre les efforts de flexion longitudinale.

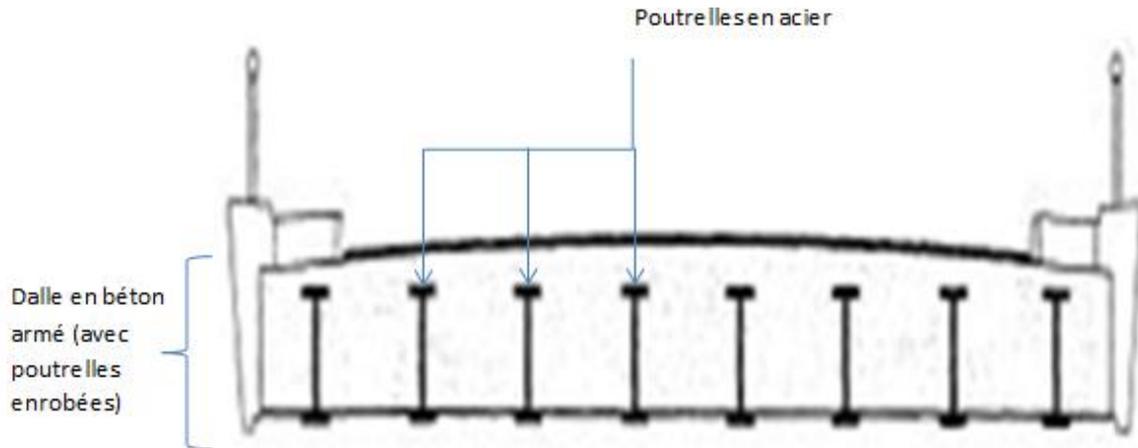
## **2. Les tabliers à poutrelles enrobées :**

### **a. Définition :**

Ces tabliers sont constitués de poutres en acier de hauteurs constantes, enrobées de béton. Le béton d'enrobement est armé. On distingue deux (02) types de tabliers à poutrelles enrobées selon la manière dont l'enrobement recouvre les poutrelles :

➤ **Les tabliers à poutrelles non apparentes** : dans ce cas, les poutrelles sont intégralement enrobées dans le béton ;

➤ **Les tabliers à poutrelles apparentes** : ici, les poutrelles sont enrobées en partie. En effet, la semelle inférieure des profilés est hors béton.



**Coupe dans un tablier à poutrelles enrobées**

**b. Principe de fonctionnement :**

Le tablier à poutrelles enrobées est soumis à plusieurs sollicitations, transversalement et longitudinalement. Elle réagit de la même manière face à ces sollicitations que le tablier mixte, à la différence que l'ossature métallique fait partie de la dalle en béton armé, ce qui lui permet d'offrir une plus grande résistance aux efforts avec une moindre épaisseur de l'ensemble.

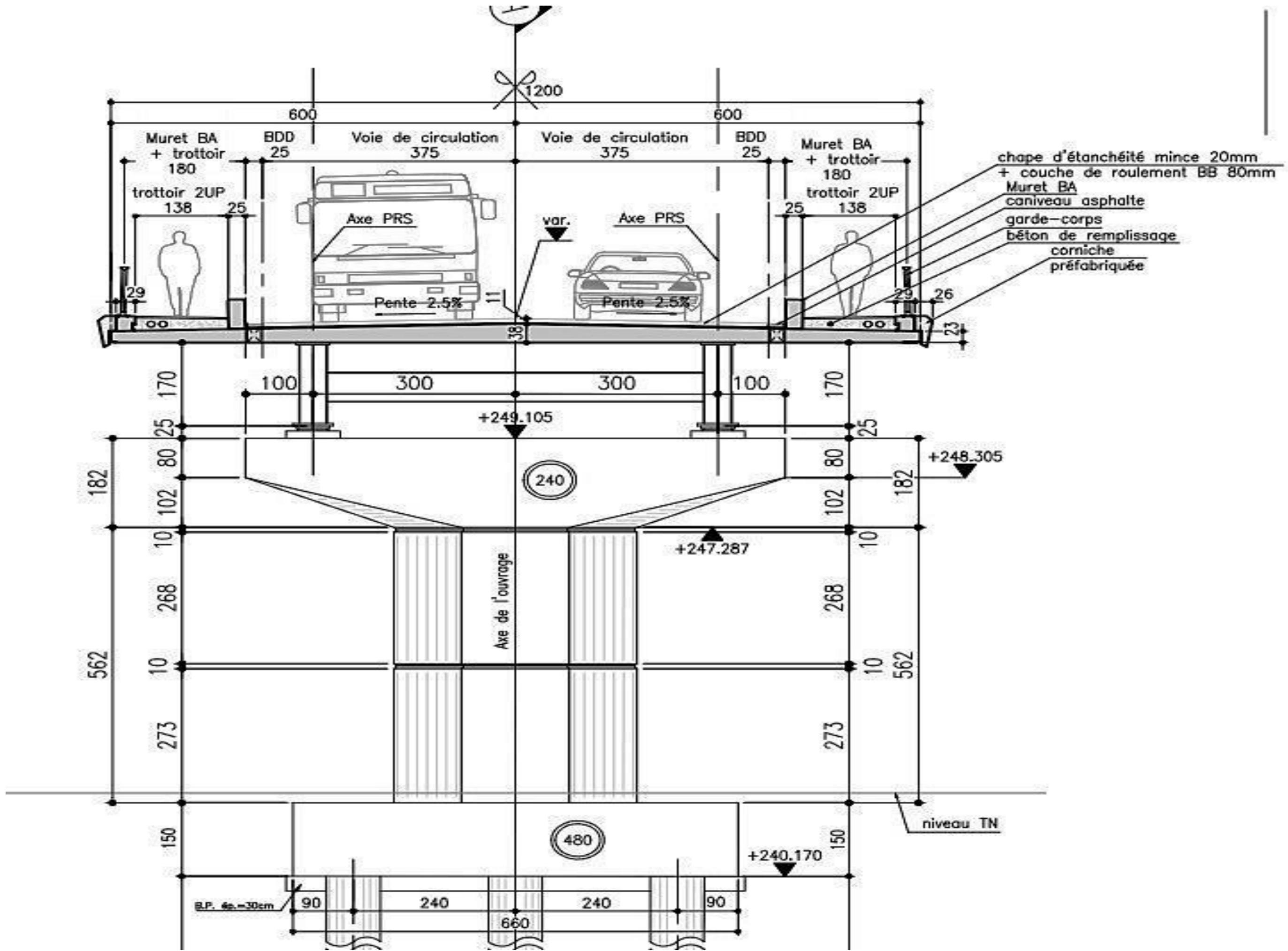
**3. Exemples de ponts mixtes « acier-béton » au Burkina Faso :**

Au Burkina Faso, il y a de façon générale, très peu de ponts mixtes. Dans l'historique des ponts mixtes au Burkina Faso, on remarque que le pont mixte en cours d'exécution à Boromo par l'entreprise Sogea-Satom, est le premier pont de ce type.

**ANNEXE IV : PLANS DE LA SOLUTION RETENUE PAR  
L'ENTREPRISE**

Les plans de la solution retenue, joints ci-après, sont ceux fournis par l'Entreprise à la Direction, à travers les différents rapports d'activités.





Muret BA  
+ trottoir  
180  
trottoir 2UP  
138

BDD  
25

Voie de circulation  
375

Voie de circulation  
375

BDD  
25

Muret BA  
+ trottoir  
180  
trottoir 2UP  
138

- chape d'étanchéité mince 20mm
- + couche de roulement BB 80mm
- Muret BA
- caniveau asphalté
- garde-corps
- béton de remplissage
- corniche
- préfabriquée

Axe PRS  
Pente 2.5%

var.  
Axe PRS  
Pente 2.5%

+249.105

+248.305

240

+247.287

Axe de l'ouvrage

niveau TN

+240.170

480

B.P. 4p. = 30cm

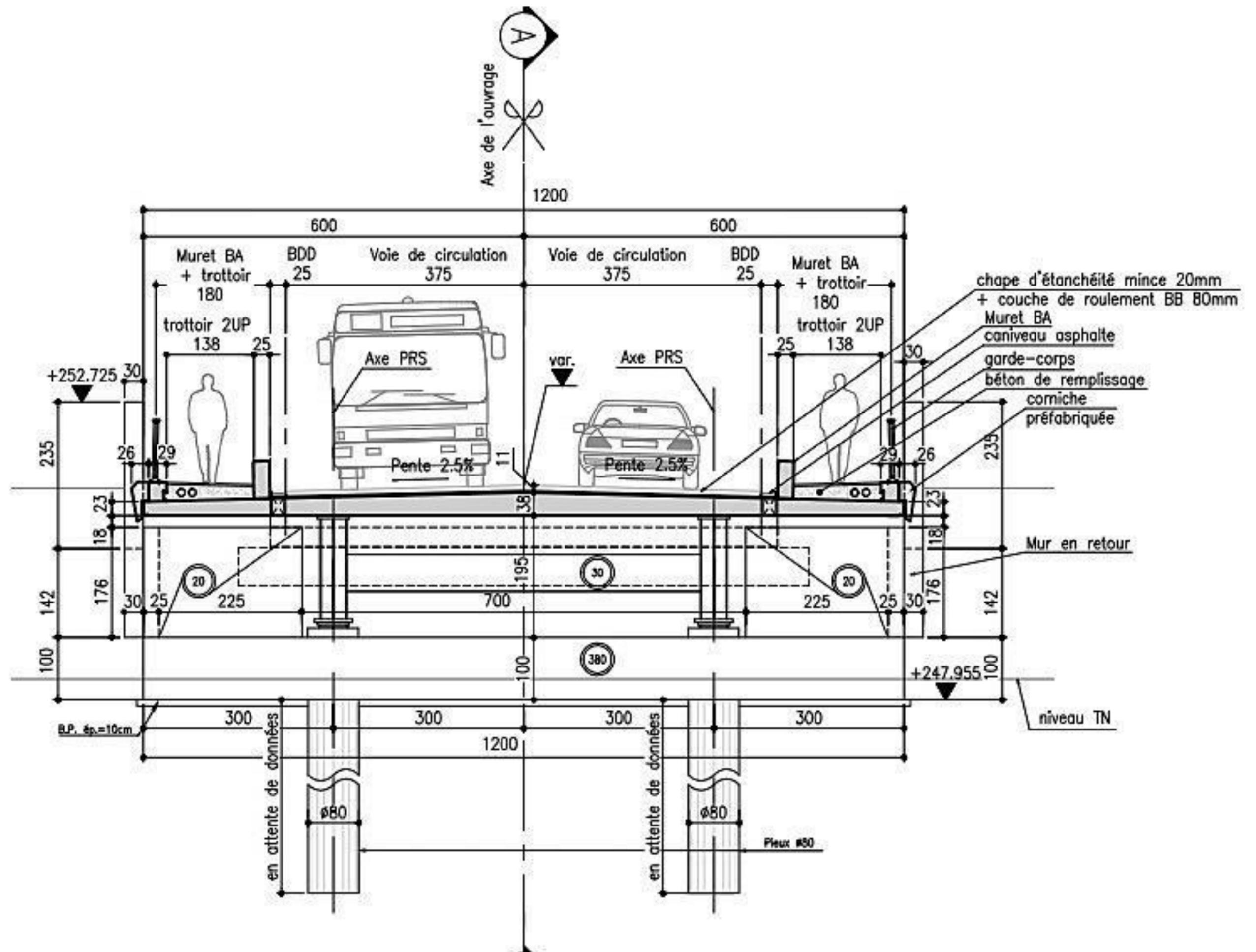
90

240

660

240

90



## **ANNEXE V : CONCEPTION ET PRE DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE PROPOSEE**

### **I. CONCEPTION DU TABLIER A POUTRELLES ENROBEES :**

#### **1. Hypothèses :**

Afin de mener une étude comparative la plus exacte possible entre le tablier mixte bipoutre et le tablier à poutrelles enrobées, on pose les hypothèses suivantes :

- ✓ La largeur du tablier est conservée (12 m) ;
- ✓ la cote minimale de calage de l'intrados est de 249,00 m ;
- ✓ On conserve la même portée, à savoir 105 ml ;
- ✓ Les équipements sont conservés et listés ci-dessous :
  - Un revêtement en béton bitumineux de 08 cm pour la couche de roulement ;
  - Une couche d'étanchéité à base d'asphalte coulée de 02 cm ;
  - Des guides-roues ou bordures de 0,25 m x 0,50 m ;
  - Des corniches préfabriquées en béton armé ;
  - Des garde-corps de type S8.

#### **2. Normes et matériaux utilisés :**

##### **a. Normes utilisées :**

Tout travail de conception et dimensionnement est régie par l'utilisation de normes et de règlements. Dans le cadre du présent document, nous classerons la littérature utilisée en trois (03) catégories :

- Les documents relatifs à l'ouvrage en cours d'exécution ;
- Les normes françaises de dimensionnement ;
- Les règlements divers.

##### ➤ **Les documents relatifs à l'ouvrage en cours d'exécution :**

Il s'agit dans cette section de tous les documents ayant trait au pont à tablier mixte bipoutre.

Ce sont principalement :

- Le Cahier des Prescriptions Techniques (CPT) ;
- Le rapport Hydrologique et Hydraulique du pont sur le Mouhoun - Avant-Projet Descriptif (version provisoire) ;
- Le rapport Géologique et Géotechnique du pont sur le Mouhoun - Avant-Projet Descriptif (version provisoire) ;
- Le rapport provisoire de vérification et d'analyse de la situation actuelle des ouvrages hydrauliques ;

- Le Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES) du projet.
- **Les normes françaises de dimensionnement :**
- Guide de conception et calcul des ponts-routes à tablier à poutrelles enrobées du SETRA
- Guide technique « Corniches » du SETRA
- Le Béton Armé aux Etats Limites (BAEL) 91 modifié 99
- Guide de conception des PSI-PAP du SETRA
- Eurocode 3 – Calcul des structures en acier
- Eurocode 4 – Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d’Application Nationale ; Partie 2 : Ponts mixtes.
- **Les règlements divers :**
- Fascicule 61 - Titre II - du CPC
- Fascicule 61 - Titre V - du CPC
- Directives Communes (DC 79)

#### **b. Matériaux :**

Les matériaux pris en compte dans la structure de notre tablier sont essentiellement du béton et de l’acier.

##### ➤ **Le matériau béton :**

Le guide de dimensionnement des Ponts-routes à tabliers en poutrelles enrobées du SETRA considère, pour les calculs, un béton dont la résistance à la compression à 28 jours est de 25 MPa. Cependant, le Cahier des Prescriptions Techniques (C.P.T) recommande un béton de  $f_{c28} = 30$  MPa en général, excepté pour les corniches et le trottoir sur ouvrage qui seront fait en Béton ayant un  $f_{c28}=25$  MPa.

##### ➤ **L’acier haute adhérence pour les armatures dites « passives » :**

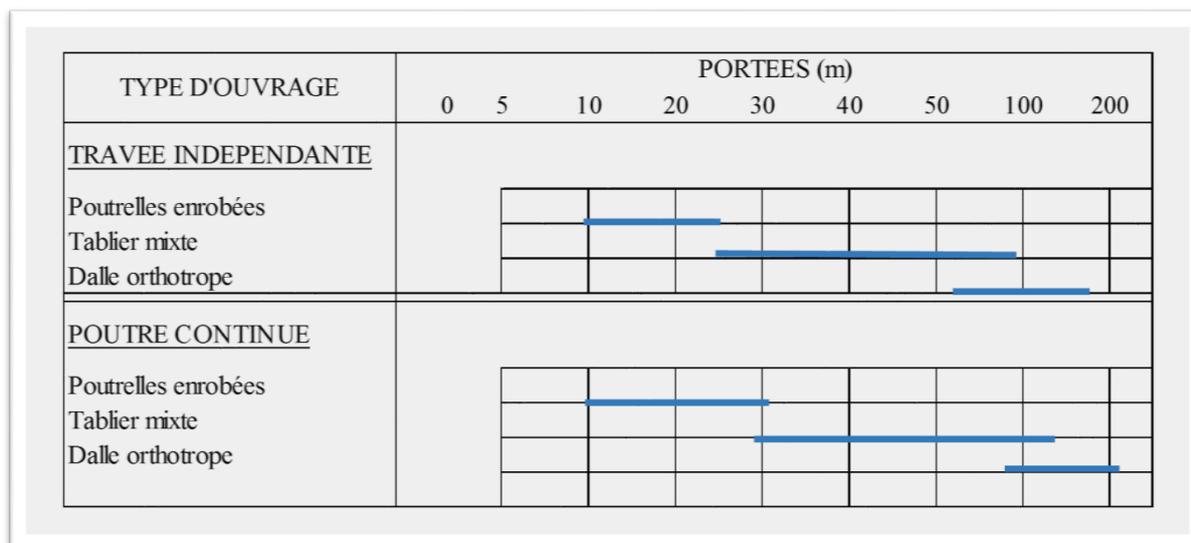
On utilisera pour les armatures, des aciers haute adhérence FeE 400 pour la dalle, les corniches et le trottoir.

##### ➤ **Profilé en acier :**

La charpente métallique sera constituée de profilés laminés en acier de nuance S355J2 et galvanisé à chaud.

### **3. Choix du nombre de travées et stabilité de la structure :**

Le domaine d’emploi des ponts à poutrelles enrobées est rappelé ci-dessous :



**Domaine d’emploi des ponts à poutrelles enrobées**

On opte alors pour quatre (04) travées d’une portée de 26,25 m chacune.

Pour déterminer si on doit faire des travées indépendantes ou continues pour notre structure, on fait une étude comparative entre ces deux types de travées selon plusieurs critères. Les résultats de cette étude sont consignés dans le tableau suivant :

**Choix du type de travées à adopter pour la variante proposée**

	Travées indépendantes	Travées continues
Calcul vis-à-vis de la stabilité de la structure	Discontinuité mécanique de la structure nécessitant l’installation de joints de chaussée	Continuité mécanique de la structure ne nécessitant pas l’installation de joints de chaussée
Mise en œuvre	Mise en œuvre un peu plus délicate car nécessitant plus de matériel (grue par exemple)	Mise en œuvre simplifiée par boulonnage ou soudure des poutrelles et lançage de la charpente métallique
Nécessité d’appareils d’appui	Oui	
Nombre d’appareils d’appui	02 appareils d’appui par travée et sur chaque appui pour faciliter la mise en place des divers joints	01 appareil d’appui par travée et sur chaque appui dû à l’absence de joints
Rentabilité économique	Economiquement moins rentable du fait du nombre	Plus rentable économiquement

	élevé d'appareils d'appui	
--	---------------------------	--

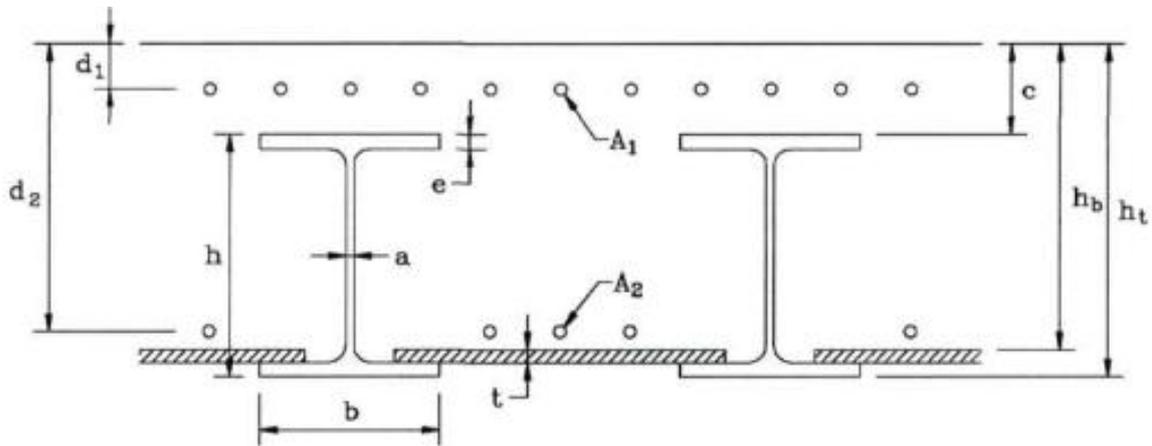
En conclusion, on décide de souder les poutrelles pour réaliser la continuité mécanique de la charpente métallique du tablier. En effet, la réalisation de travées indépendantes va, à terme, favoriser une concentration de sollicitations dans les zones où les profilés sont juxtaposés ce qui est préjudiciable à la durée de vie des appuis. En installant des joints de chaussée pour palier à ce problème, les conséquences pourraient être néfastes :

- Augmentation considérable du coût de l'ensemble,
- Dégradation du confort routier et de la durabilité de l'ensemble.

On opte donc pour quatre (04) travées continues de 26,25 m chacune, d'axe en axe, avec présence de 05 appuis (02 culées et 03 piles).

#### 4. Conception du tablier à poutrelles enrobées :

On utilisera, dans la suite de ce document, les notations suivantes :



#### Coupe dans un tablier à poutrelles enrobées

Les notations et leurs définitions sont récapitulées ci-dessous :

#### Notations utilisées dans le cas de la variante proposée

Notation	Définition
N	: Nombre total de poutrelles du tablier
A	: Aire d'une poutrelle
I	: Inertie principale d'une poutrelle
h	: Hauteur d'une poutrelle
b	: Largeur d'une poutrelle
e	: Epaisseur des semelles d'une poutrelle
a	: Epaisseur de l'âme d'une poutrelle

t	: Epaisseur du coffrage perdu
h <sub>b</sub>	: Epaisseur utile de béton $\left\{ \begin{array}{l} hb = c + h - e - t : \text{en travée avec coffrage perdu} \\ hb = c + h - e \text{ coffrage perdu localement supprimé sur appui} \end{array} \right.$
H <sub>t</sub>	: Hauteur totale = hb + c
c	: Couverture de béton au-dessus des semelles d'une poutrelle
A <sub>1</sub>	: Aire totale d'armatures longitudinales en face supérieure
A <sub>2</sub>	: Aire totale d'armatures longitudinales en face inférieure
E	: Module de déformation de l'acier
n <sub>i</sub>	: Coefficient d'équivalence acier-béton instantané
n <sub>v</sub>	: Coefficient d'équivalence acier-béton à long terme
N	: Coefficient d'équivalence acier-béton sans précision de durée
B	: Largeur de la section résistante du tablier

**a. Calcul de la portée équivalente « L' » de l'ouvrage :**

Dans le cas d'un ouvrage à plusieurs travées continues comme le nôtre, on a :

$$L' \approx 0,8 L_{max} \text{ avec } L_{max} = \text{portée biaise de l'ouvrage}$$

$$L_{max} \approx 0,8 * (\text{Ouverture droite} + 1)$$

$$L' \approx 21,8 \text{ m}$$

**b. Détermination de l'élancement « h » des poutrelles :**

La hauteur h du profilé est obtenue par la formule suivante, selon que la travée est continue ou indépendante et selon la nuance d'acier utilisé :

	Acier S275 (ex E28)	Acier S355 (ex E36)
Travée indépendante	1/33	1/40
Travées continues	1/38	1/45

FIG. 9 : Elancement des poutrelles

**Elancement des poutrelles des PPE en fonction de la nuance d'acier utilisée**

Dans notre cas, on utilise une nuance d'acier S355. L'élancement « h » des poutrelles est donc égal à :

$$h = \frac{L}{40}$$

A.N.

$$h = \frac{L}{40} = \frac{26,25}{40} = 0,65625 \approx 0,656 \text{ m}$$

La valeur de « h » obtenue, permet de faire un choix entre 2 ou 3 modules de poutrelles en fonction des charges d'exploitation, tel que préconisé dans le guide de conception et de calcul des ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées du SETRA :

➤ **Pour les ouvrages accessibles aux piétons ou cyclistes seulement et pour les ponts-routes de 3ème classe** : poutrelles de module HEA de valeur nominale immédiatement inférieure à celle de h ; on pourrait prendre  $h = \frac{L}{42}$  ;

➤ **Pour les ponts-routes de 1ère ou 2ème classe, supportant uniquement les systèmes de charges A et B** : poutrelles HEA ou HEB ayant une hauteur proche de h ;

➤ **Pour les ponts-routes devant supporter des convois exceptionnels ou militaires** : poutrelles HEB ayant une hauteur proche de h ou HEA de hauteur immédiatement au-dessus.

Dans le cas présent, notre pont-route aura à supporter des convois militaires de type Mc 120. On choisira donc comme poutrelles des HEB ayant une hauteur proche de « h » ou des HEA de hauteur immédiatement au-dessus de « h ».

### 5. Choix du module de poutrelles :

De ce qui précède, on doit effectuer un choix tel que le module de la poutrelle soit :

- Un HEB dont la hauteur est proche de l'élanement « h » calculé ci-dessus ;
- Un HEA de hauteur immédiatement supérieure à l'élanement « h » calculé.

Nous indiquerons donc dans le tableau suivant, les différents modules répondant à ces critères, ainsi que leur hauteur :

**Tableau des différents modules répondant aux critères de conception**

Profilé HEA		Profilé HEB	
Module	Hauteur h (mm)	Module	Hauteur h (mm)
HE 650 A	640,00	HE 650 B	650,00
HE 700 A	690,00	HE 700 B	700,00
HE 800 A	790,00	HE 800 B	800,00

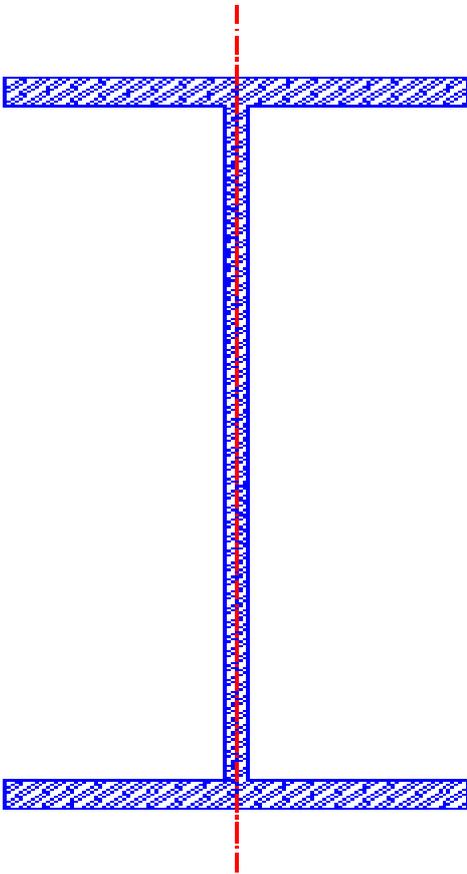
Au regard du tableau précédent, les modules vérifiant les critères sont des HE 650 B ou des HE 700 A. Après comparaison du coût d'achat des 02 modules de poutrelles, on choisit de garder les poutrelles HE 700 A.

### Comparaison des couts entre les profilés HEA 700 et HEB 650

Profilé	Prix Unitaire en Euros	Prix unitaire en FCFA
Profilé HEA 700 – galvanisé à chaud – option qualité S355J2	20599,12	13 512 136,96
Profilé HEB 650 – galvanisé à chaud – option qualité S355J2	22722,53	14 905 002,61

Les caractéristiques du profilé HEA 700 retenu sont jointes dans le tableau ci-dessous :

Caractéristiques du profilé HEA 700 retenu (ArcelorMittal, s. d.)

Profilé HEA 700		
Paramètres [unité]	Valeur numérique	
h (mm)	690	
b (mm)	300	
tw (mm)	14,5	
tf (mm)	27	
r (mm)	27	
hi (mm)	636	
d (mm)	582	
A (mm <sup>2</sup> ) 10 <sup>2</sup>	260,5	
Iy (mm <sup>4</sup> ) 10 <sup>4</sup>	215300,00	
Wel,y (mm <sup>3</sup> ) 10 <sup>3</sup>	6241,00	
Wpl,y (mm <sup>3</sup> ) 10 <sup>3</sup>	7032,00	
Iz (mm <sup>4</sup> ) 10 <sup>4</sup>	12180,00	
Wel,z (mm <sup>3</sup> ) 10 <sup>3</sup>	811,90	
Wpl,z (mm <sup>3</sup> ) 10 <sup>3</sup>	1257,00	
It (mm <sup>4</sup> ) 10 <sup>4</sup>	521,55	
Iω (mm <sup>4</sup> ) 10 <sup>4</sup>	13350,00	
G (kg/m)	204,00	

Hauteur totale « H » du tablier:

La hauteur totale du tablier notée « H » est :

$$H = ht + \text{étanchéité} + \text{revêtement} + \text{surépaisseur}$$

-La hauteur totale de la section mixte « ht » est définie par la relation suivante :

$$\frac{L(m)}{40} + 0,07 < ht (m) \leq \frac{L(m)}{31}$$

$$\frac{26,25}{40} + 0,07 < ht \text{ (m)} \leq \frac{26,25}{31}$$

$$0,72625 \text{ m} < ht \text{ (m)} \leq 0,84677$$

On prendra donc :

$$ht = 0,75 \text{ m}$$

D'où la hauteur totale H du tablier est :

$$H = ht + \text{étanchéité} + \text{revêtement} + \text{surépaisseur}$$

$$H = 0,75 \text{ m} + 0,002 \text{ m} + 0,08$$

$$H = 0,75 \text{ m} + 0,02 \text{ m} + 0,08$$

$$H = 0,85 \text{ m}$$

**a. Largeur de la section résistante « B » du tablier :**

Elle correspond en général à la largeur droite de l'intrados du tablier et est, à peu près, inférieure ou au plus égale à la largeur entre garde-corps, notée lu.

➤ **Nombre minimal « N » de poutrelles :**

$$N = \left\lceil \frac{lu - b - 0,16}{\frac{h}{3} + 0,60} \right\rceil + 1 \text{ (} lu, b \text{ et } h \text{ en m)}$$

$$N = \left\lceil \frac{11,40 - 0,300 - 0,16}{\frac{0,700}{3} + 0,60} \right\rceil + 1$$

$$N = |13,128| + 1 = 13 + 1$$

$$N = 14 \text{ poutrelles HEA 700}$$

➤ **La largeur B est quant à elle :**

$$B = (14 - 1) \left( \frac{h}{3} + 0,60 \right) + b + 0,16 \leq lu$$

$$B = (14 - 1) \left( \frac{0,700}{3} + 0,60 \right) + 0,46$$

$$B = 11,29 \text{ m} < lu = 11,40 \text{ m}$$

**b. Espacement « E » entre poutrelles :**

Afin de permettre un bétonnage correct entre les poutrelles, l'espace libre entre ailes de deux poutrelles voisines ne doit pas être inférieur à 0,15 m. L'espacement des poutrelles doit de ce fait être supérieur à :

$$0,15 \text{ m} + b \text{ (1)}$$

Par ailleurs, dans les conditions normales d'utilisation, l'espacement des poutrelles ne doit pas dépasser :

$$\frac{h}{3} + 0,6 \quad (2)$$

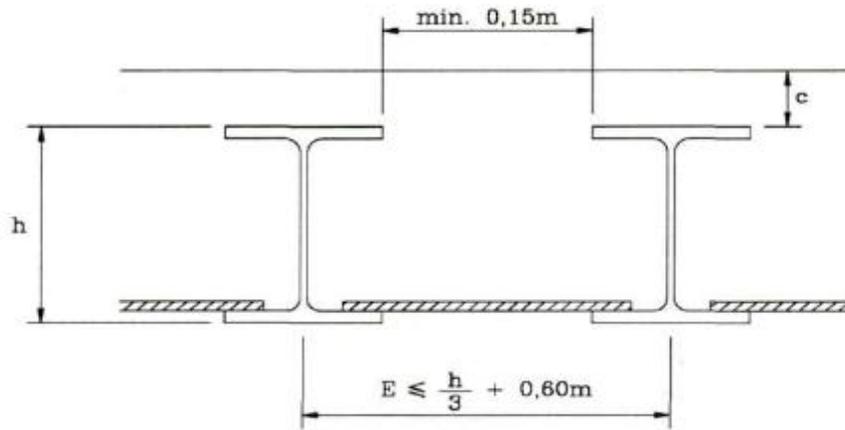


FIG. 80 : Espacements limites des poutrelles

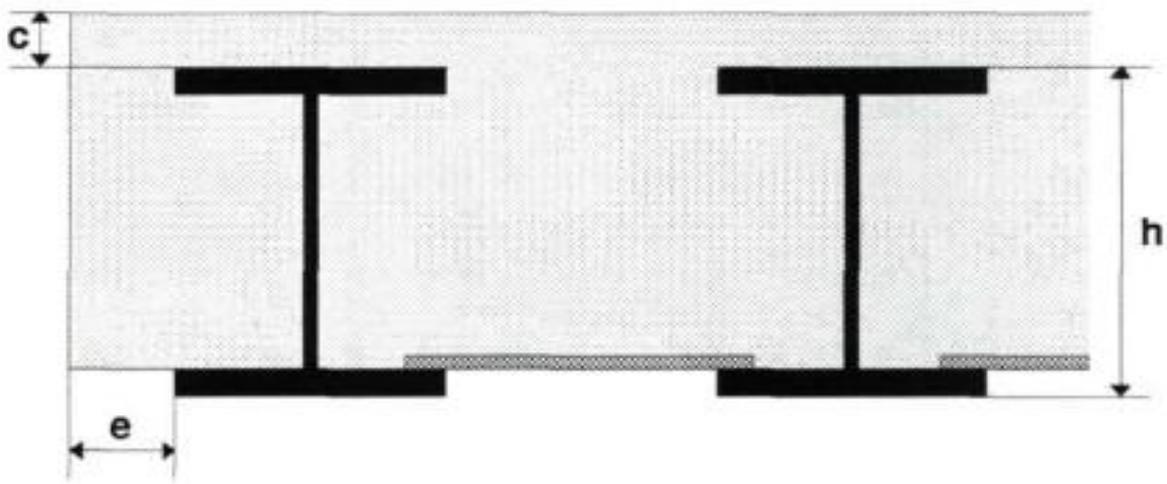
$$0,15 \text{ m} + b < E \text{ (m)} \leq \frac{h}{3} + 0,60 \text{ m}$$

$$0,15 \text{ m} + 0,30 < E \text{ (m)} \leq \frac{0,70}{3} + 0,60 \text{ m}$$

$$0,45 \text{ m} < E \text{ (m)} \leq 0,83 \text{ m}$$

On prend un espacement net de 0,5 m entre ailes supérieures et un espacement entre axe de deux (02) poutrelles consécutives de 0,80m.

**c. Epaisseurs du béton d'enrobage :**



➤ **Epaisseur « c » du béton d'enrobage**

L'épaisseur du béton d'enrobage qui est en béton armé est donnée par :

$$c = ht - hf - 2tw \quad (1)$$

Et doit vérifier la relation suivante :

$$7 \text{ cm} < c < \min(15 \text{ cm}; \frac{h}{3}) \quad (2)$$

A.N. :

$$\begin{cases} c = 75 - 63,6 - 2,7 \quad (1) \\ 7 \text{ cm} < c < \min(15 \text{ cm}; \frac{0,7}{3} = 23,33 \text{ cm}) \quad (2) \end{cases}$$

$$\begin{cases} c = 8,7 \text{ cm} \quad (1) \\ 7 \text{ cm} < 8,7 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \quad (2) \end{cases}$$

On prendra une épaisseur d'enrobage  $c=8,7$  cm.

➤ **Épaisseur « e » du béton d'enrobage de rive :**

L'épaisseur du béton d'enrobage de rive doit vérifier la relation suivante :

$$e > 8 \text{ cm} \quad (3)$$

Le nombre de poutrelles minimum précédemment calculé est de 14 HEA 700. Pour déterminer l'épaisseur « e » du béton d'enrobage de rive, on vérifie la relation (3) avec 14, 15 et 16 poutrelles. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau suivant :

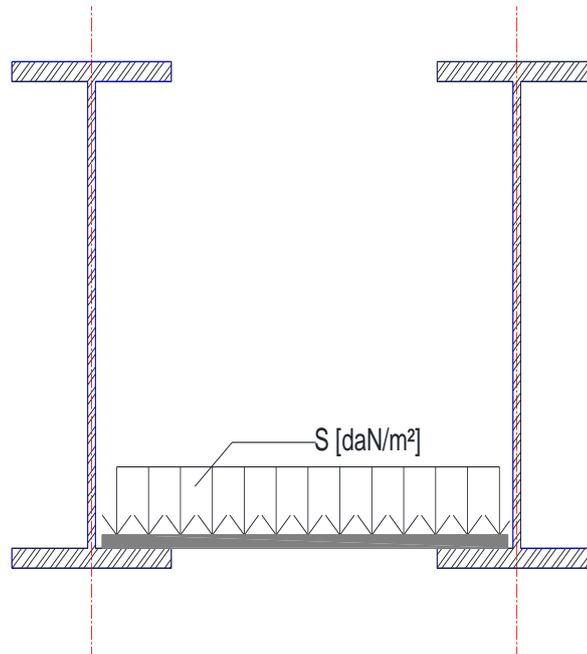
Nombre de poutrelles « N »	14	15	16
Épaisseur « e » (cm)	0,65	0,25	0

Pour 14 poutrelles, l'enrobage de rive respecte la condition (3), cependant, il est trop grand compte tenu de la résistance de la dalle. Au regard des résultats obtenus, on retient donc 15 poutrelles pour l'ensemble de la dalle.

**d. Épaisseur du coffrage perdu:**

La dalle a une épaisseur totale de 75 cm. Elle est constituée de 15 poutrelles laminées espacées de 0,80 cm (entraxe). Les poutrelles HEA 700 ont des semelles de 300 mm de large, ce qui laisse un espace à coffrer (portée libre « l ») d'environ 0,50 m.

➤ **Descente de charge sur le coffrage :**



Les charges de béton appliquées sur la surface du coffrage sont de :

$$P_{\text{béton}} = ht * \gamma_{\text{béton}}$$

$$P_{\text{béton}} = 0,75 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3 = 18,75 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{béton}} = 1875 \text{ daN/m}^2$$

A ces charges s'ajoutent celles de chantier, qui sont prises égales à 2,5 kN/m<sup>2</sup> soit 250 daN/m<sup>2</sup>

$$P_{\text{chantier}} = 250 \text{ daN/m}^2$$

La charge totale appliquée sur le coffrage est de :

$$S = 1875 + 250 = 2125 \text{ daN/m}^2$$

En considérant le facteur de sécurité des coffrages, qui est de 3, la charge totale appliquée sur le coffrage devient :

$$S = 2125 * 1,03$$

$$S = 2188,75 \text{ daN/m}^2$$

➤ **Choix du coffrage perdu à utiliser :**

Les deux principaux types de coffrages perdus utilisés dans la construction des ponts à poutrelles enrobées sont :

- Les coffrages perdus type Duripanel®
- Les coffrages perdus type Eterboard®

Tableau comparatif entre les coffrages perdus type Duripanel® et les coffrages perdus type Eterboard® :

Critères	Duripanel®	Eterboard®
Composition	Mélange de : <ul style="list-style-type: none"> <li>- Ciment</li> <li>- Particule de bois</li> <li>- Additifs divers</li> </ul>	Mélange de : <ul style="list-style-type: none"> <li>- Ciment</li> <li>- Fibres naturelles</li> <li>- Charges minérales</li> <li>- Additifs divers</li> </ul>
Techniques de production	Dispersion en trois (03) couches différentes suivie d'une forte compression	Doublement comprimées puis autoclavées
Description	02 versions : l'une de teinte naturelle (gris ciment) et l'autre poncé sur les 02 faces.	Teinte naturelle (gris beige) à parement et contre-parement lisses
Caractéristiques physiques et mécaniques	Masse volumique : 1250 kg/m <sup>3</sup> Résistance en flexion $RF \geq 9$ N/mm <sup>2</sup> Module d'élasticité en flexion E : 4500 N/mm <sup>2</sup> Ininflammable Conforme aux normes : <ul style="list-style-type: none"> <li>- NF EN 634-1</li> <li>- NF EN 634-2</li> </ul>	Masse volumique : 1600 kg/m <sup>3</sup> à sec (20% d'absorption de l'eau) Résistance en flexion $RF = 25,5$ N/mm <sup>2</sup> Module d'élasticité en flexion E : 14 000 N/mm <sup>2</sup> Incombustible Conforme aux normes : <ul style="list-style-type: none"> <li>- EN 13-501-1</li> <li>- NF EN 12467</li> </ul>
Découpe pour la mise en œuvre	Découpage avec une scie circulaire	Découpage avec une scie circulaire équipée d'un disque diamanté
Epaisseur « e » pour une même catégorie S de surcharges admissibles et une même portée libre « l »	Pour une même charge surfacique admissible S et une portée libre « l », l'épaisseur des coffrages Duripanel® est le double des coffrages Eterboard®.	

On décide, pour la suite des calculs, d'utiliser un coffrage de type Eterboard.

**Surcharge admissible en DaN/m<sup>2</sup>**

Portée libre <i>l</i> (cm)	Epaisseur <i>e</i> (mm)						
	6	10	12	15	18	20	25
20	797	2984	4301	6726	9691	11968	18710
25	403	1895	2746	4296	6192	7648	11960
30	229	1090	1892	2976	4291	5301	8293
35	141	681	1185	2180	3145	3886	6082
40	91	451	787	1551	2401	2968	4648
45	61	312	547	1082	1883	2338	3664
50	42	223	394	782	1365	1879	2960
55	29	164	291	582	1018	1404	2439
60	20	122	220	443	778	1074	2043
65	14	93	169	343	605	838	1659
70	9	71	131	270	479	665	1321
75	6	55	103	215	384	534	1066
80	3	42	82	173	311	435	871
85	-	33	65	140	255	357	720
90	-	25	52	114	210	296	600
95	-	19	41	94	174	247	504
100	-	14	32	77	145	207	427
105	-	10	25	63	122	174	363
110	-	6	20	52	102	148	311
115	-	-	15	42	86	125	267
120	-	-	11	34	72	106	230

Pour une portée libre « l » de 50 cm, l'épaisseur de coffrage correspondante est de 25 mm.

$$e (\text{coffrage}) = 25 \text{ mm}$$

Tableau récapitulatif des paramètres retenus :

Paramètres	Notation	Valeurs retenues
Nombre de poutrelles	N	15 poutrelles
Profilé retenu	-	HE 700 A
Elancement des poutrelles (mm)	H	656,25
Hauteur profilé	hretenue	690
Epaisseur d'une semelle (mm)	e	27
Largeur de l'âme d'une poutrelle (mm)	a	14,5
Largeur semelle (mm)	B	300
Espacement entre axe des poutrelles (mm)	E	800
Enrobement de rive (mm)	e	250

Epaisseur coffrage (mm)	t	25
Epaisseur du béton d'enrobement (mm)	c	8,7
Ht (mm)	Ht	750
Hauteur totale du tablier (mm)	H	850
Largeur de la section résistante du tablier (m)	B	11,29

## **II. VERIFICATION DES CARACTERISTIQUES DE LA SECTION**

### **1. Principe de prédimensionnement :**

Contrairement au prédimensionnement d'une travée isostatique qui est basé sur les moments en travée, le prédimensionnement d'un ouvrage à travées continues peut se faire, soit à partir des moments sur appuis, ce qui est le cas courant, soit à partir des moments en travée.

La méthode de prédimensionnement proposée comporte deux étapes :

**Etape 1 :** Elle consiste à rechercher la valeur des moments de flexion longitudinaux dus aux charges de superstructures et d'exploitation.

Les abaques permettant de déterminer les moments agissant à l'état limite de service, tant en travée que sur appui, ont été construits à partir des charges d'exploitation à caractère normal pour les ouvrages à deux travées, à trois travées symétriques et à quatre travées symétriques.

**Etape 2 :** Elle consiste, à l'aide de tables, à déterminer les caractéristiques de la section. Il convient de noter que cette méthode est d'une application très simple, puisqu'elle nécessite seulement la détermination du moment dû aux superstructures et aux charges d'exploitation. Ce moment, qui sera noté  $\Delta M$  dans les tables, ne dépend que de la portée et de la largeur de l'ouvrage, mais ne dépend ni de la hauteur des poutrelles, ni par conséquent de l'épaisseur du tablier. De plus, bien que ce moment soit évalué à l'état-limite de service, les dimensionnements proposés dans les tables, vérifient non seulement les conditions de justification à l'état-limite de service mais également celles de l'état-limite ultime de résistance.

### **2. Détermination des moments à l'ELS :**

On pose :

$$\alpha = \frac{l_{min}}{l_{max}} = 1$$

Avec  $l_{min}$  : portée biaise de la plus petite travée

$l_{max}$  : portée biaise de la plus grande travée

**a. Charges de superstructures :**

On a, en valeur absolu :

$$M_{gs} = \frac{l_{max}^2}{8} \cdot \beta_g \cdot Q_{sup}$$

Avec  $Q_{sup}$  : densité de charges de superstructures en t/m<sup>2</sup> ( $Q_{sup} = t/m^2$ )

$\beta_g$  : coefficient tenant compte de la continuité et lu sur des abaques

**b. Charges d'exploitation :**

Les moments dus aux charges d'exploitation sont de la forme :

$$M_q = M_{q0} \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot \frac{Lc}{B} \cdot \beta_q \cdot \lambda$$

Avec  $M_{q0}$  : moment de référence relatif à la plus grande portée.

Il est donné par :

$$M_{q0} = \frac{(l_{max} + 8)(l_{max} + 9)}{12}$$

$a_1$  et  $a_2$  : coefficients relatifs au chargement A(l)

$\beta_q$  : coefficient tenant compte de la continuité et lu sur des abaques

$\lambda$  : coefficient correcteur tenant compte de la décroissance de A(l) avec la longueur chargée ; Dans notre cas,  $l_{max} = l_{min}$  donc on aura en travée :

$$\lambda = 1$$

et sur appuis :

$$\lambda = \frac{1}{\sqrt{2}}$$

**3. Portées équivalentes :**

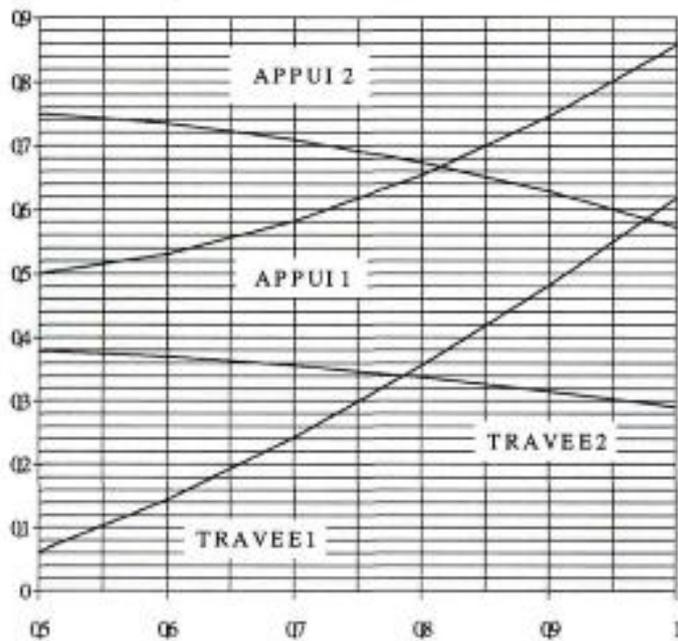
Les tables ont été établies pour une travée indépendante, et dans l'hypothèse d'emploi de béton traditionnel. Pour un ouvrage continu, on se ramène au cas précédent en calculant la portée de la travée indépendante qui, sous le poids de la poutrelle et le poids du béton frais, entraînerait la même contrainte dans l'acier à mi-portée. On associe ainsi à chaque moment en travée et à chaque moment sur appui une portée dite portée équivalente. Par définition de  $\beta_g$ , on a :

$$l_e = l_{max} \cdot \sqrt{\beta_g}$$

Où  $\beta_g$  est le coefficient lu sur les abaques pour la travée ou l'appui considéré.

**4. Détermination des coefficients de continuité et résultats :**

Les coefficients de continuité  $\beta_q$  et  $\beta_g$  sont déterminés par lecture sur les abaques suivantes, ou application numérique des formules qui y sont mentionnées :



**CHARGES PERMANENTES**

*Appui 1*

$$\beta_g = \frac{2(1+2\alpha^3)}{4\alpha+3}$$

*Appui 2*

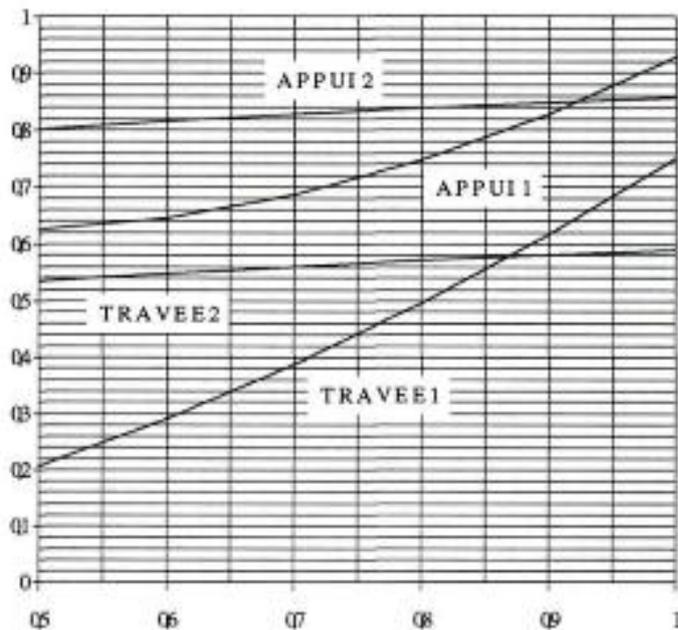
$$\beta_g = \frac{2(1+\alpha)(1+\alpha-\alpha^2)}{4\alpha+3}$$

*Travée 1*

$$\beta_g = \left[ \frac{6\alpha^3+6\alpha^2-1}{2\alpha(4\alpha+3)} \right]^2$$

*Travée 2*

$$\beta_g = \frac{(1+\alpha)(1+\alpha-\alpha^2)}{3+4\alpha} + \left[ \frac{\alpha(3\alpha^2-2)}{2(3+4\alpha)} \right]^2$$



**CHARGES D'EXPLOITATION**

*Appui 1*

$$\beta_q = \frac{8\alpha^3 - \alpha^2 + \alpha + 5}{2(3+4\alpha)}$$

*Appui 2*

$$\beta_q = \frac{2(1+2\alpha)}{3+4\alpha}$$

*Travée 1*

$$\beta_q = \left[ \frac{\alpha(24+49\alpha+24\alpha^2)}{8(1+\alpha)(3+4\alpha)} \right]^2$$

*Travée 2*

$$\beta_q = \frac{5+16\alpha+12\alpha^2}{4(1+\alpha)(3+4\alpha)} + \left[ \frac{4\alpha^2-3}{8(1+\alpha)(3+4\alpha)} \right]^2$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus après application numérique des différentes formules énoncées ci-dessus :

<p>Classe de l'ouvrage : Classe 1</p> <p>Portées : 26,25 m, 26,25 m, 26,25m, 26,25 m d'où <math>l_{max} = 26,25</math> m et <math>\alpha = 1</math></p>				
<p>Superstructures :</p> <p><math>Q_{sup} = 0,77</math> t/m<sup>2</sup></p> $M_{p0} = \frac{l_{max}^2}{8} \cdot Q_{sup} = 66,32 \text{ t.m/m}$				
<p>Charges d'exploitation :</p> $M_{q0} = \frac{(l_{max} + 8)(l_{max} + 9)}{12} = 100,61 \text{ t.m/m}$ $M_{ref} = M_{q0} * a_1 * a_2 * \frac{L_c}{B} = 109,37 \text{ t.} \frac{\text{m}}{\text{m}} \text{ avec } a_1 = 1 ; a_2 = 1,53 ; L_c = 8\text{m et } B = 11,84 \text{ m}$				
	Travée 1	Appui 1	Travée 2	Appui 2
B <sub>g</sub>	0,857	0,571	0,786	0,306
M <sub>gs</sub> = β <sub>g</sub> .M <sub>p0</sub>	56.84	37.87	52.13	20.29
B <sub>q</sub>	0,786	0,857	0,866	0,589
Δ	1	0,707	1	0,707
M <sub>q</sub> = M <sub>ref</sub> .β <sub>q</sub> .λ	85,96	66,27	94,71	45,54
Portées équivalentes ( $l_e = l_{max} \cdot \sqrt{\beta_g}$ )	24,30	19,84	23,27	14,52
Moment agissant ( $\Delta M = M_{gs} + 1,2 M_q$ ) en t.m/m	159.99	117.39	165.78	74.95

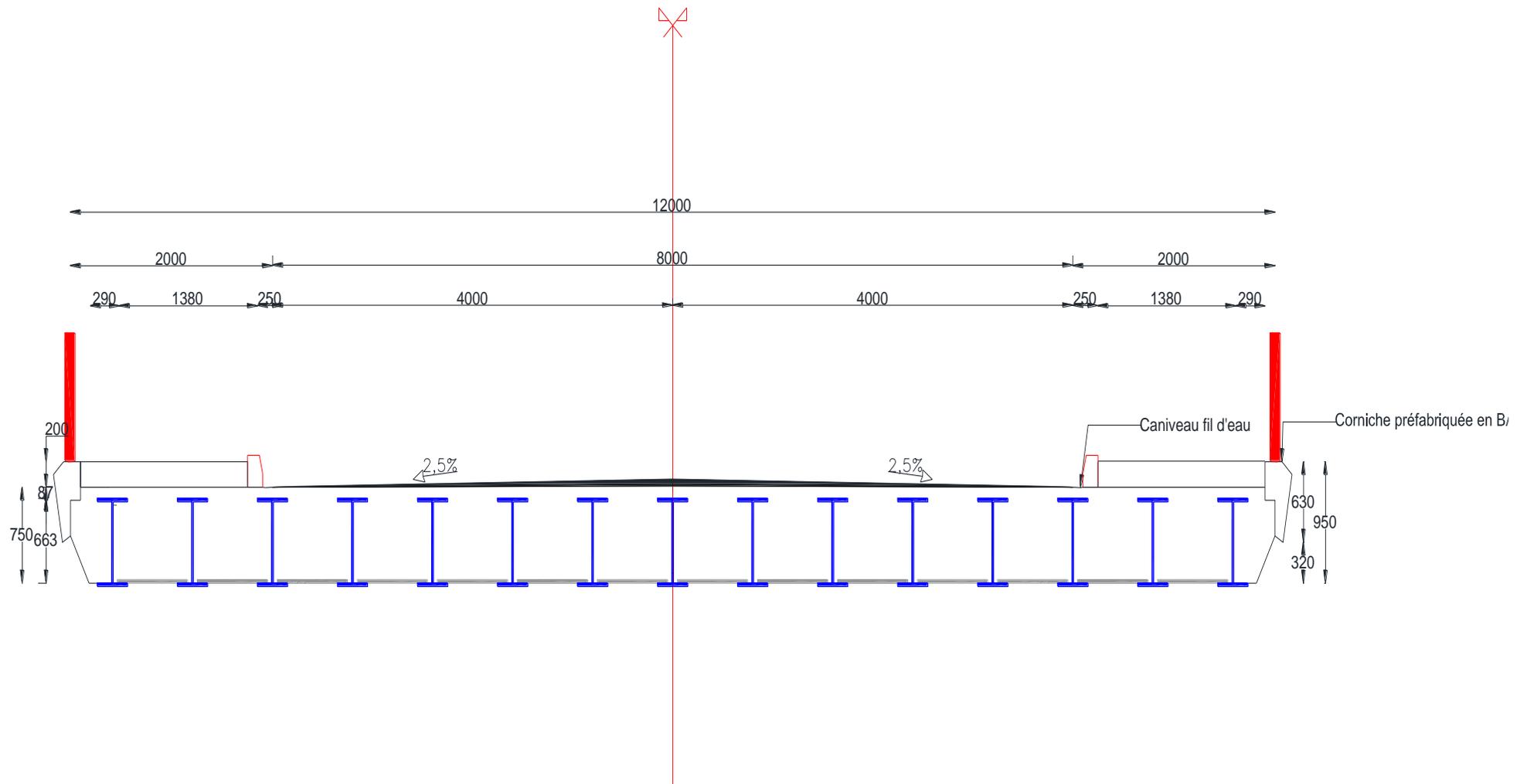
### 5. Vérification de la section :

Le moment agissant maximal est obtenu en travée 2 et vaut 165,78 t.m/m. Pour la portée équivalente correspondante, on a :

<b>Portée équivalente 26 mètres</b>					<b>Portée équivalente 26 mètres</b>							
		<b>En travée</b>		<b>Sur appui</b>				<b>En travée</b>		<b>Sur appui</b>		
$\Delta M$ (tm/m)	Profilé	$e$ m	Profilé	$e$ m	$\Delta M$ (tm/m)	Profilé	$e$ m	Profilé	$e$ m	$\Delta M$ (tm/m)	Profilé	$e$ m
40	HE650A	* 0,780			130	HE650B	0,810	HE650M	0,820			
45	HE650A	* 0,760				HE650M	0,790	HE800A	* 0,710			
50	HE650A	* 0,740	HE650A	* 0,760		HE700B	0,670	HE800B	0,800			
	HE700A	0,810				HE800A	* 0,690	HE900A	0,830			
53	HE700A	* 0,790	HE650A	* 0,740	135	HE650B	0,600	HE650B	0,620			
			HE700A	0,810		HE700B	* 0,660	HE800A	* 0,700			
60	HE650A	* 0,710	HE700A	* 0,790				HE800B	0,790			
65	HE650A	* 0,690	HE650A	* 0,710	140	HE600M	0,710	HE600M	0,740			
	HE650B	0,790	HE650B	0,810		HE650B	0,590	HE650B	0,610			
	HE700A	0,760				HE650M	0,760	HE650M	0,790			
70	HE650B	0,770	HE650B	0,790		HE700B	* 0,650	HE800A	* 0,690			
	HE700A	* 0,740	HE700A	* 0,760		HE700M	0,810					
	HE800A	0,850			145	HE650B	0,580	HE650B	0,600			
75	HE650A	* 0,660	HE650A	* 0,680		HE650M	0,750	HE650M	0,780			
			HE800A	0,850		HE700B	0,640	HE800A	* 0,680			
80	HE650B	0,740	HE650B	0,760	150	HE800B	* 0,740	HE900B	0,890			
	HE700A	* 0,710	HE700A	* 0,730		HE650A	* 0,500	HE650B	0,590			
			HE700B	0,830		HE650B	0,570	HE800A	* 0,670			
85	HE700A	* 0,700				HE700B	0,630					
	HE700B	0,790				HE800B	0,730					
90	HE650A	* 0,620	HE650A	* 0,640		HE900A	0,760					
	HE650B	0,710	HE650B	0,730	155	HE900B	0,850	HE650A	0,1510			
	HE800A	0,790	HE700B	0,800		HE650A	0,490	HE800A	* 0,660			
			HE800A	0,810		HE650B	0,560	HE1000A	0,840			
95	HE650A	* 0,610	HE700A	* 0,690		HE700B	0,620					
	HE700A	0,670				HE700M	0,770					
	HE700B	0,760				HE800B	0,720					
100	HE650B	0,680	HE700A	* 0,680		HE800M	0,870					
	HE700A	* 0,660	HE700B	0,770		HE900A	* 0,750					
	HE800A	0,760	HE800A	0,780		HE900B	0,840					
105	HE650B	* 0,670	HE650B	0,690	160	HE700B	0,610	HE700M	0,790			
	HE900A	0,870	HE800A	* 0,770		HE700M	0,760	HE800A	* 0,650			
110	HE700B	* 0,720	HE900A	* 0,880		HE800A	* 0,630	HE1000A	0,830			
	HE800B	0,830				HE800B	0,710					
115	HE600M	* 0,780	HE700B	* 0,730		HE900A	0,740					
			HE800B	0,840		165	HE700A	0,530	HE600M	0,680		
120	HE800A	* 0,710				HE700B	0,600	HE700M	* 0,780			
	HE800B	0,800				HE700M	0,750	HE1000A	0,820			
	HE900A	0,830				HE800A	* 0,620					
	HE1000A	0,900				HE800B	0,700					
125	HE600M	0,750	HE600M	0,780		HE900A	0,730					
	HE650B	0,620	HE800A	* 0,720								
	HE800A	* 0,700	HE900A	0,840								
	HE800B	0,790	HE1000A	0,910								
	HE900A	0,820										

On lit que le choix de profilé HE 700A avec un espacement minimal de 53 cm est possible. Cependant, on conserve notre choix de poutrelles HE 700A espacés de 80 cm.

### III. PROFIL EN TRAVERS TYPE DU TABLIER :



## ANNEXE VI : DIMENSIONNEMENT DE LA VARIANTE PROPOSEE

### I. RAPPEL DES HYPOTHESES ET DESCENTES DE CHARGES SUR LE TABLIER :

Pour le dimensionnement du tablier, on effectue dans un premier temps un rappel des actions, combinaisons d'actions et contraintes des matériaux aux états limites avant de faire la descente de charges sur le tablier.

#### 1. Actions et combinaisons d'actions à considérer :

##### a. Classification des actions à considérer :

Pour la justification d'un tablier à poutrelles enrobées, on ne tient pas compte du retrait du béton, ni de l'effet de la température et du gradient thermique, contrairement aux prescriptions du Cahier de Prescriptions Techniques du pont à tablier mixte.

Les actions à considérer sont les suivantes :

##### ➤ Les actions permanentes :

Elles proviennent de l'effet des charges suivantes :

- Le poids propre des éléments de construction
- Le poids des équipements fixes ou amovibles des superstructures
- Les déformations permanentes éventuelles (par exemple, les dénivellations ou tassements d'appuis)

##### ➤ Les actions variables :

Elles résultent de l'effet des charges suivantes :

- Les charges d'exploitation définies par le Fascicule 61 Titre II du CPC : les valeurs représentatives, au sens des directives communes (DC 79), sont obtenues à partir des valeurs nominales de ce fascicule en les multipliant par les coefficients du tableau suivant :

Nature de la charge	Etat limite	
	De service	Ultime
Charges de chaussées et effets annexes, et charges sur remblais (articles 4, 5, 6, 7, 8)	1,2	1,07
Charges militaires et charges exceptionnelles (articles 9 et 10)	1,0	1,0
Charges sur trottoirs, passerelles piétons et garde-corps (articles 11, 12, 13, 18)	1,0	1,07

- Les charges climatiques (de vent)

- Les chocs sur les dispositifs de retenue définis dans le CCTP-type (tome 1) de la DRCR.

➤ **Les actions accidentelles :**

Pour la justification d'un tablier à poutrelles enrobées, elles sont à considérer uniquement si les documents particuliers du marché le prévoient. Cependant, dans notre cas, ils ne sont pas requis.

**b. Combinaisons d'actions :**

➤ **Etat Limite de Service (ELS) :**

Les combinaisons d'actions à considérer vis-à-vis des états limites de service sont :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum_{i>1} \Psi_{0i} Q_i$$

Où

$G_{max}$	: actions permanentes dont les effets s'ajoutent à l'effet des actions variables,
$G_{min}$	: actions permanentes dont les effets se retranchent de l'effet des actions variables,
$Q_1$	: action variable de base (p.e. charges de chaussées, cf § 5.2.1, b. ci-dessus),
$Q_i$	: actions variables d'accompagnement (telles que neige et vent, quand elles ne sont pas considérées seules)
$\Psi_{0i}$	: coefficient de prise en compte des charges en valeur de combinaison (voir ci-après).

Les états-limites à considérer sont les suivants :

**La non-déformation permanente** : les contraintes dans chacun des matériaux constitutifs, dans une section, sont inférieures aux contraintes limites de chacun de ces matériaux dans toutes les situations ;

**La déformation limite** : définie par la flèche limite du § 2.9 ou la rotation d'appui compatible avec les appareils d'appui ;

**L'ouverture des fissures** : en principe, la fissuration est considérée comme préjudiciable ;

**Les réactions d'appui** : elles doivent être positives dans tous les cas de charge d'exploitation, en tenant compte éventuellement des dénivellations d'appui.

➤ **Etats Limites Ultimes (ELU) :**

Les combinaisons d'actions à considérer vis-à-vis des états limites ultimes de résistance et de stabilité de forme sont de la forme :

**Combinaison fondamentale :**

$$1,35G_{max} + G_{min} + \gamma_{q1} \cdot Q_1 + 1,3 \sum_{i>1} \Psi_{0i} Q_i$$

**Combinaison accidentelle**, bien que non prescrite dans notre cas :

$$F_a + G_{max} + G_{min} + \Psi_1 \cdot Q_1 + 1,3 \sum_{i>1} \Psi_{2i} Q_i$$

Avec, en plus des notations et définitions précédentes :

$\gamma_{q1}$	: coefficients de l'action de base  = 1,35 pour les charges étroitement bornées (connues en grandeur et position) ou de caractère particulier (convois militaires et exceptionnels).  = 1,5 dans les autres cas (charges de chaussée, sur trottoir et passerelles piétons, sur garde-corps, charges aléatoires de construction ou d'exécution).
$\Psi_1$	: coefficient de prise en compte des charges d'exploitation à caractère normal entrant dans la combinaison fréquente.
$\Psi_2$	: coefficient de prise en compte des charges d'exploitation à caractère normal entrant dans la combinaison quasi permanente.

Pour les ponts-routes, les coefficients  $\Psi$  prennent les valeurs suivantes :

<i>Nature des charges</i>	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Charges d'exploitation sans caractère particulier :		(*)	
• pont de 1ère classe	0	0,6	0
• pont de 2ème classe	0	0,4	0
• pont de 3ème classe	0	0,2	0
Vent :			
• en exploitation	0	0,2	0
• en exécution	1	0	
Charges aléatoires d'exécution	1		

(\*) valable pour les charges réparties seulement.

**c. Contraintes limites des matériaux aux états limites de service :**

➤ **Le matériau béton :**

La fissuration du béton est à considérer comme étant préjudiciable. Pour le béton comprimé,

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj}$$

➤ **Le matériau acier :**

Pour les armatures,

$$f_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{h \cdot f_{tj}}\right)$$

Cependant, vis-à-vis des efforts locaux, il peut être admis de porter la contrainte admissible de traction des armatures à  $\frac{2}{3} f_e$ .

Pour l'acier des poutrelles,

$$\sigma_a = \frac{\sigma_e}{1,15}$$

**2. Descente de charges sur le tablier :**

**a. Charges permanentes :**

➤ **Poids propre du tablier :**

Le poids propre du tablier est égal à la somme des différents bétons d'enrobement, des poutrelles, des coffrages perdus de typer Eterboard, etc.

➤ **Poids de la superstructure du tablier:**

Le terme superstructure de tablier regroupe l'ensemble des équipements et éléments non-porteurs de la structure tels que les gardes corps, les bordures ou guide-roues, les éléments de trottoirs, etc.

➤ **Charges permanentes du tablier :**

Le résultat des calculs est joint dans le tableau suivant :

Eléments		Dimensions ou surface			Quantité	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids linéiques (kN/ml)
		e (m)	l (m)	S (m <sup>2</sup> )			
Poids propre du tablier	Poutrelles	---	---		15	2,04 kN/ml	30,6
	Coffrage perdu	0,025	0,7		14	19,2	4,704
	Béton d'enrobement	0,087	11,84		1	24	24,72192
	Béton entre poutrelles	---	---	0,4956	14	25	173,46
	Béton de rive	---	---	0,234	2	25	11,7
	Trottoir	0,2	1,67		2	25	16,7
Superstructure	Corniche-caniveau	---	---	0,1064	2	25	5,32
	Garde-corps S8	---	---		2	0,25 kN/ml	0,5
	Guides-roue	0,25	0,4		2	25	5
	Chape d'étanchéité	0,02	8		1	24	3,84
	Couche de roulement	0,08	8		1	25	16
<b><u>Total</u></b>							<b>292,55 kN/ml</b>

**b. Actions variables sur chaussée :**

Les actions variables sur chaussées sont définies par le fascicule 61 Titre II du C.P.C et concernent les charges et effets suivants :

- Les charges d'exploitation sans caractères particuliers ou charges routières normales ;
- Les charges d'exploitation à caractères particuliers ;
- Les effets du vent ;
- Les actions de la température ;
- Les actions climatiques ;
- Les actions en cours d'exécution du chantier.

➤ **Les charges routières normales :**

Elles regroupent l'ensemble des systèmes de chargements routiers définies par le Fascicule 61 titre 2 du C.P.C. Ce sont :

- **Les cas de charges du système A ;**
- **Les cas de charges du système B comprenant les charges de type Bc, Bt, Br auxquelles on ajoute la charge Bc Niger.**

**Les paramètres caractérisant le pont :**

Ils sont rappelés dans le tableau suivant :

Paramètres	Valeurs
Classe de pont-route	Casse I
Largeur totale de tablier (m)	12
Largeur roulable L <sub>r</sub> (m)	8
Largeur chargeable L <sub>c</sub> (m)	8
Largeur d'une voie (m)	3,50
Nombre de voies	2

**Le système de chargement A** : Il se compose de charges uniformément réparties d'intensité variable, suivant une longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont. Elles représentent un embouteillage ou un stationnement, ou bien tout simplement une circulation continue à une vitesse à peu près uniforme d'un flot de véhicules composé de voitures légères et de poids lourds. On définit la charge A(l) en kN/m<sup>2</sup> par :

$$A(l) = 2,3 + \frac{360}{l + 12}$$

Pour les ponts de portées unitaires inférieures à 200 m, comme c'est le cas ici, cette valeur de A(l) doit être multipliée par des coefficients a1 et a2.

**Détermination du coefficient d'agressivité a1 :**

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	≥ 5
Première	1	1	0,9	0,75	0,7
Deuxième	1	0,9	-	-	-
Troisième	0,9	0,8	-	-	-

Dans le cadre de notre projet, pour un pont de 1<sup>ère</sup> classe et pour 01 et 02 voies chargées, le coefficient d'agressivité a1 est de :

$$a1 = 1$$

**Détermination du coefficient a2 :**

Le second coefficient a2 est donné par la formule :

$$a2 = \frac{V0}{V}$$

V0 est fonction de la classe du pont et est égale à : 3,50 m pour les ponts de 1<sup>ère</sup> classe, 3,00 m pour les ponts de 2<sup>ème</sup> classe et 2,75 m pour les ponts de 3<sup>ème</sup> classe.

$$a_2 = \frac{3,5}{\left(\frac{8}{3,5}\right)} = 1,53$$

Les charges A(l) doivent être disposées sur le tablier de manière à produire l'effet le plus défavorable pour l'élément considéré. On choisit la longueur et la largeur des zones chargées de sorte à produire les effets maximaux dans l'élément d'ouvrage qu'on étudie.

### **Le système de chargement B :**

Il comprend trois (3) sous-systèmes dont les effets pour chaque élément des ponts sont examinés indépendamment :

- **Le système Bc composé de camions types ;**
- **Le système Br composé d'une roue isolée ;**
- **Le système Bt composé de groupes de deux (2) essieux.**

Les charges du système B sont affectées d'un coefficient de majoration dynamique applicable aux trois (3) sous-systèmes Bc, Bt et Br, donné par l'expression :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta$$

Où

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,40}{1 + 0,20L} \\ \beta = \frac{0,60}{1 + \frac{4G}{S}} \end{cases}$$

Avec :

L : longueur de l'élément ;

G : Poids total de l'élément ;

S : Poids maximal des essieux du système B (Bc ou Bt) qui peut être disposé sur cette travée.

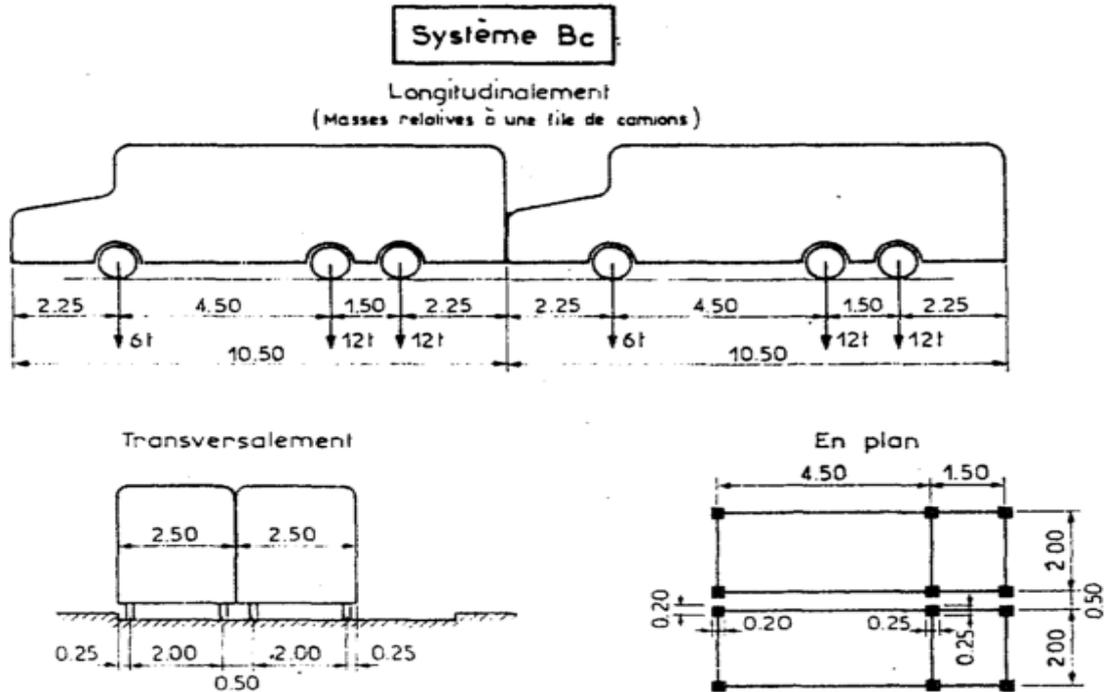
On rajoutera aux trois (3) sous-systèmes précédemment énoncés, un autre connu sous le nom de Système Bc Niger.

On obtient alors,

$$\delta, systB = \max(\delta_{bc}, \delta_{bt}, \delta_{br}) = 1,098$$

#### ▪ Le Sous-Système Bc :

Le sous-système Bc se compose de camions de poids individuel égal à 300 kN. On dispose autant de files de deux camions au maximum que de voies de circulation. Il est affecté d'un coefficient de pondération bc (dégressivité transversale). Il est représenté ci-après :



La détermination du coefficient bc se fait en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées, les différentes valeurs du coefficient bc sont présentées dans le tableau qui suit :

Classe de pont	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
Première	1,2	1,1	0,95	0,80	0,70
Deuxième	1	1	-	-	-
Troisième	1	0,8	-	-	-

Dans notre cas, le pont est de première classe avec deux files donc le coefficient bc est respectivement égal à 1,20 pour une (01) file et 1,10 pour deux (02) files.

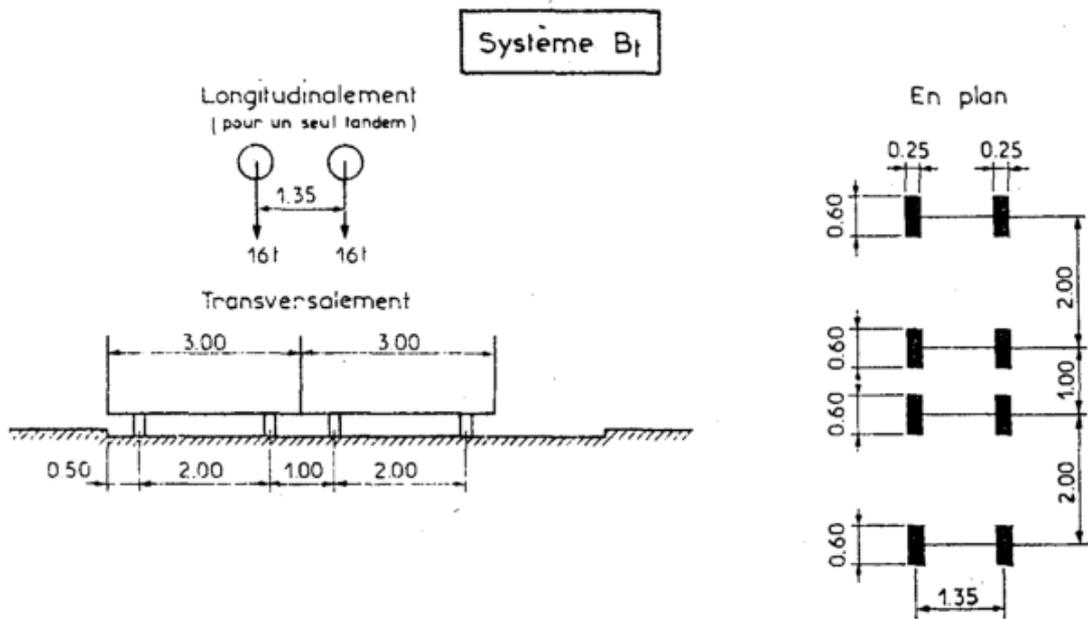
▪ Le sous-système Bt :

Le sous-système Bt se compose de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, dont le poids de chaque essieu est de 160 kN. Il ne s'applique qu'à certains critères :

- Il ne s'applique qu'aux ponts de première et deuxième classe ;
- Dans le sens longitudinal, un seul tandem est disposé par file ;
- Dans le sens transversal, un seul tandem est supposé circuler sur les ponts à une voie, alors que pour les ponts supportant deux voies ou plus, on ne peut placer que 2

tandems au plus sur la chaussée, côte à côte ou non, de manière à obtenir l'effet le plus défavorable ;

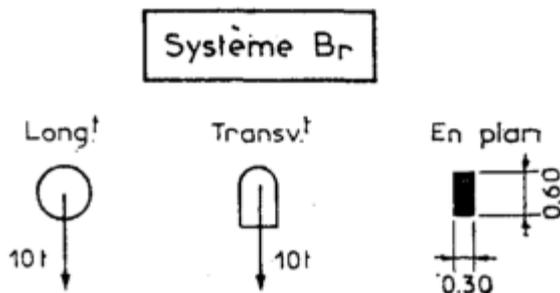
- Il est affecté d'un coefficient de pondération  $b_t$  égal à 1 pour les ponts de première classe et 0,90 pour ceux de deuxième classe.



Dans notre cas, le pont est de première classe donc le coefficient  $b_c$  est égal à 1.

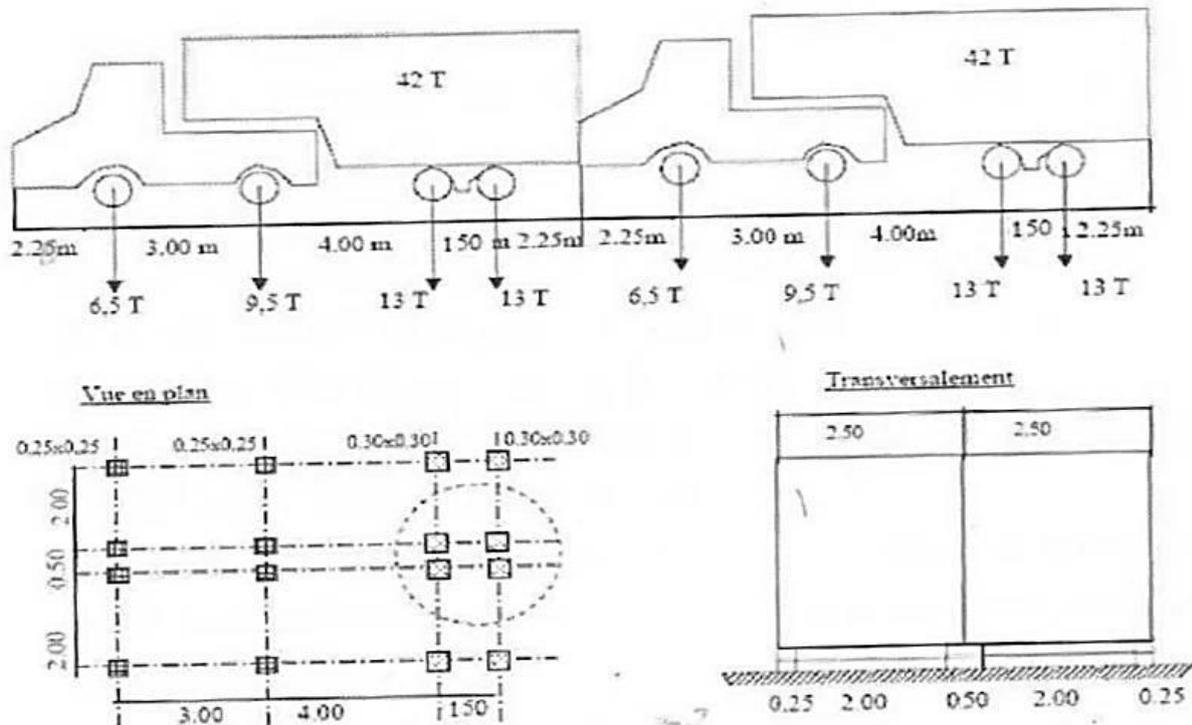
- Le sous-système  $B_r$  :

Il s'agit d'une roue isolée disposée normalement à l'axe longitudinal de la chaussée. Elle transmet les efforts à travers une surface d'impact rectangulaire de  $0,60 \times 0,30$  m (la dimension 0,60 m perpendiculaire à l'axe de déplacements des véhicules, représente la surface au sol de roues jumelées). Il est représenté par la figure qui suit :



- Le sous-système  $B_c$  Niger :

Pour ce sous-système, le camion Bc de 30 tonnes du fascicule 61 est remplacé par le camion Bc Niger de 42 tonnes, la configuration du système Bc Niger est présentée par la figure ci-dessous :



### Les charges routières de type militaire :

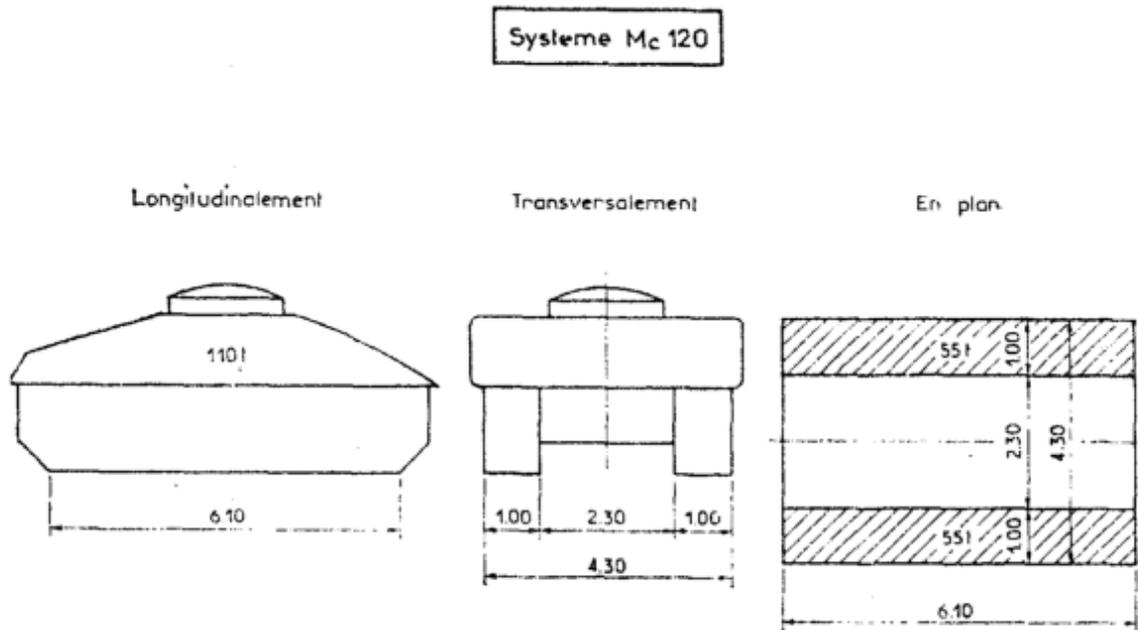
Les charges militaires sont de deux classes : M 80 et M 120. Chaque classe se compose de deux (02) sous-systèmes distincts :

- Mc : véhicule type à chenilles ;
- Me : groupe de 2 essieux.

Ainsi on distingue : Mc 80, Mc 120, Me 80 et Me 120. Le système Mc à chenilles est plus utilisé que celui à essieux. Les charges militaires doivent être multipliées par un coefficient de majoration dynamique  $\delta$ , calculé par la même formule que celle donnée pour le système B.

Pour une classe donnée (80 ou 120) et pour chaque élément considéré, le coefficient de majoration dynamique est le même pour les 2 sous-systèmes Mc et Me.

Le système Mc à chenille étant le plus utilisé, et compte tenu du fait que la classe Mc 120 est très souvent plus contraignante que la classe Mc 80, nous faisons l'hypothèse que le pont ne sera dimensionné que pour les convois du type Mc 120 représenté par la figure suivante :



Les charges du système Mc120 sont aussi affectées d'un coefficient de majoration dynamique donné par l'expression :

$$\delta = 1 + \alpha + \beta$$

Où

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,40}{1 + 0,20L} \\ \beta = \frac{0,60}{1 + \frac{4G}{S}} \end{cases}$$

D'où,

$$\delta, Mc120 = 1,085$$

➤ **Charges sur les trottoirs :**

Les charges sur trottoirs intervenant dans la justification des tabliers sont appelées charges locales et sont disposées à la fois en longueur et en largeur pour provoquer un effet maximal envisagé. De plus, elles peuvent être cumulées aux charges du système B ou de convois militaires. Dans le cas de charges locales, la charge est de 450 kg/m<sup>2</sup>.

➤ **Les actions du vent et de la température :**

Pour la justification du tablier à poutrelles enrobées, l'action du vent et les effets de la température ne seront pas pris en compte.

**II. DIMENSIONNEMENT DU TABLIER A POUTRELLES ENROBEES :**

La justification aux états limites du tablier à poutrelles enrobées, se fera suivant deux méthodes à savoir une méthode manuelle qui repose essentiellement sur le guide de

conception et de calcul des ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées et une vérification avec le logiciel ACOBRI développé par le CTICM pour le compte de Arcelor Mittal.

**1. Dimensionnement suivant le guide de conception et de calcul des ponts-routes à tablier en poutrelles enrobées :**

Les paramètres retenus pour le dimensionnement du tablier à poutrelles enrobées sont identiques à ceux mentionnés dans les données de base du projet.

**a. Détermination des efforts dans le tablier :**

Les efforts intervenant dans le tablier sont le moment fléchissant et l'effort tranchant. Pour les convois, ces efforts sont calculés par le théorème de Barré. Nous décrivons la méthode utilisée pour les obtenir ainsi que les résultats obtenus dans les lignes qui suivent.

➤ **Détermination des efforts dus aux charges permanentes :**

Ces efforts sont obtenus par descente de charges de l'ouvrage et résumés dans le tableau suivant :

**Section résistante :**

Eléments		Dimensions ou surface			Quantité	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids linéiques (kN/ml)
		e (m)	l (m)	S (m <sup>2</sup> )			
Poids propre du tablier	Poutrelles	---	---	---	15	2,04	30,6
	Coffrage perdu	0,025	0,7	---	14	19,2	4,704
	Béton d'enrobement	0,087	11,84	---	1	25	25,752
	Béton entre poutrelles	---	---	0,4956	14	25	173,46
	Béton de rive	---	---	0,234	2	25	11,7
<b><u>Total</u></b>							<b>246,22</b>

$$Q_{pp} = 246,22 \text{ kN/ml}$$

Donc le moment est donné par :

$$M_{pp} = Q_{pp} * \frac{l^2}{8} = 246,22 * \frac{26,25^2}{8} = 21207,28 \text{ kN.m}$$

Et l'effort tranchant

$$T_{pp} = Q_{pp} * \frac{l}{2} = 3231,59 \text{ kN}$$

**Equipements :**

Eléments		Dimensions ou surface			Quantité	Masse volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Poids linéiques (kN/ml)
		e (m)	l (m)	S (m <sup>2</sup> )			
Superstructure/ Equipements	Corniche-caniveau	---	---	0,1064	2	25	5,32
	Garde-corps S8	---	---	---	2	0,25 kN/ml	0,5
	Guides-roue	0,25	0,4	---	2	25	5
	Chape d'étanchéité	0,02	8	---	1	24	3,84
	Couche de roulement	0,08	8	---	1	24	15,36
<b>Total</b>							<b>46,052</b>

$$Q_{eq} = 46,052 \text{ kN/ml}$$

Donc le moment est donné par :

$$M_{eq} = Q_{eq} * \frac{l^2}{8} = 46,052 * \frac{26,25^2}{8} = 3966,59 \text{ kN.m}$$

Et l'effort tranchant

$$T_{eq} = Q_{eq} * \frac{l}{2} = 604,43 \text{ kN}$$

➤ **Détermination des efforts dus aux charges de trottoir:**

$$Q_{tr} = 2 * (1,5 * 2) = 6 \text{ kN/ml}$$

Donc le moment est donné par :

$$M_{tr} = Q_{tr} * \frac{l^2}{8} = 6 * \frac{26,25^2}{8} = 516,80 \text{ kN.m}$$

Et l'effort tranchant

$$T_{tr} = Q_{tr} * \frac{l}{2} = 78,75 \text{ kN}$$

➤ **Détermination des efforts dus au système A(l) :**

Les efforts dus au système de chargement A(l) sont donnés par :

$$A(l) = 230 + \frac{360}{12 + 26,25} = 11,71 \text{ kN/m}^2$$

Donc, sur une longueur chargée de un (01) m,

$$M, a(l) = 11,71 * \frac{26,25^2}{8} * 7 = 1006,77 \text{ kN.m}$$

Et

$$T, a(l) = 11,71 * \frac{26,25}{2} = 153,69 \text{ kN}$$

➤ **Théorème de Barré :**

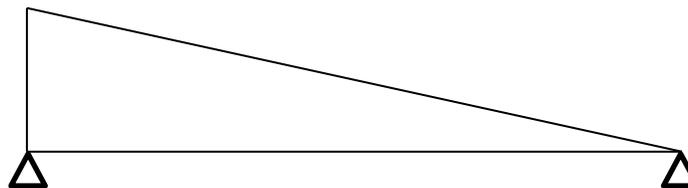
L'effet des convois est déterminé par application du théorème de Barré qui s'énonce ainsi : « le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale « R » du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre. »

De façon générale, l'application de ce théorème consiste à trouver les lignes d'influence pour chaque convoi, puis à déterminer l'effort correspondant.

Ligne d'influence du moment :



Ligne d'influence de l'effort tranchant :



➤ **Détermination des efforts dus au système Bc :**

Moment fléchissant				Effort tranchant	
L (m)	105	Rg (kN)	180	L (m)	105
a (m)	52,5	Rd (kN)	300		
B (m)	52,5	Rg+Pcr (kN)	300		
P1 (kN)	60	d1		P1 (kN)	60
P2 (kN)	120	d2	1,5	P2 (kN)	120
P3 (kN)	120	d3	6	P3 (kN)	120
P1' (kN)	60	d4		P1' (kN)	60
P2' (kN)	120	d5		P2' (kN)	120
P3' (kN)	120	d6		P3' (kN)	120
Pcr (kN)	120	Pa	31500	Pcr (kN)	120
P (kN)	600	Pa/a+ b	300	P (kN)	600
Condition vérifiée?	1	Oui			
Condition vérifiée?	2	Oui			
Position des ordonnées :					
y3	26,25			y6	1
y1	23,25			y5	0,985174

y2	25,5			y4	0,957143
y4	24			y3	0,9
y5	21,75			y2	0,885714
y6	21			y1	0,842857
Mf,bc (kN.m)	7087,5			T,bc (kN)	1121,143

➤ **Détermination des efforts dus au système Bc Niger :**

Moment fléchissant				Effort tranchant			
L (m)	105	Rg (kN)	290	L (m)	105		
a (m)	40	Rd (kN)	420				
b (m)	65	Rg+Pcr (kN)	420				
P1 (kN)	65	d1		P1 (kN)	65		
P2 (kN)	95	d2	1,5	P2 (kN)	95		
P3 (kN)	130	d3	6	P3 (kN)	130		
P4 (kN)	130	d4		P4 (kN)	130		
P1' (kN)	65	d5		P1' (kN)	65		
P2' (kN)	95	d6		P2' (kN)	95		
P3' (kN)	130	Pa	38800	P3' (kN)	130		
P4' (kN)	130	Pa/a+ b	369,52381	P4' (kN)	130		
Pcr (kN)	130			Pcr (kN)	130		
P (kN)	970			P (kN)	970		
Condition 1 vérifiée ?	oui						
Condition 2 vérifiée ?	oui						
Position des ordonnées et calcul :							
y4	24,7619048	y5	23,047619	y8	1	y6	0,95714286
y1	19,5	y6	21,9047619	y3	0,91904762	y4	0,92857143
y3	23,8333333	y7	20,3809524	y7	0,98571429	y2	0,89047619
y2	21,3571429	y8	19,8095238	y5	0,94761905	y1	0,87619048
		Mf,bc Niger (kN.m)	9208,80952			T (kN)	1584,80952

➤ **Détermination des efforts dus au système Bt :**

Moment fléchissant				Effort tranchant	
L (m)	105	Rg (kN)	320	L (m)	105

a (m)	52,5	Rd (kN)	26,575		
b (m)	52,5	Rg+Pcr (kN)	4466		
P1 (kN)	160	d1		P1 (kN)	160
P2 (kN)	160	d2	1,5	P2 (kN)	160
y1	26,25	y1/a	0,5	y1	1
y2	25,575	otr	0,5	y2	0,98714286
Mf, bt (kN.m)			4146	T, bt (kN)	635,885714

➤ **Détermination des efforts dus au système Br :**

Moment fléchissant			Effort tranchant		
L (m)	105	P (kN)	100	L (m)	105
A (m)	32,5			Y	1
B (m)	72,5			P (kN)	100
M,br (kN.m)	2625			T,br (kN)	100

➤ **Détermination des efforts dus au système Mc120 :**

Moment fléchissant				Effort tranchant	
L (m)	105	P (kN)	1100	L(m)	105
a (m)	32,5	Si (m <sup>2</sup> )	26,23	Q	180,327869
b (m)	72,5		6,1	W (m <sup>2</sup> )	5,86
M,mc120 (kN.m)			14018,125	T,mc120 (kN/m)	1056,72131

**b. Justification de la section à L'Etat Limite Ultime (ELU) vis-à-vis de la flexion longitudinale:**

Afin de tenir compte de l'excentricité des superstructures et des charges d'exploitation sur les moments de flexion longitudinaux, on utilise la méthode de Guyon-Massonnet-Barès sans prise en compte du coefficient de poisson, tel que décrit dans le guide du SETRA.

Dans les lignes qui suivent, nous allons définir la méthode de Guyon-Massonnet-Barès ainsi que les paramètres et données prises en compte, ensuite poser les hypothèses de base avant de procéder au calcul des coefficients de répartition transversale (CRT) de Guyon-Massonnet.

➤ **Méthode de Guyon-Massonnet-Barès : Définition et hypothèses :**

La méthode de Guyon-Massonnet-Barès consiste à remplacer, en principe, la structure réelle discontinue par une structure continue, dont les rigidités en flexion et en torsion sont les moyennes des rigidités en flexion et en torsion de la structure réelle.

Dans le cas d'un tablier droit à poutrelles enrobées, on considère que :

- les poutres sont constituées par les dalles ;
- et les chevêtres incorporés jouent le rôle des entretoises.

Les hypothèses retenues pour l'application de la méthode de Guyon-Massonnet-Barès, sont les suivantes :

- La dalle du tablier est considérée comme étant homogène et isotrope, c'est-à-dire constituée du même matériau. De plus, le tablier est droit : on fait donc abstraction des poutrelles ;
- Les entretoises sont considérées comme étant isotropes, c'est-à-dire constituées du même matériau ;
- Les moments d'inertie de flexion et de torsion de la dalle et des entretoises sont prises égales.

➤ **Calcul des coefficients de répartition transversale (CRT) :**

Les paramètres de base retenus pour la suite des calculs sont les suivants :

$$L = 2a = \lambda = 26,25 \text{ m}$$

$$2b = 12 \text{ m}$$

D'où les paramètres de flexion et de torsion sont :

**Paramètre de flexion :**

$$\theta = \frac{b}{L} \sqrt{\frac{\rho p}{\rho e}} = \frac{6}{105} = 0,057 \text{ car } \rho p = \rho e = 1$$

**Paramètre de torsion :**

$$\alpha = \frac{\gamma p + \gamma e}{2\sqrt{\rho e * \rho p}} = 0$$

Les modules d'élasticité du béton sont :

**Module d'élasticité longitudinale (E) du béton :**

On prendra comme valeur

$$E = 35\,000 \text{ MPa}$$

**Coefficient de poisson ( $\nu$ ) :**

Pour le béton, à l'ELS, le coefficient de poisson est pris égal à 0.

**Module d'élasticité transversal (G) :**

Il est donné par la formule :

$$E = 2G(1 + \nu)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$$G = 17\,500 \text{ MPa}$$

Le Coefficient de Répartition Transversale (CRT),  $\eta$ , est donnée par:

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

Avec : n le nombre des poutres principales

K le coefficient déterminé par les tableaux de Guyon-Massonnet qui dépend de :

- la valeur du paramètre de torsion  $\alpha$ ,
- la valeur du paramètre d'entretoisement  $\theta$ ,
- l'excentricité de la charge e,
- l'ordonnée de la poutre considérée y.

En effet, pour :

$$\begin{cases} \alpha = 0 \Rightarrow K = K0 \\ \alpha = 1 \Rightarrow K = K1 \end{cases}$$

Pour une valeur de  $\alpha$  quelconque, l'interpolation n'est pas linéaire. Elle est donnée par Massonnet :

$$K(\alpha) = K0 + (K1 - K0)\alpha^{0,5}$$

Pour plus de précision, Sattler a proposé les relations suivantes:

$$\begin{cases} K(\alpha) = K0 + (K1 - K0)\alpha^{0,05} & \text{pour } \theta \in [0; 0,1] \\ K(\alpha) = K0 + (K1 - K0)\alpha(1 - e^{\theta 0}) & \text{pour } \theta \in [0,1 ; 1] \text{ avec } \theta 0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663} \\ K(\alpha) = K0 + (K1 - K0)\alpha^{0,5} & \text{pour } \theta > 1 \end{cases}$$

K0 et K1 sont données par les tables de Guyon-Massonnet en fonction de  $\theta$ , e et y.

$$e = -b, -\frac{3b}{4}, -\frac{b}{2}, -\frac{b}{4}, 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b$$

$$y = 0, \frac{b}{4}, \frac{b}{2}, \frac{3b}{4}, b \text{ avec des valeurs symétriques pour } y < 0$$

**Remarque :** Propriétés de K

1.  $K(y, e) = K(e, y)$
2.  $\frac{1}{2} K(e = -b) + K\left(e = -\frac{3b}{4}\right) + K\left(e = -\frac{b}{4}\right) + K\left(e = -\frac{b}{2}\right) + K(e = 0) + K\left(e = \frac{b}{2}\right) + K\left(e = \frac{b}{4}\right) + K\left(e = \frac{3b}{4}\right) + \frac{1}{2} K(e = b) = 8$

Dans notre cas, les coefficients de répartition transversale (CRT) obtenus par la méthode de Guyon-Massonnet, sont donnés par :

$$K = K0 \text{ car } \alpha = 0$$

Ici,  $\theta = 0,057$  ; on détermine donc pour chaque position de la charge, sur des positions d'abscisse définies, le coefficient K0 pour  $\theta = 0,05$  et  $\theta = 0,10$  et on fait une interpolation pour avoir la valeur.

Les valeurs de  $K_0$  pour  $\theta = 0,05$  et  $\theta = 0,10$  sont données par les tables de Guyon Massonnet suivantes :

$\theta=0,05$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
b/4	0,2500	0,4375	0,6249	0,8125	1,0000	1,1876	1,3750	1,5626	1,7501
b/2	-0,5001	0,1250	0,2499	0,6249	1,0000	1,3751	1,7502	2,1251	2,5001
3b/4	-1,2501	-0,6876	-0,1251	-0,4374	1,0000	1,5626	2,1252	2,6877	3,2503
b	-2,0001	-1,2501	-0,5001	0,2499	1,0000	1,7501	2,5002	3,2502	4,0003

$\theta=0,05$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
b/4	0,9969	0,9978	0,9985	0,9992	1,0000	1,0008	1,0015	1,0023	1,0030
b/2	0,9938	0,9954	0,9969	0,9985	1,0000	1,0015	1,0031	1,0046	1,0061
3b/4	0,9908	0,9931	0,9954	0,9978	1,0000	1,0023	1,0046	1,0069	1,0092
b	0,9878	0,9908	0,9938	0,9969	1,0000	1,0030	1,0061	1,0092	1,0124

$\theta=0,10$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9993	0,9997	1,0001	1,0003	1,0005	1,0003	1,0001	0,9997	0,9993
b/4	0,2495	0,4373	0,6250	0,8127	1,0004	1,1879	1,3751	1,5622	1,7493
b/2	-0,5000	-0,1250	0,2500	0,6250	1,0001	1,3751	1,7501	2,1249	2,4997
3b/4	-1,2494	-0,6872	-0,1250	0,4373	0,9997	1,5622	2,1249	2,6877	3,2505
b	-1,9988	-1,2494	-0,5000	0,2495	0,9993	1,7493	2,4997	3,2505	4,0014

$\theta=0,10$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9993	0,9997	1,0001	1,0003	1,0005	1,0003	1,0001	0,9997	0,9993
b/4	0,9873	0,9906	0,9938	0,9971	1,0003	1,0034	1,0063	1,0090	1,0116
b/2	0,9756	0,9816	0,9877	0,9938	1,0001	1,0063	1,0124	1,0183	1,0241
3b/4	0,9641	0,9728	0,9816	0,9906	0,9997	1,0090	1,0183	1,0276	1,0369
b	0,9527	0,9641	0,9756	0,9873	0,9993	1,0116	1,0241	1,0369	1,0498

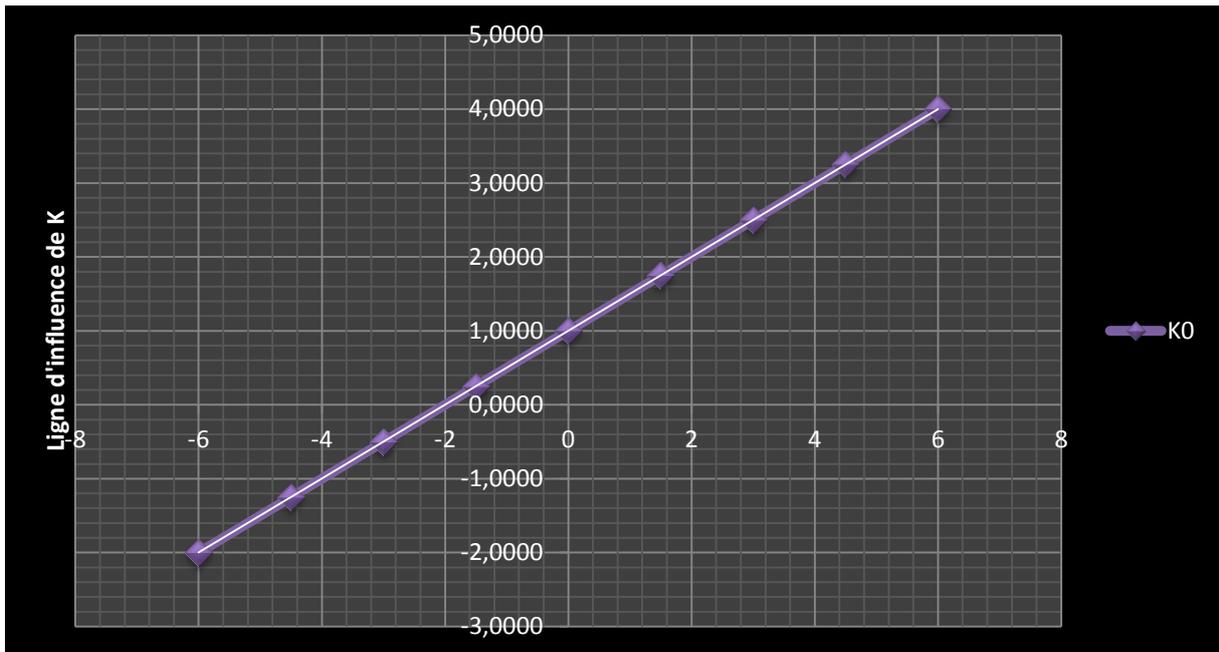
Après lecture, on a :

$\theta=0,05$	-b	-3b/4=	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$K_0$	-	-1,2501	-	0,2499	1	1,7501	2,5002	3,2502	4,0003
	2,0001		0,5001						
$\theta=0,1$	-b	-3b/4=	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$K_0$	-	-1,2494	-0,5	0,2495	0,9993	1,7493	2,4997	3,2505	4,0014
	1,9988								

En interpolant, on obtient les valeurs de  $K$  suivantes :

$\theta=$	-b	-3/4b	-1/2b	-1/4b	0	1/4b	1/2b	3/4b	b
0,057									
$K$	-1,9999	-1,2500	-0,5001	0,2498	0,9999	1,7500	2,5001	3,2502	4,0005

La ligne d'influence de  $K$  est donnée par le graphique suivant :



➤ **Détermination du moment sollicitant maximum à l'ELU:**

On a  $\theta = 0,057$  et  $\alpha = 0$ , donc les CRT obtenus par la méthode de Guyon-Massonnet, sont donnés après calcul et pour chaque cas de charges par :

$$CRT = \frac{K}{n} \text{ ou } K = K0 \text{ et } n = 15 \text{ poutrelles}$$

On a donc :

Cas de charges	C.R.T
Section résistante	0,05
Equipements	1
Charges A(l)	0,12
Trottoirs	0,23
Système Bc	0,24
Système Bt	0,18
Système Bc Niger	0,24
Système Br	0,2
Convoi Mc120	0,13

Le moment sollicitant maximum à l'ELU est obtenu avec la combinaison :

$$Mu = 1,35 Gmax + \gamma q1 Mq1 = 1,35 M, \text{ sectionrésistante} + \begin{cases} 1,35 Mq1 \\ (1,5 * 1,07) Mq1 \end{cases}$$

Après prise en compte des CRT et de tous les autres coefficients, on a :

Cas de charges	Mt bruts en kN.m	Mt brut total	a1	a2	bc	bt	delta	ELU	Mt total majoré et pondéré	N° Cas	Mt moy,l	CRT	MfxCRT
Section résistante	21207,2766	21,2072766	1	1				1,35	28,6	1	2,39	0,05	0,12
Equipements	3966,58828	3,96658828	1	1				1,35	5,35	2	0,45	1	0,45
A (I)	1008,76723	7,06137063	1	1,53				1,61	17,3	3	1,45	0,12	0,17
Trottoirs	516,796875	1,03359375	1	1	1	1	1	1,61	1,66	4	0,14	0,23	0,03
Bc	7087,5	14,175			1,1		1,098	1,61	27,5	5	2,29	0,24	0,55
Bt	4146	8,292				1	1,098	1,61	14,6	6	1,22	0,18	0,22
Bc Niger	9208,80952	18,417619			1,1		1,098	1,61	35,7	7	2,98	0,24	0,71
Br	2625	2,625					1,098	1,61	4,63	8	0,39	0,2	0,08
Mc120	14018,125	14,018125					1,0847	1,35	20,5	9	1,71	0,13	0,22
										Max 3,5,6,7,8,9			1,78
										M max			2,38
										Mf,ELU (MN.m)	28,556		

$$M_u = 28,56 \text{ MN/ml}$$

➤ **Vérification de la section résistante du tablier :**

Pour le calcul des moments  $M_{rn}$  et  $M_{rp}$ , le diagramme des contraintes dans l'acier est supposé birectangulaire et celui des contraintes de compression dans le béton rectangulaire. La hauteur prise en compte est la hauteur de béton comprimé et on néglige les armatures comprimées.

Les valeurs de contraintes limites considérées sont les suivantes :

$$f_{eu} = U = \frac{f_e}{1,15}$$

$$\sigma_{eu} = T = \frac{\sigma_e}{1,05}$$

$$f_{bcu} = S = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5}$$

**Calcul du moment résistant positif en travée :**

Le moment ultime limite de la section mixte est obtenu à partir de la position de l'axe neutre qui peut être situé dans la table supérieure (1), l'aile supérieure des poutrelles (2) ou l'âme des poutrelles (3). Aussi, pour chaque cas, une formule précise est appliquée :

Position de l'axe neutre		Condition de vérification
(1)	$z = \frac{NTA' + UA2}{SB} = 0,6027 \text{ m}$	<b><math>0 &lt; z \leq c</math></b> On a : $c = 0,087$ donc $z > c$ Donc l'axe neutre n'est pas situé dans la table supérieure.
(2)	$z = \frac{N[TA' + (2T - S)bc] + UA2}{SB + N(2T - S)b} = 0,12 \text{ m}$	<b><math>c &lt; z \leq c + e = 0,114</math></b> On a : $z > c + e$ Donc l'axe neutre n'est pas situé dans l'aile supérieure des poutrelles.
(3)	$z = \frac{N\{Ta(h + 2c) + S[be - a(c + e)]\} + UA2}{SB + N(2T - S)a} = 0,155 \text{ m}$	<b><math>c + e &lt; z \leq c + h - e = 0,75</math></b> La relation est vérifiée donc l'Axe neutre est situé dans l'âme des poutrelles.

L'axe neutre tombe dans l'âme des poutrelles, on applique alors la formule correspondante afin d'obtenir le moment résistant qui est donné par la formule suivante :

$$Mrp = \frac{SBz^2}{2} + N \left\{ TA'(d - z) + (2T - S) \left[ be \left( z - c - \frac{e}{2} \right) + \frac{a}{2} (z - c - e)^2 \right] \right\} + UA2(d2 - z)$$

$$Mrp = 30,44 \text{ MN.ml}$$

➤ **Calcul du moment résistant négatif sur appui :**

Dans ce cas, les conditions de calcul sont les mêmes que celles appliquées pour les moments résistants positifs. On néglige cependant la résistance du coffrage perdu. De plus, l'axe neutre tombe dans l'âme des poutrelles, ce qui donne une hauteur « z » de béton comprimé.

**Détermination de la hauteur du béton comprimé :**

Elle est donnée par la formule ci-après :

$$z = \frac{TNa(h - 2e - 2t) + UA1}{SB + N(2T - S)a} = 0,105 \text{ m}$$

La vérification donne :

$$0 < z \leq h - 2e - t = 0,611 \text{ m}$$

Donc l'axe neutre tombe effectivement dans l'âme des poutrelles.

**Calcul du moment résistant négatif :**

Il est donné par la formule suivante :

$$Mrn = S \frac{(B - Na)z^2}{2} + TN \left[ be(h - e) + \frac{a}{2} (h1^2 + h2^2) \right] + UA1(c + e + h1 - d1)$$

Avec  $h1 = h - 2e - h2$  et  $h2 = z + t$

$$Mrn = 20,23 \text{ MN.ml}$$

➤ **Justification de la section vis-à-vis de l'ELU :**

La justification à l'ELU consiste à vérifier la relation suivante dans les sections les plus sollicitées :

$$Mrn \leq Mul \leq Mrp$$

On a :

$$Mu = 28,27 \text{ MN.ml}$$

$$Mrn = 20,23 \text{ MN.ml}$$

$$Mrp = 30,44 \text{ MN.ml}$$

La relation

$$Mrn \leq Mu \leq Mrp$$

Est vérifiée. On conclue alors que **la sécurité de la section à l'état limite ultime est assurée.**

**c. Justification de la section à l'Etat Limite de Service :**

La justification de la section à l'ELS consiste à vérifier que la résistance vis-à-vis de la non déformation permanente et des déformations sous charges d'exploitation sont assurées.

➤ **Etat de Non Déformation Permanentes :**

Il s'agira ici de vérifier que la contrainte dans chacun des matériaux est inférieure à la contrainte limite du matériau, c'est-à-dire :

- Pour l'acier des poutrelles :  $\sigma_s = \frac{\sigma_e}{1,15} = 308,70 \text{ MPa}$

- Pour le béton :  $\sigma_b = 0,6 * f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

On calcule les contraintes des matériaux après les caractéristiques d'inertie de la section.

**Caractéristiques d'inertie de la section :**

Ils sont obtenus par calcul de l'ordonnée Z3 de l'axe neutre puis en déduisant l'ordonnée des fibres les plus sollicitées.

	n	Inertie I (m <sup>4</sup> )	v (m)	I/v (m <sup>3</sup> )
Poutrelles seules		0,002153	0,3315	0,006494721
Section mixte béton tendu fissuré	18	0,016189425	0,425	0,038092764
-----	6	0,008721445	0,454333398	0,019196135
Section mixte béton tendu résistant	18	0,007522761	0,516072205	0,014576954
-----	6	0,003028675	0,397224983	0,007624584

**Contraintes de traction de l'acier :**

Les contraintes de traction de l'acier sont calculées dans le tableau suivant :

	n	Mt, ELS (MN.m)	I/v (m3)	Sigma 1	Sigma 2	Moyenne
Poutrelles + béton mou		0,246216	0,006494721			37,9101737
Superstructures	18	0,33	0,038092764	155,9351254		
	18	0,33	0,145769543		40,7492532	98,3421893
Charges d'exploitation	6	4,6052	0,191961346	143,9414788		
	6	4,6052	0,762458417		36,2396157	90,0905472
					Contrainte totale	226,34291

**Contraintes de compression du béton :**

Les contraintes de compression du béton sont calculées dans le tableau suivant :

	n	Mt, ELS (MN.m)	I/v (m3)	Sigma
Superstructures	18	0,33	3,341379395	0,888854467
Charges d'exploitation	6	4,6052	2,039920009	13,54523701
			Contrainte totale	14,43409147

**Conclusion** : La stabilité vis-à-vis de la déformation permanente est assurée car les contraintes calculées sont inférieures aux valeurs limites.

➤ **Déformations sous charges d'exploitation :**

Cette déformation doit être inférieure à la flèche admissible. La sollicitation maximale est obtenue sous le chargement Mc120, centré sur la portée, à laquelle on ajoute les charges sur trottoirs.

**Calcul de la flèche due aux charges de convois Mc120 :**

Elle est donnée par

$$f = \frac{PL^3}{48EI} - \frac{Pl(4L - l)}{384EI}$$

Où

$$I = \frac{If + Ih}{2} = 0,005875 \text{ m}^4$$

AN :

$$f = \frac{1,1 * 26,25^3}{48 * 210000 * 0,005875} - \frac{1,1 * 6,10(4 * 26,25 - 6,10)}{384 * 210000 * 0,005875}$$
$$f = 0,03346 \text{ m} = 33,46 \text{ mm}$$

**Calcul de la flèche due aux charges sur trottoirs :**

La flèche due aux charges sur trottoirs est donnée par la relation suivante :

$$f = \frac{5ML^2}{48EI} = \frac{5 * 0,258 * 26,25^2}{48 * 210000 * 0,005875} = 0,0015 \text{ m} = 1,5 \text{ mm}$$

**Calcul de la flèche admissible :**

La flèche admissible est égale au 1/500<sup>e</sup> de la portée.

$$f = \frac{L}{500} = \frac{26,25}{500} = 52,5 \text{ mm}$$

**Vérification de la résistance sous charges d'exploitation :**

La flèche maximale sous charge d'exploitation est de :

$$f' = 1,5 + 33,46 = 34,96 \text{ mm}$$

Cette valeur est inférieure à la valeur admissible considérée pour la même portée de 26,25 m.

$$f' = 34,96 \text{ mm} < f = 52,5 \text{ mm}$$

**Conclusion** : Le critère de limitation de la flèche à l'ELS est satisfait.

➤ **Stabilité de forme des poutrelles :**

On vérifie ici que les poutrelles ne déversent pas sous leur poids propre et sous le poids du béton frais durant la phase de bétonnage.

**Contrainte due a la flexion :**

La contrainte due à la flexion est donnée par l'expression suivante :

$$\sigma_f = 1,35\sigma_l + 1,6e$$

Avec :

$\sigma_l$  : la contrainte sous le poids des poutrelles

$\sigma_e$  : la contrainte sous le poids du béton frais et la charge forfaitaire du chantier qui est prise égale à 50 daN/m<sup>2</sup>.

La charge par mètre linéaire de poutrelle est égale au poids du béton frais dans l'hypothèse où le bétonnage se fait en une seule phase :

$$P_{\text{béton}} = 16 * 0,15 * 0,5 * 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{\text{béton}} = 3 \text{ kN/ml}$$

Le poids propre des poutrelles est quant à lui évalué à 2,04 kN/ml.

Les contraintes  $\sigma_e$  et  $\sigma_l$  sont alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_l = \frac{P_{\text{poutrelles}} * L^2(m)}{8W_{el,y}} = \frac{2,04 * 26,25^2}{8 * 6241.10^{-6}} = 28,15 \text{ MPa} \\ \sigma_e = (P_{\text{béton}} + P_{\text{chantier}}) * \frac{L^2(m)}{8W_{el,y}} = (3 + 12,2 * 0,5) * \frac{26,25^2}{8 * 6241.10^{-6}} = 125,60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

D'où

$$\sigma_f = 1,35\sigma_l + 1,6\sigma_e$$

$$\sigma_f = 238,96 \text{ MPa}$$

### Contrainte critique de déversement (méthode simplifiée) :

Elle est donnée par la méthode simplifiée telle que :

$$\sigma_f^* = \frac{\pi^2 E I_s}{l^2 \omega} = \frac{E}{12} \left( \frac{\pi b}{l} \right)^2 \text{ avec } l = 0,7L \text{ la longueur de flambement}$$

Et vérifie la relation suivante

$$\sigma_f \leq f(\sigma_f^*)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f(\sigma_f^*) = \sigma_e \left( 1 - \frac{0,375\sigma_e}{\sigma_f^*} \right) \text{ si } \sigma_f^* \geq 0,75\sigma_e \\ f(\sigma_f^*) = 0,66 * \sigma_f^* \text{ si } \sigma_f^* \leq 0,75\sigma_e \end{array} \right.$$

On a :

$$\sigma_f^* = \frac{E}{12} \left( \frac{\pi b}{l} \right)^2 = \frac{210000}{12} * \left( 3,14 * \frac{0,30}{26,25 * 0,7} \right)^2$$

$$\sigma_f^* = 46 \text{ MPa}$$

Or  $0,75\sigma_e = 355 * 0,75 = 266,25 \text{ MPa} > \sigma_f^*$  donc

$$f(\sigma_f^*) = 0,66 * \sigma_f^*$$

$$f(\sigma f^*) = 30,36 \text{ MPa}$$

Comme  $\sigma f > f(\sigma f^*)$ , la méthode simplifiée ne permet pas en toute rigueur d'envisager un bétonnage en une seule phase. Cependant, on peut penser qu'un calcul plus fin puisse conclure de façon favorable. On adopte alors la méthode générale.

**Contrainte critique de déversement (méthode générale) :**

Elle est donnée par le calcul fin suivant :

$$\sigma f^* = \frac{h M_{cr}}{2 I} \text{ avec } M_{cr} : \text{le moment critique de déversement}$$

Le moment critique de déversement est de la forme :

$$M_{cr} = \frac{m_1 m_2}{l} (EI_z GK)^{\frac{1}{2}}$$

Ou :

$I_z$  : le moment d'inertie de la section de la poutrelle par rapport à un axe verticale  $Gz$

$K$  : le moment d'inertie de torsion de cette même section

$G$  : le module de déformation transversale de l'acier

$l$  : la distance entre deux contrevents

$m_1$  : un coefficient dépendants conditions d'appui de la pièce et de la disposition des charges.

Dans le cas des poutrelles entretoisées sur appuis, on a :

$$- m_1 = \frac{m'_{1,pp} + m''_{1,bm}}{pp + bm}$$

Avec :

$m'_{1} = 3,54$  sous l'effet du poids propre des poutrelles, noté  $pp$

$m''_{1} = 3,54 \left[ \left( 1 + \left( \frac{2,1}{a^2} \right)^2 + \left( \frac{1,45}{a} \right) \right] \right)^{\frac{1}{2}}$  sous l'effet du poids du béton mou, noté  $bm$

-  $m_2$  : un coefficient dépendant du paramètre  $a$  :

$$m_2 = \left[ 1 + \frac{\pi^2}{a^2} \right]^{\frac{1}{2}} \text{ avec } a^2 = \frac{4GK l^2}{EI_z h^2}$$

Après simplification, on a :

$$a^2 = 99,16 \text{ d'ou } a = 9,96$$

$$m_1 = 4,03$$

$$m_2 = 1,05$$

Ainsi

$$M_{cr} = 0,54 \text{ MN}$$

Et

$$\sigma f^* = \frac{h M_{cr}}{2 I}$$

$$\sigma f^* = 86,24 \text{ MPa}$$

Donc

$$f(\sigma f^*) = 0,66 * \sigma f^* = 56,92 \text{ MPa}$$

On constate que  $f(\sigma f^*) = 56,92 \text{ MPa} < \sigma f = 238,96 \text{ MPa}$  donc le bétonnage se fera en plusieurs phases.

**Calcul de  $\sigma f^*$  lors de la seconde phase de bétonnage et lors des phases suivantes :**

On suppose que l'âme est encastree dans le béton et la membrure inférieure tendue ne peut se déplacer horizontalement ou tourner librement. La contrainte critique de déversement est alors :

$$\sigma = \frac{2}{\omega} * (E \cdot I_s \cdot k)^{\frac{1}{2}} \text{ Avec } k = \frac{3Ei}{h^3} = \left( 3 * 210000 * \frac{0,0003109}{0,69^3} \right)$$

$$\sigma = \frac{2}{0,3 * 0,027} * \left( 210000 * \frac{0,3 * 0,027}{12} * 596,23 \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma = 163,86 \text{ MPa}$$

Soit

$$\sigma f^* = E \left[ \frac{ba^3}{12 * e * h^3} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma f^* = 203,52 \text{ MPa}$$

Donc,

$$f(\sigma f^*) = 134,32 \text{ MPa}$$

➤ **Etude de la flexion transversale :**

L'étude de la flexion transversale consiste, en réalité, au dimensionnement du ferrailage transversal sur appuis et en travées, pour reprendre les efforts dus à la flexion transversale.

En principe, la justification à l'Etat limite de Service est déterminante. Nous utiliserons ici aussi la méthode de Guyon-Massonnet-Barès.

**Hypothèses retenues et paramètres de base :**

Les hypothèses retenues sont les suivantes :

- La fissuration du béton est considérée comme étant préjudiciable ;
- La combinaison d'action que nous considérerons est la combinaison Gs+Q, c'est-à-dire la combinaison résultant du poids des superstructures et des charges d'exploitation, tous coefficients de pondération pris en compte.

- La dalle du tablier est considérée comme étant homogène et isotrope, c'est-à-dire constituée du même matériau, de plus, le tablier est droit, on fait donc abstraction des poutrelles ;

- Les « entretoises » sont considérées comme étant isotropes, c'est-à-dire constituées du même matériau ;

- Les moments d'inertie de flexion et de torsion de la dalle et des « entretoises » sont pris égaux.

Les paramètres de base sont les suivants :

$$L = 2a = \lambda = 26,25 \text{ m}$$

$$2b = 12 \text{ m}$$

**Paramètre de flexion :**

$$\theta = 0,057$$

**Paramètre de torsion :**

$$\alpha = \frac{\gamma p + \gamma e}{2\sqrt{\rho e * \rho p}} = 1$$

Les modules d'élasticité du béton sont :

**Module d'élasticité longitudinale (E) :**

On prendra comme valeur

$$E = 35\,000 \text{ MPa}$$

**Coefficient de poisson (v) :**

Pour le béton, le coefficient de poisson est de 0,2 à l'ELS.

**Module d'élasticité transversal (G) :**

Il est donné par la formule :

$$E = 2G(1 + \nu)$$

$$G = 14834 \text{ MPa}$$

**Calcul des coefficients de répartition transversale (CRT) :**

On a  $\theta = 0,057$  et  $\alpha = 1$ , donc les CRT obtenus par la méthode de Guyon-Massonnet-Barrès, sont donnés par :

$$CRT = \frac{K}{n} \text{ ou } K = K1 \text{ et } n = 15 \text{ poutrelles}$$

**Justification de la section vis-à-vis de la flexion transversale :**

On a  $\theta = 0,057$  et  $\alpha = 1$ , donc les CRT obtenus par la méthode de Guyon-Massonnet-Barrès, sont donnés par :

$$CRT = \frac{K}{n} \text{ ou } K = K1 \text{ et } n = 15 \text{ poutrelles}$$

Les valeurs de  $K_0$  pour  $\theta = 0,05$  et  $\theta = 0,10$  sont données par les tables de Guyon Massonnet suivantes :

$\theta=0,05$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
b/4	0,2500	0,4375	0,6249	0,8125	1,0000	1,1876	1,3750	1,5626	1,7501
b/2	-0,5001	0,1250	0,2499	0,6249	1,0000	1,3751	1,7502	2,1251	2,5001
3b/4	-1,2501	-0,6876	-0,1251	-0,4374	1,0000	1,5626	2,1252	2,6877	3,2503
b	-2,0001	-1,2501	-0,5001	-0,2499	1,0000	1,7501	2,5002	3,2502	4,0003

$\theta=0,05$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
b/4	0,9969	0,9978	0,9985	0,9992	1,0000	1,0008	1,0015	1,0023	1,0030
b/2	0,9938	0,9954	0,9969	0,9985	1,0000	1,0015	1,0031	1,0046	1,0061
3b/4	0,9908	0,9931	0,9954	0,9978	1,0000	1,0023	1,0046	1,0069	1,0092
b	0,9878	0,9908	0,9938	0,9969	1,0000	1,0030	1,0061	1,0092	1,0124

$\theta=0,10$		$\alpha = 0 \Rightarrow K_0$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9993	0,9997	1,0001	1,0003	1,0005	1,0003	1,0001	0,9997	0,9993
b/4	0,2495	0,4373	0,6250	0,8127	1,0004	1,1879	1,3751	1,5622	1,7493
b/2	-0,5000	-0,1250	0,2500	0,6250	1,0001	1,3751	1,7501	2,1249	2,4997
3b/4	-1,2494	-0,6872	-0,1250	0,4373	0,9997	1,5622	2,1249	2,6877	3,2505
b	-1,9988	-1,2494	-0,5000	0,2495	0,9993	1,7493	2,4997	3,2505	4,0014

$\theta=0,10$		$\alpha = 1 \Rightarrow K_1$							
$y \backslash e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,9993	0,9997	1,0001	1,0003	1,0005	1,0003	1,0001	0,9997	0,9993
b/4	0,9873	0,9906	0,9938	0,9971	1,0003	1,0034	1,0063	1,0090	1,0116
b/2	0,9756	0,9816	0,9877	0,9938	1,0001	1,0063	1,0124	1,0183	1,0241
3b/4	0,9641	0,9728	0,9816	0,9906	0,9997	1,0090	1,0183	1,0276	1,0369
b	0,9527	0,9641	0,9756	0,9873	0,9993	1,0116	1,0241	1,0369	1,0498

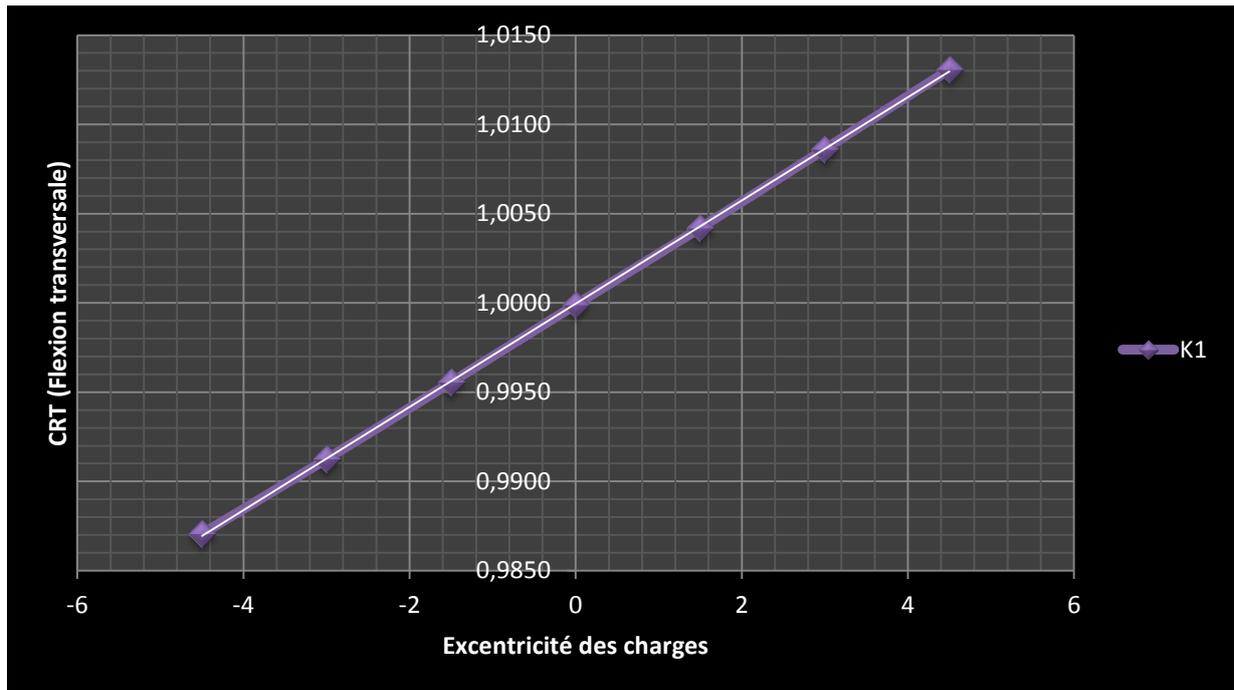
Après lecture, on a :

$\theta=0,05$	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
K1	-1,2501	-0,5001	0,2499	1	1,7501	2,5002	3,2502
$\theta=0,10$	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
K1	-1,2494	-0,5	0,2495	0,9993	1,7493	2,4997	3,2505

Après interpolation, on a :

$\theta=0,057$	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4
K1	0,9641	0,9756	0,9873	0,9993	1,0116	1,0241	1,0369

La ligne d'influence de K est donnée par le graphique suivant :



**Détermination du moment sollicitant maximum à l'ELS:**

On a  $\theta = 0,057$  et  $\alpha = 0$ , donc les CRT obtenus par la méthode de Guyon-Massonnet, sont donnés après calcul et pour chaque cas de charges par :

$$CRT = \frac{K}{n} \text{ ou } K = K1 \text{ et } n = 15 \text{ poutrelles}$$

On a donc :

Cas de charges	C.R.T
Section résistante	0,54
Equipements	0,54
Charges A(l)	0,32
Trottoirs	0,18
Système Bc	0,046
Système Bt	0,05
Système Bc Niger	0,046
Système Br	0,2
Convoi Mc120	0,091

Le moment sollicitant maximum à l'ELS est obtenu avec la combinaison :

$$Ms = MGmax + Mq1$$

$$Ms = M, \text{ sectionrésistante} + \begin{cases} 1,2Mq1 \text{ avec } Q1 = A(l), B \\ Mq1 \end{cases}$$

Après prise en compte des CRT et de tous les autres coefficients, on a :

Cas de charges	Mt bruts en kN.m	Mt brut total	a1	a2	Bc	bt	delta	ELS	Mt total majoré et pondéré	N° Cas	Mt moy,l	k	M.k
Section résistante	21207,2766	21207,2766	1	1				1	21207,2766	1	1767,27305	0,53761427	950,111203
Equipements	3966,58828	3966,58828	1	1				1	3966,58828	2	330,549023	0,53761427	177,707871
A (I)	1008,76723	7061,37063	1	1,53				1,2	12964,6765	3	1080,38971	0,32276364	348,710511
Trottoirs	129,199219	258,398438	1	1	1	1	1	1	258,398438	4	21,5332031	0,18254827	3,93084904
Bc	7087,5	14175			1,1		1,09804804	1,2	20545,5769	5	1712,13141	0,04637417	79,3986673
Bt	4146	8292				1	1,09804804	1,2	10926,0172	6	910,501436	0,05142857	46,8257881
Bc Niger	9208,80952	18417,619			1,1		1,09804804	1,2	26694,9283	7	2224,57736	0,04637417	103,162921
Br	2625	2625					1,09804804	1,2	3458,85133	8	288,237611	0,2	57,6475222
										Max 3,5,6,7,8,9			402,23
							90054,5136			Mf, ELS (MN.m)	18,41	1533,98228	

$$M_s = 18,41 \text{ MN.m/ml}$$

➤ **Calcul et choix des sections d'armatures :**

**Armatures transversales :**

Les sections d'armatures sont calculées conformément aux règles du BAEL 91 modifié 99, et en considérant la fissuration du béton comme étant préjudiciable (FP). De plus, on considère uniquement la présence du béton coulé en place, en faisant abstraction du coffrage perdu et des poutrelles : on suppose que le tablier est une dalle homogène et isotrope (LEGRAND 1995).

- Armatures transversales en travée :

Les aciers inférieurs sont déterminés par le moment calculé à l'ELS :  $M_s = 18,41 \text{ MN.m}$ .

Le taux de travail de ces aciers est de 226,34 MPa, pour des aciers Fe E400 et le taux de compression du béton (14,34 MPa) est inférieur au taux admissible (18 MPa).

La section d'armatures choisie pour les aciers inférieurs est alors de **6 HA 20** totalisant une section de 18,8 cm<sup>2</sup>/ml

La section d'armatures pour les aciers supérieurs est déterminée par la condition du pourcentage minimum :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4b_0}{f_e} = 10,0 \text{ cm}^2 \text{ par mètre linéaire}$$

Soit **5 HA16** totalisant 10,10 cm<sup>2</sup>/ml

- Armatures transversales sur appuis :

L'espacement entre les appareils d'appui en élastomère fretté (à raison d'un appareil sous chaque poutrelle) est de 0,80 m. Sur appuis, on disposera alors moins d'armatures qu'en travée car les efforts transversaux y sont moindres.

**Armatures longitudinales :**

Le ferrailage de peau en face supérieure est de 4 cm<sup>2</sup>/ml de parement soit 4 HA12 totalisant une section de 4,52 cm<sup>2</sup>.

On mettra en place dans les zones tendues, un ferrailage minimum imposé par la condition de non fragilité du béton et définit tel que :

$$A \geq 0,23 \cdot B \cdot h \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

En considérant une largeur  $B = 01 \text{ m}$  dans le sens longitudinal, on a alors :

$$A \geq 0,23 \cdot B \cdot h \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A \geq 10,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra **8 HA 16** totalisant une section de 16,1 cm<sup>2</sup>/ml.

Dans les zones de moments négatifs, on majore généralement le ferrailage minimum afin qu'il puisse supporter les efforts non repris par les poutrelles.

Cependant, dans le cas présent, les poutrelles sont en mesure de reprendre la totalité des efforts.

**c. Dimensionnement des assemblages de la charpente métallique :**

La charpente métallique constitués de poutrelles HE700A est assemblée par soudure bout à bout. Ce genre de soudure ne nécessite aucun calcul de dimensionnement ou de vérification, car on admet qu'il y a continuité de la matière. Cependant, l'épaisseur de la soudure doit être égale au moins à l'épaisseur de la pièce la plus mince ; ici, toutes les pièces ont la même épaisseur soit 27 mm.

La valeur retenue pour l'épaisseur des soudures bout-à-bout est :

$$a \geq 27 \text{ mm} ; \text{ on prendra } a = 30 \text{ m}$$

Dans les lignes qui suivent, nous décrirons les principes généraux des soudures bout à bout, les prescriptions réglementaires les concernant et leur mode d'exécution.

➤ **Principe général :**

Les poutrelles seront soudées bout-à-bout sur chantier. L'organisation de chantier est donc à prévoir (aire de stockage des poutrelles, aire de réalisation des soudures, transport des poutrelles...). Les tronçons de poutrelles concernés doivent être disposés sur un système de calages correctement nivelés, de sorte à ce que les tronçons aient leur déformée de contre-flèches prévue, hors poids propre des poutrelles.

Le procédé de soudage est différent selon que l'épaisseur des semelles est inférieure ou supérieure à 15 mm. L'ensemble de ces dispositions doit faire l'objet d'une étude précise avec calcul des niveaux de calage et description des dispositions de chantier mises en oeuvre.

➤ **Prescriptions réglementaires :**

Le procédé de soudage, les soudeurs et opérateurs font l'objet d'une qualification. De plus, la compacité des soudures doit être contrôlée selon les prescriptions définies au titre 5 du livret 2.32 du CPC de la SNCF.

➤ **Mode opératoire des soudages :**

Dans notre cas, l'épaisseur des semelles est de 27 mm, il s'agit donc de poutrelles de module important. Le mode opératoire est donc le suivant :

Le soudage est exécuté par deux (02) soudeurs avec des électrodes basiques qui sont préchauffées selon la nuance d'acier. Puis le soudage est réalisé en deux (02) temps :

**1er temps :** soudage des semelles (exécuté en positions plat et plafond).

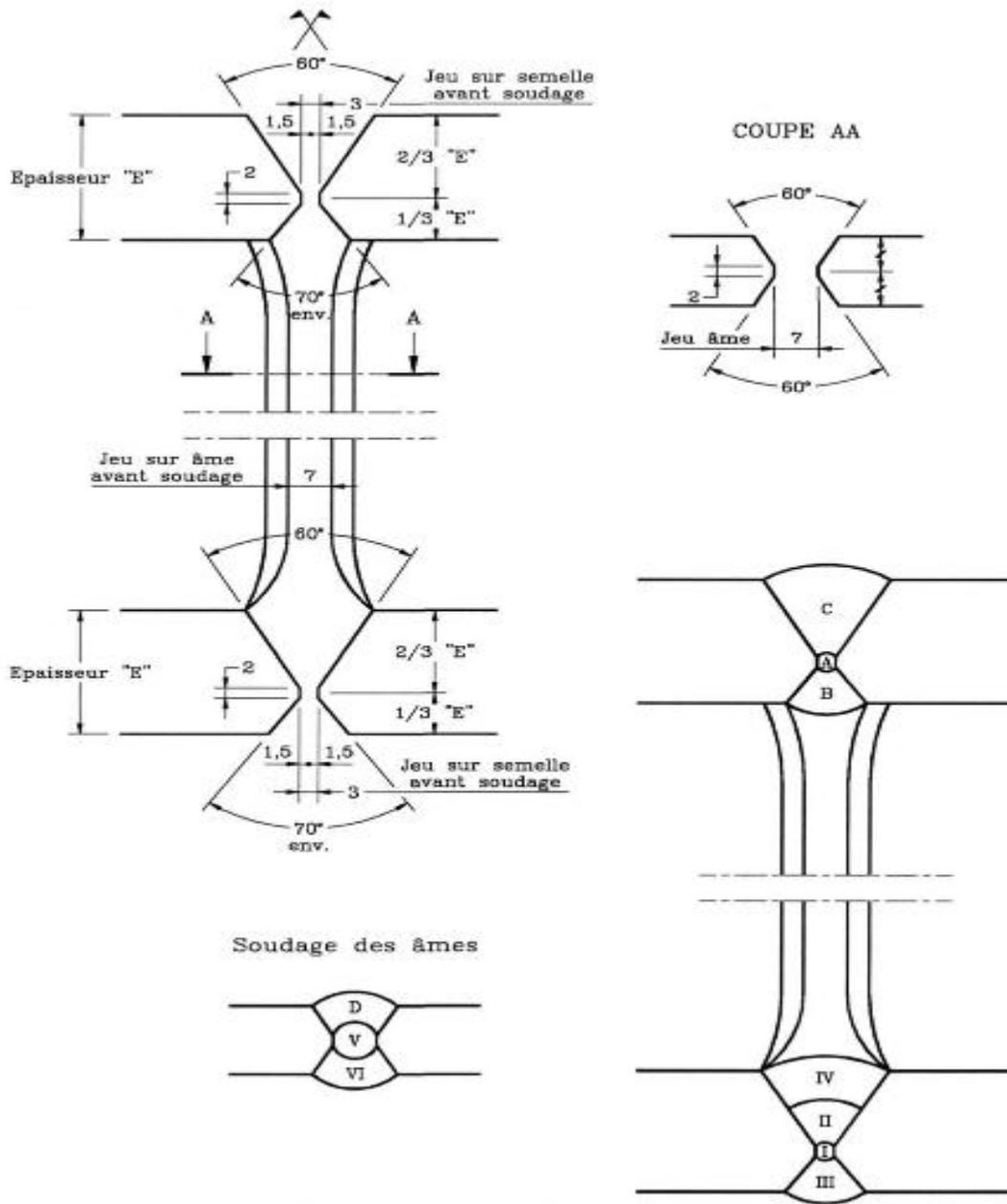
- Partie I : passe de fond et 3 passes suivantes à l'électrode  $\Phi 4$

- Partie A : passe de fond et 3 passes suivantes à l'électrode  $\Phi 3,15$
- Partie II : Sème passe et suivantes à l'électrode  $\Phi 5$
- Partie B : remplissage en multipasses à l'électrode  $\Phi 4$
- Partie III : gougeage racine + meulage
- Passe de reprise + 3 passes suivantes à l'électrode  $\Phi 3,15$
- Remplissage en multipasses à l'électrode  $\Phi 5$
- Partie C : gougeage racine + meulage
- Passe de reprise + 3 passes suivantes à l'électrode  $\Phi 4$
- Remplissage en multipasses à l'électrode  $\Phi 5$
- Partie IV : remplissage à l'électrode  $\Phi 5$ , en multi passes

**2ème temps:** soudage de l'âme en position verticale montante

- Partie V :
  - 1ère passe de pénétration à l'électrode  $\Phi 3,15$
  - 3ème et 3ème passe : à l'électrode  $\Phi 4$
  - gougeage racine + meulage - passe de reprise : électrode  $\Phi 3,15$
  - passes de remplissage ; électrode  $\Phi 4$  (multipasses)
- Partie VI : remplissage à l'électrode  $\Phi 4$ , en multipasses

La figure suivante illustre l'ordre des soudures et les caractéristiques des soudures :



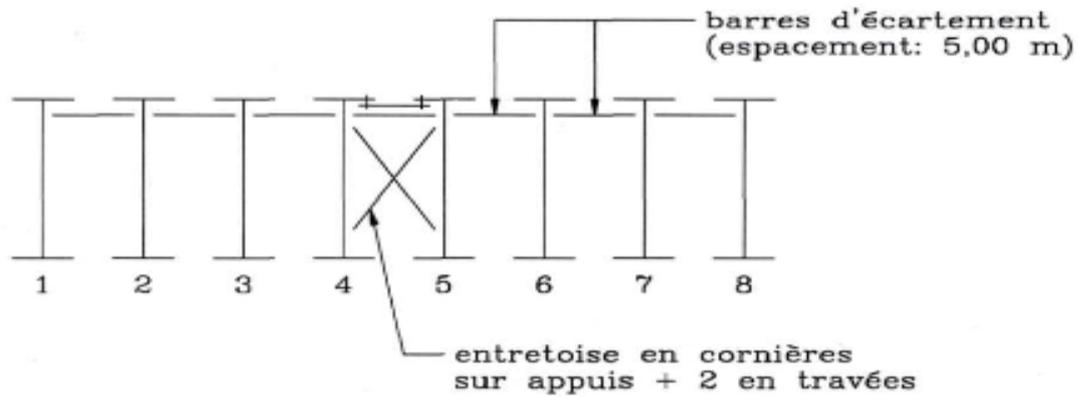
**d. Dimensionnement des dispositifs anti-déversements :**

Le type de dispositif anti-déversant retenu est de type treillis Warren en cornière. Les calculs justificatifs des dispositifs anti-déversements comprennent deux parties :

- La vérification de la stabilité élastique de la structure munie de ces dispositifs,
- La vérification de la résistance (et de la stabilité au flambement des éléments comprimés) des éléments constitutifs de ces systèmes, ainsi que celle de leurs attaches.

➤ **Description du système de contreventement :**

Le système de contreventement est montré transversalement par la figure ci-après :



### Exemple de dispositif anti-déversant (coupe transversale)

#### ➤ Stabilité élastique de la structure :

Pour évaluer la contrainte critique d'instabilité d'ensemble, on pose les hypothèses suivantes :

- L'instabilité sera assimilée au flambement dans le plan horizontal des semelles supérieures des n poutrelles (n = 15) supposées tenues latéralement sur leurs appuis.
- La rigidité flexionnelle dans le plan horizontal de cet ensemble de semelles supérieures sera celle des semelles supérieures des poutres liaisonnées par le treillis (la poutre de contreventement) auxquelles vient s'ajouter la rigidité propre de chacune des ailes supérieures des poutrelles majorée pour tenir compte de la résistance au déversement de la poutrelle prise dans sa totalité. Cette augmentation résulte de la rigidité torsionnelle des poutrelles et du fait que les ailes supérieures de celles-ci ne sont pas uniformément comprimées mais subissent une compression variable suivant une loi parabolique si la poutrelle est uniformément chargée comme c'est le cas ici.
- L'instabilité se produit lorsque la somme des efforts de compression subis par les ailes supérieures des poutrelles atteint l'effort critique de flambement de l'ensemble.

#### ➤ Dimensionnement du dispositif et de ses assemblages :

##### **Rigidité flexionnelle de la poutre de contreventement vis-à-vis du flambement :**

La poutre de contreventement est constituée du treillis en N (cornières 63\*63\*6) et des ailes supérieures des poutrelles 6 et 7.

L'inertie réduite de cette poutre est donnée par Courbon :

$$I' = I1 * \frac{1}{1 + \left( p^2 \left( \frac{EI}{1^2} \right) \left[ \left( \frac{1}{ES \sin \theta \cos \theta} + \frac{1}{Ewtg \theta} \right) \right] \right)}$$

Avec :

$$\theta = 51,34^\circ$$

$$S = \omega = 7,22 \text{ cm}^2$$

$$I' = 215\,275 \text{ cm}^4 \text{ par poutre de contreventement}$$

### Rigidité des poutrelles isolées :

L'inertie  $i$  des ailes supérieures des poutrelles est égale à :

$$i = 4 * \frac{30^4}{12} = 9000 \text{ cm}^4$$

L'inertie augmentée est

$$i' = i * \frac{\sigma_{crd}}{\sigma_{crf}}$$

Avec

$$\sigma_{crd} = 86,24 \text{ MPa}$$

Et

$$\sigma_{crf} = \frac{\pi^2 E i}{a l^2} = 3,14^2 * 210000 * \frac{9000}{120 * 26,25^2} = 22,56 \text{ MPa}$$

$$i' = 22\,707 \text{ cm}^4$$

D'où la contrainte critique d'instabilité d'ensemble est :

$$\sigma_{f*} = \frac{\pi^2 E}{l^2} \left( \frac{\tau + n i'}{n a} \right) = \sigma_{crd} + \frac{\pi^2 E I'}{n a l^2} = \sigma_{crd} + 2 \frac{\sigma_{crd} i'}{n a}$$

Où :

$$\sigma_{crd} = \frac{\pi^2 E I'}{2 a l^2} = 269,80 \text{ MPa}$$

est la contrainte critique de flambement du contreventement

$$\sigma_{f*} = 86,24 + 2 * \frac{269,80}{5}$$

$$\sigma_{f*} = 194,16 \text{ MPa}$$

On a  $\sigma_m = 0,66 \sigma_{f*} = 128,15 \text{ MPa}$  pour un contreventement donc pour les trois =  $384,45 \text{ MPa} > \sigma_f = 238,96 \text{ MPa}$  donc la stabilité d'ensemble est assurée, cependant, on retiendra que le bétonnage se fera par phase de 15 cm au maximum.

### Stabilité entre barres d'écartements des poutrelles

On a, pour une longueur de déversement de 5m :

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \text{ avec } \lambda = \frac{500}{\frac{30}{\sqrt{12}}} = 622 \text{ MPa}$$

### Vérification de la résistance du contreventement :

En supposant la poutre de contreventement isolée des autres poutrelles (pour un ensemble), on obtient l'effort tranchant de flambement suivant :

$$Tf = \frac{p}{l} \left( \frac{I1}{\frac{e}{2}} \right) (\sigma_e - \sigma_{m0}) * \left( \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} \right) = \frac{p}{26,25} \left( \frac{215300}{0,4} \right) (\sigma_e - \sigma_{m0}) * \left( \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} \right) = 7,42 t$$

D'où on a  $Tf_0 = 3,7 \text{ MPa}$  et  $Tf = 7,42 \text{ Mpa}$  avec  $\Delta Tf = 3,72 \text{ Mpa}$ . La différence  $\Delta Tf$  sera apportée par la présence des barres de liaisonnement des poutrelles au contreventement.

### Résistance des éléments (cornières 63\*63\*6)

Soit :

$$D = \frac{Tf}{\cos\theta} = \frac{7,42}{\cos(51,34)} = 11,88 t$$

Et

$$\sigma_m = \frac{Tf}{S * \cos\theta} = \frac{7420}{729 * \cos(51,34)} = 162,93 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

Les cornières seront donc en acier S355JR.

### Vérification du non flambement :

On suppose la cornière encastree sur la semelle supérieure de chaque poutrelle à l'aide de deux boulons au moins à chaque extrémité. On aura donc :

$$L0 = \frac{100}{\sin\theta} = 128,06 \text{ cm}$$

$$Lf = \frac{L0}{2} = 0,64 \text{ m}$$

$$Iv = 10,89 \text{ cm}^4$$

D'où,

$$\sigma_* = 4 * \pi^2 * 210000 * \frac{1089}{128,06 * 7,29} = 9\,670\,877,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 355 * \left( 1 - 0,375 * \frac{355}{\sigma_*} \right) = 354,99 \text{ MPa} > 162,93 \text{ MPa}$$

La traverse d'extrémité est soumise à la contrainte :

$$\sigma_m = \frac{Tf}{S} = \frac{74200}{729} = 101,78 \text{ MPa}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier les autres panneaux car l'effort tranchant de flambement varie le long de la poutre suivant la loi :

$$T(x) = Tf \cos\pi \left( \frac{x}{l} \right)$$

### Assemblages :

On utilise pour chaque assemblage, deux boulons précontraints HR10.9 (diamètre de 14 mm) pour équilibrer les efforts de cisaillement. On émet l'hypothèse que la surface à assembler est de classe C, à savoir une surface nettoyée à la flamme ou par brossage métallique avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes. La résistance des boulons à l'ELU est :

$$R = 2 * 0,3 * 90 * 355 = 9,58 t > 7,42 t$$

La condition  $\tau = \frac{R}{S} = 131,48 MPa \leq 0,6\sigma_e = 213 MPa$  du fascicule 61-Titre V est vérifiée.

- Pression diamétrale :

La pression diamétrale intervenant est de :

$$P = \frac{74200}{24 * 8} = 386,46 MPa < 4 * 355 = 1420 MPa$$

- Résistance de l'assemblage aile-cornière :

$$\tau = \frac{7420}{0,24 * 8} = 38,65 MPa < 216 MPa$$

### **Entretoise sur appui :**

L'effort repris par une entretoise sur appui est :

$$D = \frac{Tf}{2\sin\theta} = 4,75 t$$

Et

$$\sigma_m = \frac{D}{S} = 65,16 MPa$$

### **Résistance des barres d'écartements espacées de cinq (05) m :**

L'effort repris par chacune des barres d'écartement correspond à une charge transversale q supplémentaire apportée par la poutre de contreventement. Cette charge vaut alors :

$$q = 2 * \left( \frac{Tf - Tf0}{l} \right) = 2 * \frac{3,72}{26,25} = 0,2834 t/m$$

L'effort F est :

$$F = q * \frac{5}{2} = 0,709 t$$

On utilise une tige filetée de diamètre 14 et dont la contrainte vaut 5 MPa. Cette valeur est inférieure à la contrainte critique de flambement de la barre qui est :

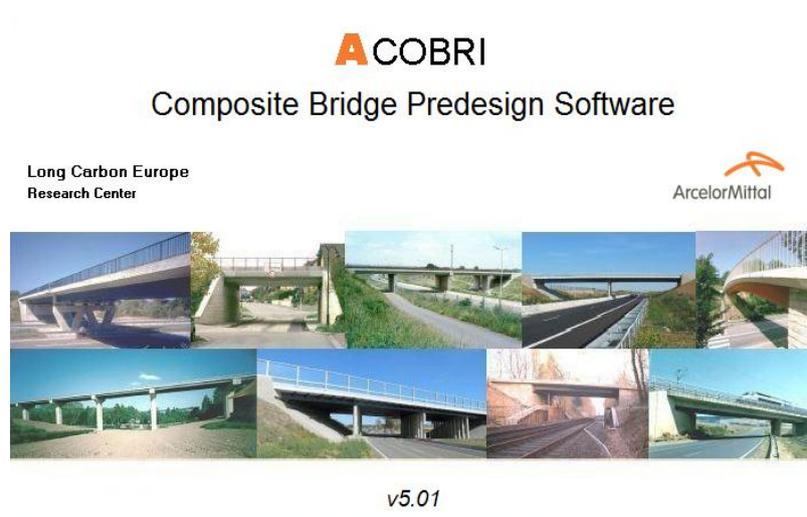
$$\sigma_{cr} = \pi^2 * \frac{Ei}{l^2a} = 226 MPa$$

Donc la résistance des barres d'écartement est assurée.

## ANNEXE VII : Vérification du dimensionnement par le logiciel ACOBRI

Dans cette partie, nous présenterons en premier lieu le logiciel ACOBRI, ensuite nous présenterons de manière succincte la procédure d'utilisation et enfin nous présenterons les principaux résultats obtenus.

### I. PRESENTATION DU LOGICIEL ACOBRI :



ACOBRI est un logiciel développé par le CTICM pour le compte d'Arcelor Mittal, pour le prédimensionnement des ouvrages avec tablier mixte. Il a été conçu pour la vérification des poutrelles laminées jouant le rôle de poutres principales dans les ponts-routes, les ponts rails et les passerelles piétons. Ce logiciel traite des différents ponts mixtes tels que les ouvrages à poutrelles enrobées, les ouvrages PrecoBeam et les ouvrages à type poutre sous voie (poutrelles en I ou en caisson). Les calculs, effectués selon les Eurocodes permettent la vérification, entre autres, de :

La résistance en flexion des sections et à l'effort tranchant

La résistance au voilement de l'âme

Les flèches et les rotations

#### ➤ Autre logiciels conçus par Arcelor Mittal :

Le CTICM a développé beaucoup d'autres logiciels intervenant dans la construction métallique ; il s'agit par exemple de :

▪ Platine X, CorniX, Soudix, Boulons : intervenant dans la vérification des assemblages

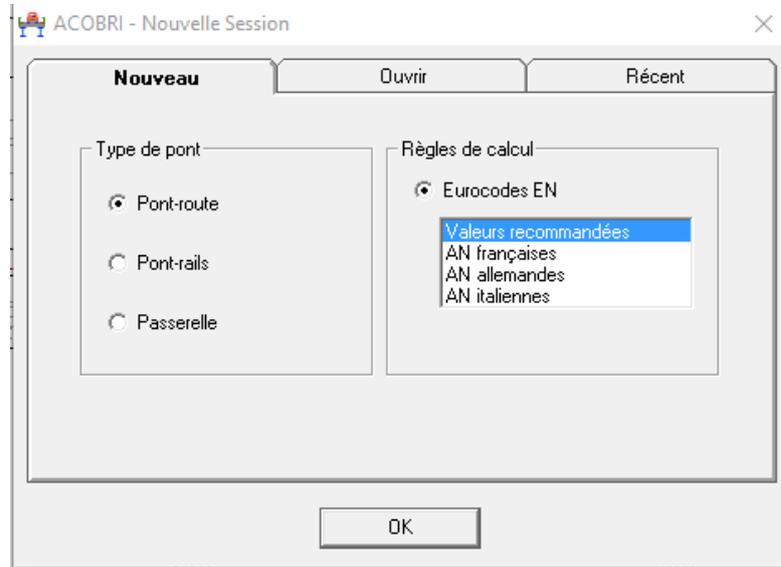
▪ LTBeam pour le calcul du moment critique de déversement des poutres en acier

▪ Propmix pour le calcul des propriétés élastiques et plastiques des sections mixtes

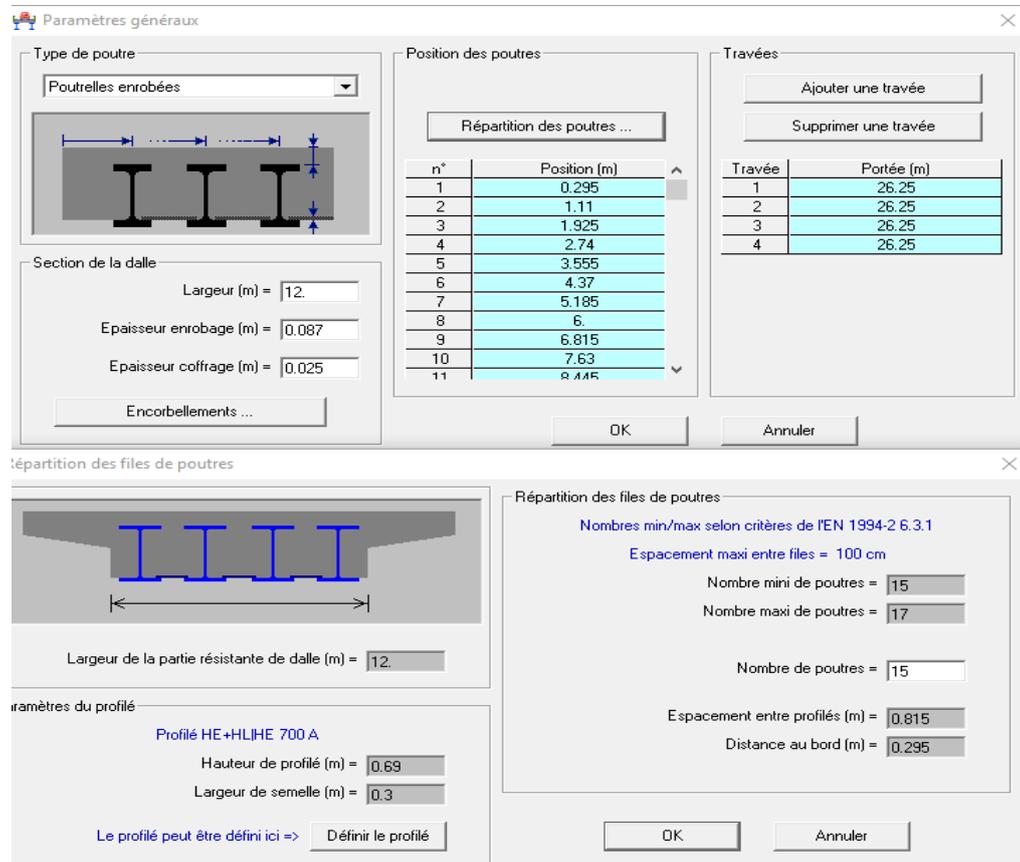
## II. PROCEDURE D'UTILISATION DU LOGICIEL :

Le logiciel ACOBRI a été conçu de sorte à être facilement utilisable par l'utilisateur.

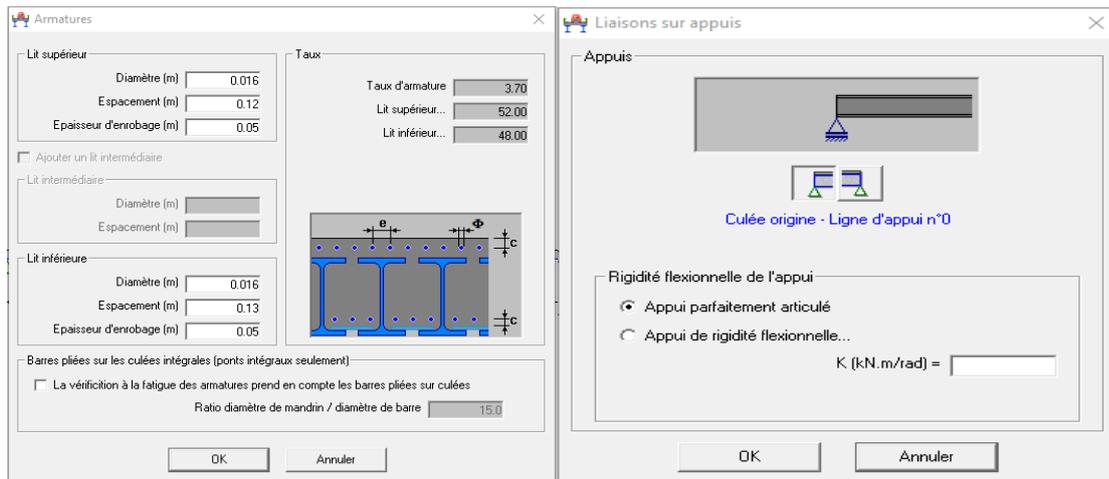
Pour toute nouvelle session de travail, l'utilisateur doit choisir les règles de calcul à appliquer ainsi que le type de pont. Cette étape se présente comme suit :



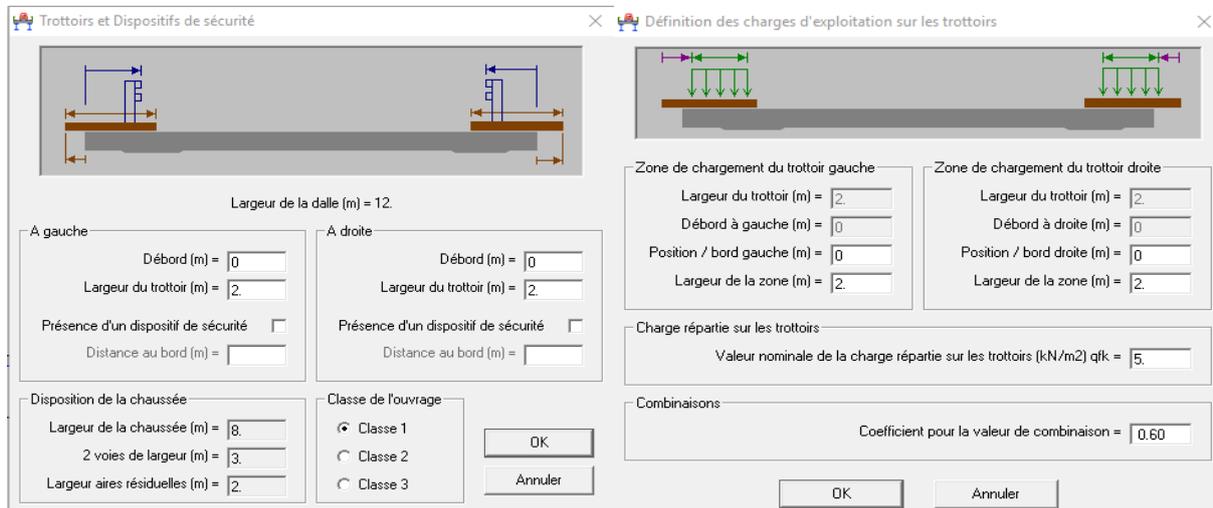
Ensuite, il faut définir les paramètres généraux, c'est-à-dire le type de poutre (caisson, poutrelles enrobées ou PrecoBeam), la section de la dalle, la position des poutres et leur répartition ainsi que le nombre de travées.



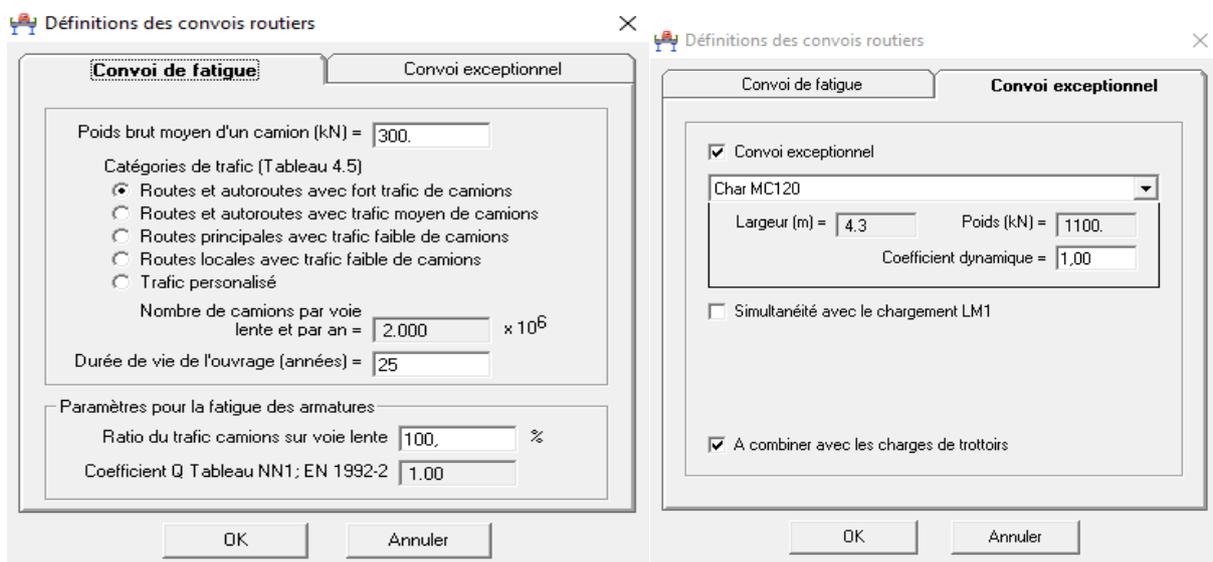
Ensuite vient la définition des armatures et des liaisons sur appui :



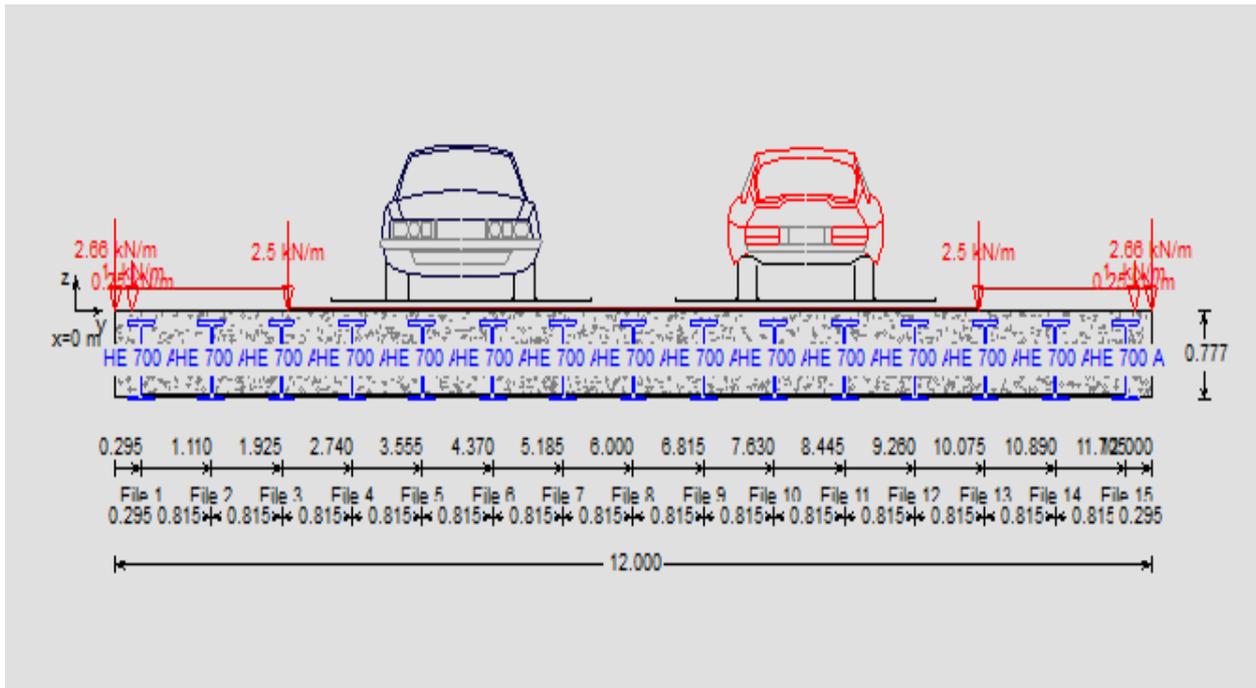
L'étape suivante consiste en la définition des trottoirs et de leur charge d'exploitation, ainsi que les dispositifs de sécurité :



Enfin, la dernière étape c'est la définition des convois routiers (convoi de fatigue et convoi exceptionnel) :



Après avoir défini tous ces paramètres, la coupe transversale de l'ouvrage défini est :



On procède à la vérification de l'ouvrage dimensionné.

### III. RESULTATS DE LA VERIFICATION :

Les calculs effectués par le logiciel ACOBRI repose sur la méthode des éléments finis (MEF).

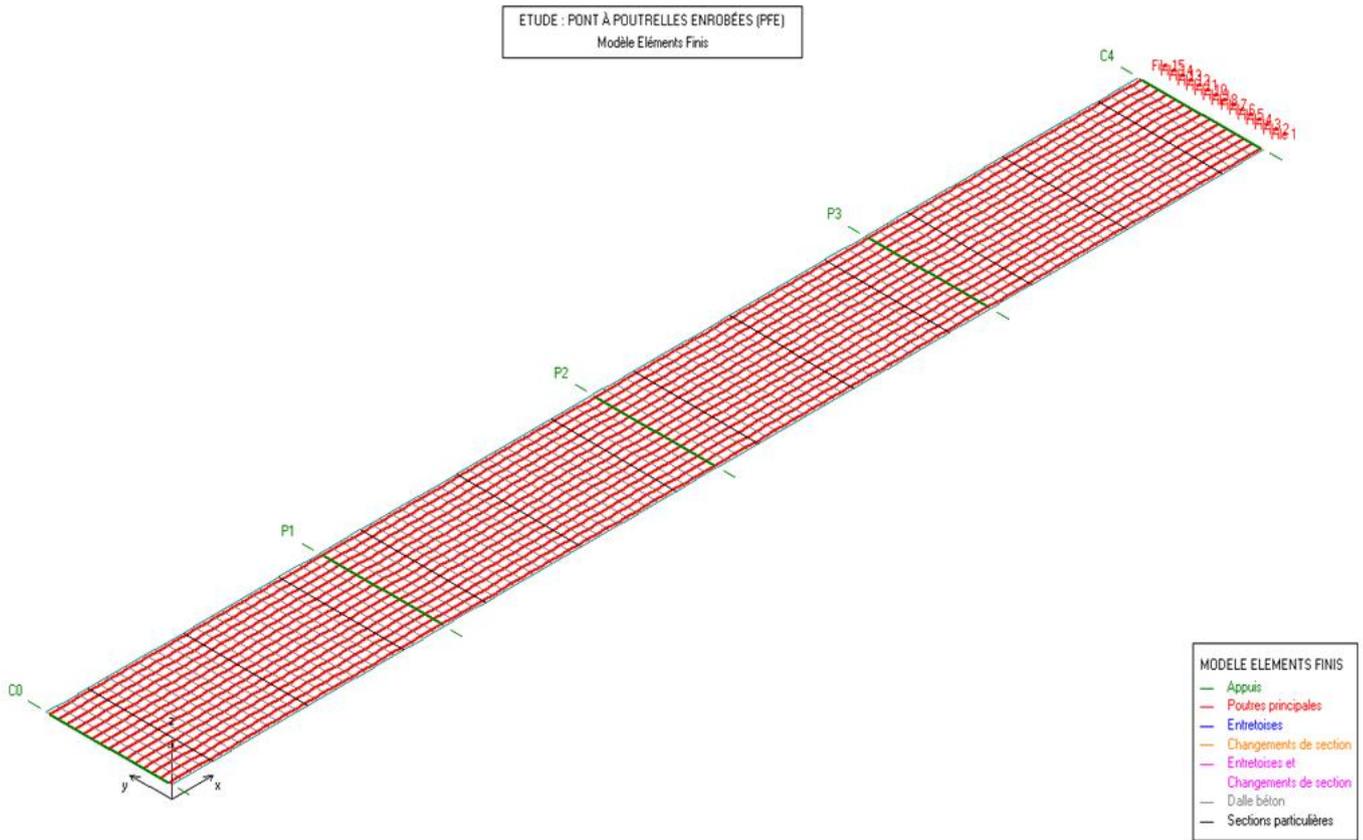
En effet, c'est une méthode dite de discrétisation qui repose sur la démarche suivante :

- Une analyse du problème ;
- Une discrétisation et définition des inconnues ;
- Le calcul de la matrice raideur ;
- La résolution du problème par calcul des efforts au niveau des appuis et de la déformée ;
- Le post traitement des résultats par calcul des contraintes.

Dans les lignes qui suivent nous présenterons l'ouvrage modélisé par la MEF, ainsi que la déformée obtenue, les efforts calculés et le post traitement des résultats.

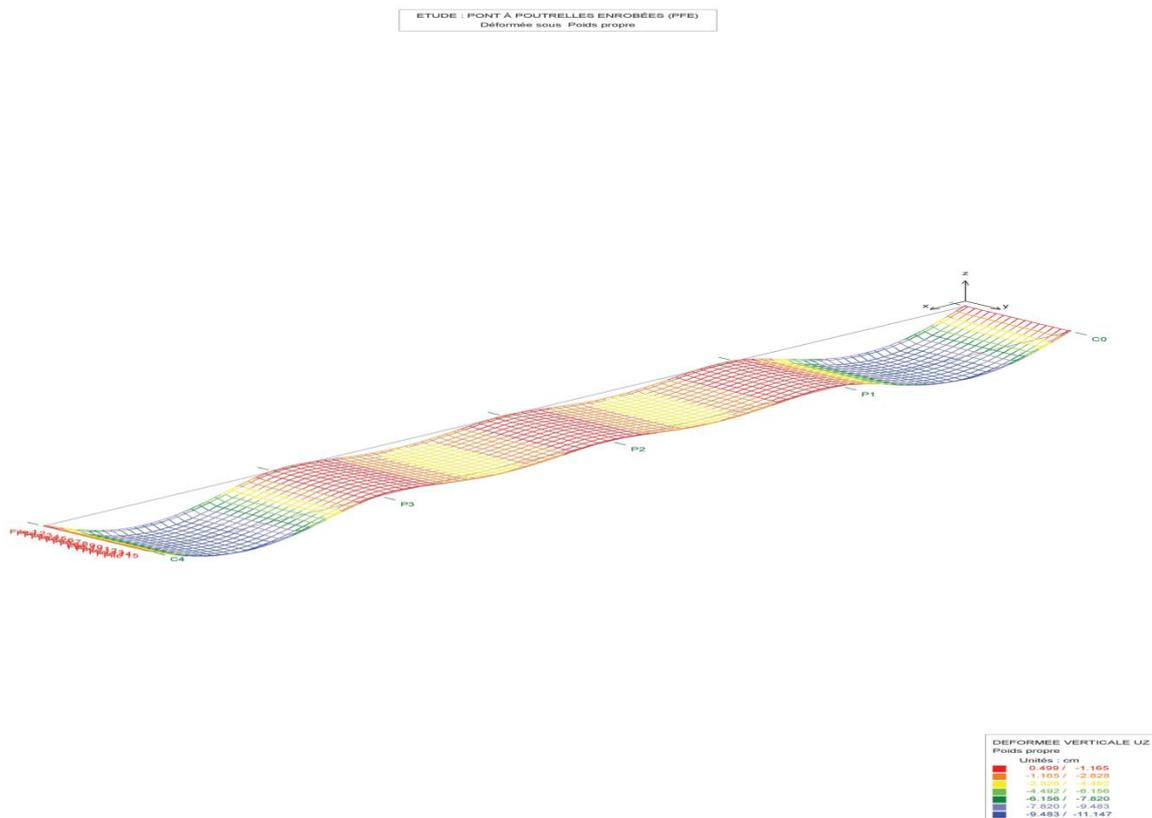
#### 1. Modélisation par la MEF :

L'ouvrage modélisé par la MEF est donné ci-après :

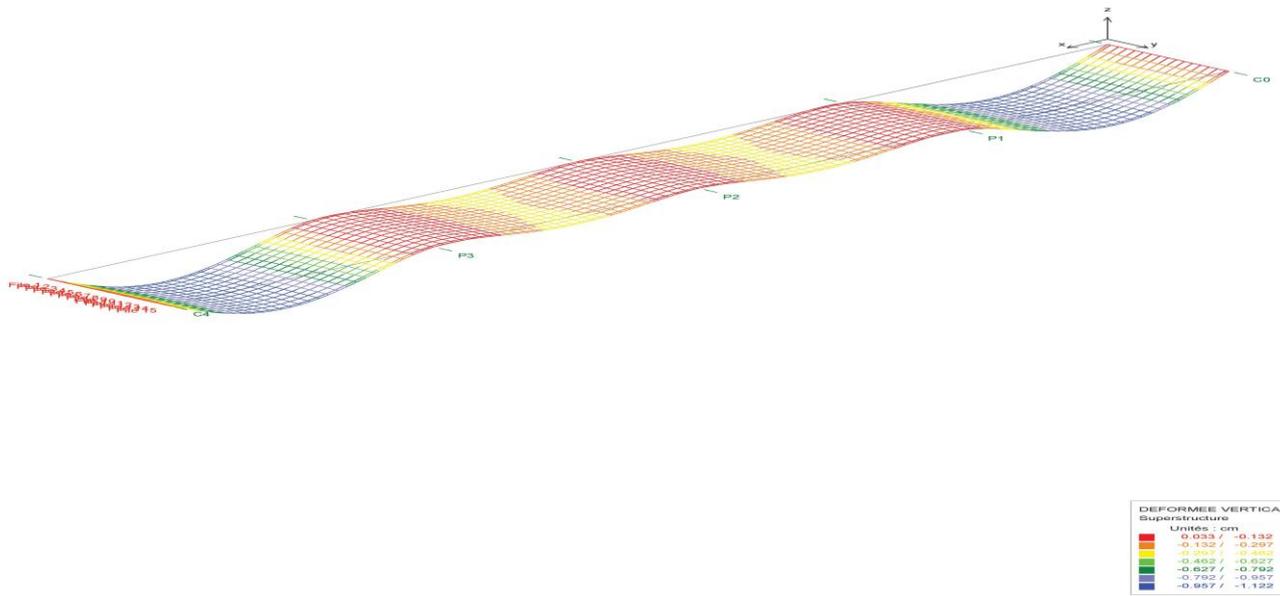


## 2. Modélisation de la déformée :

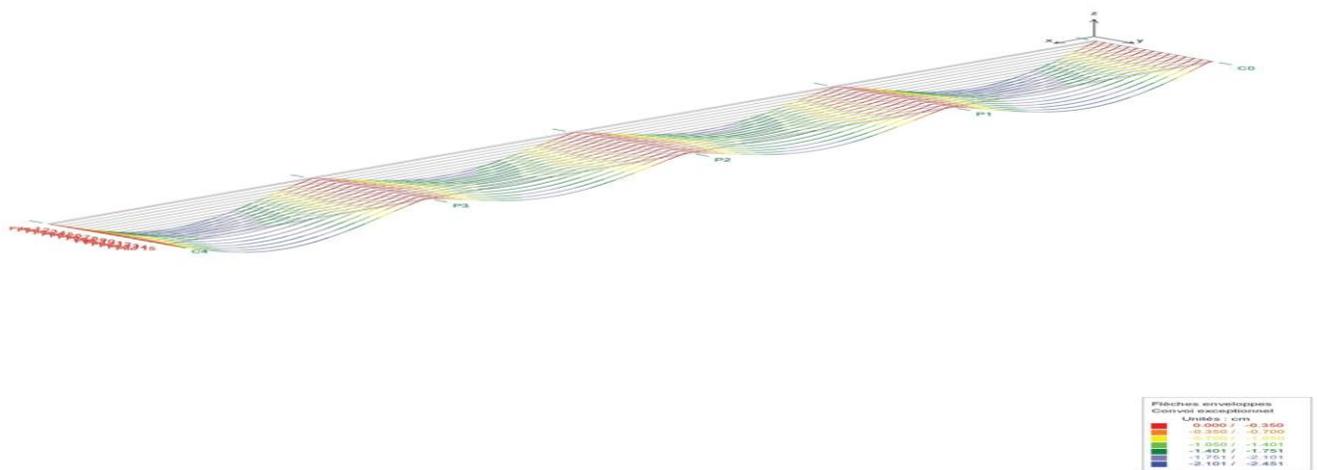
La déformée obtenue sous divers cas de charges (poids propre, superstructures, équipements et Mc120) est représentée par les modélisations suivantes :



ETUDE : PONT À POUTRELLES ENROBÉES (PFE)  
Déformée sous Superstructure



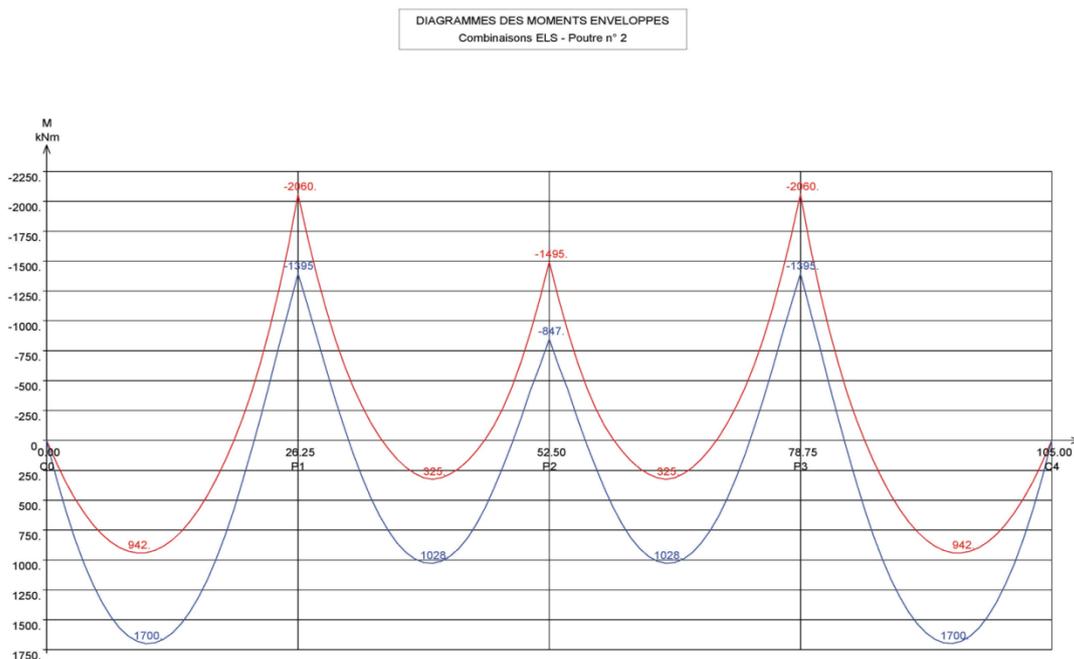
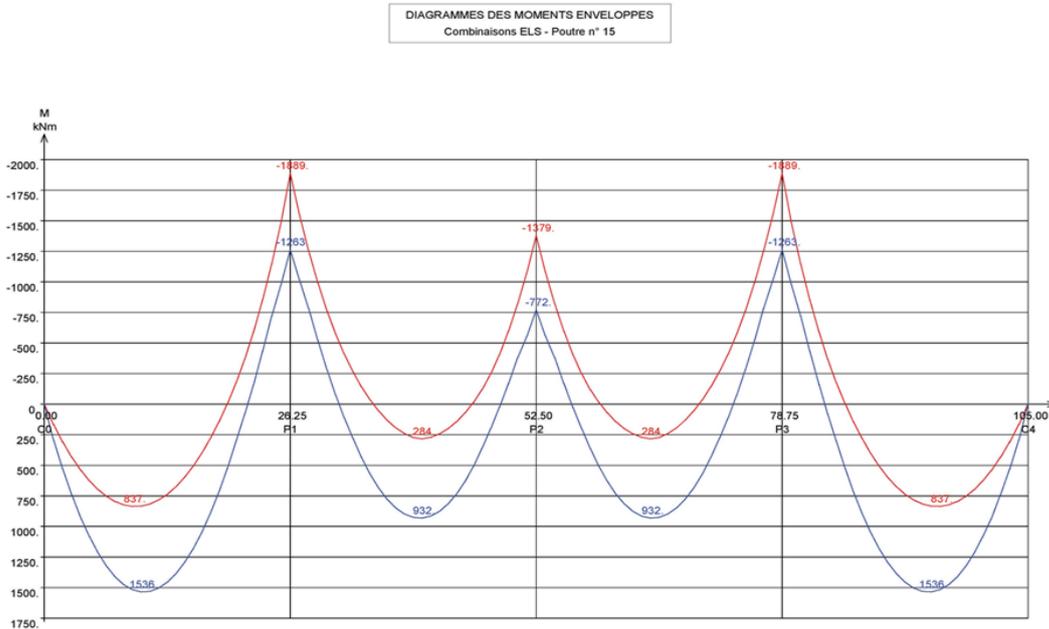
ETUDE : PONT À POUTRELLES ENROBÉES (PFE)  
Enveloppes sous Convoi exceptionnel



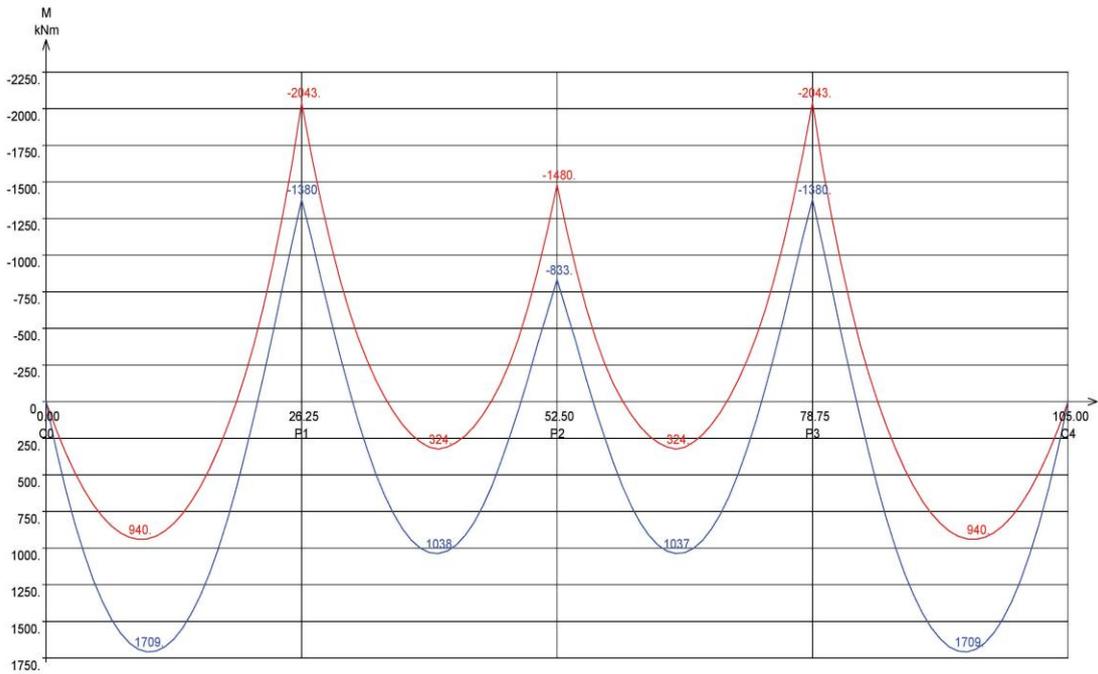
### 3. Diagramme enveloppes des moments :

#### a. A l'ELS :

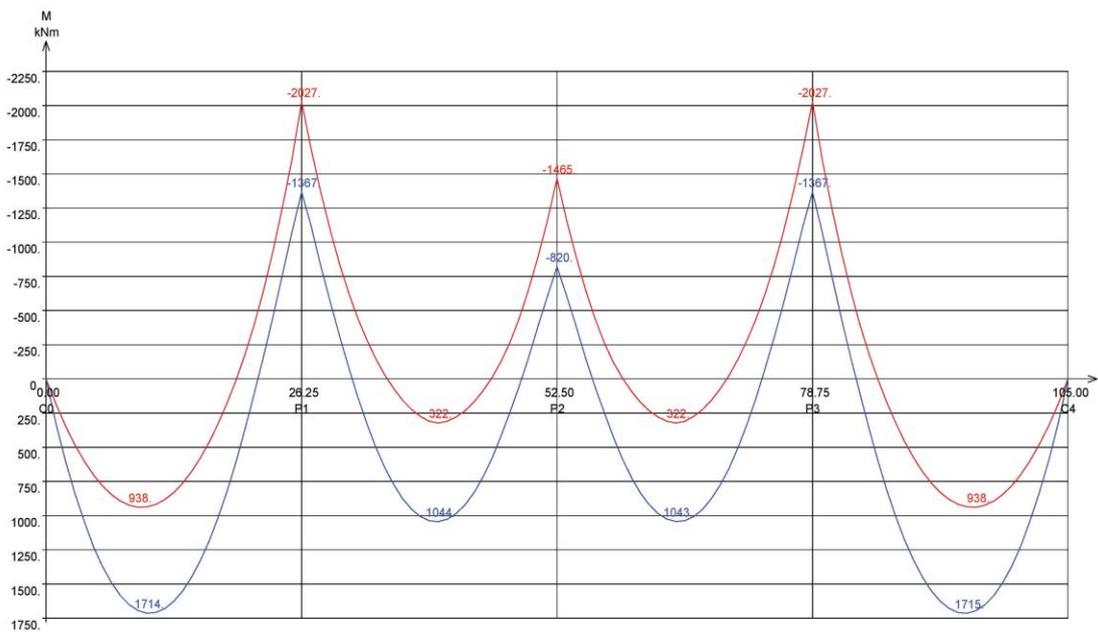
Les diagrammes enveloppes des moments repris par chaque poutre à l'ELS, est joint ci-dessous, seules les diagrammes enveloppes des poutres 1 à 9 sont fournies car les efforts sont répartis symétriquement entre les poutres 1 et 15 avec la poutre 9 comme axe de symétrie :



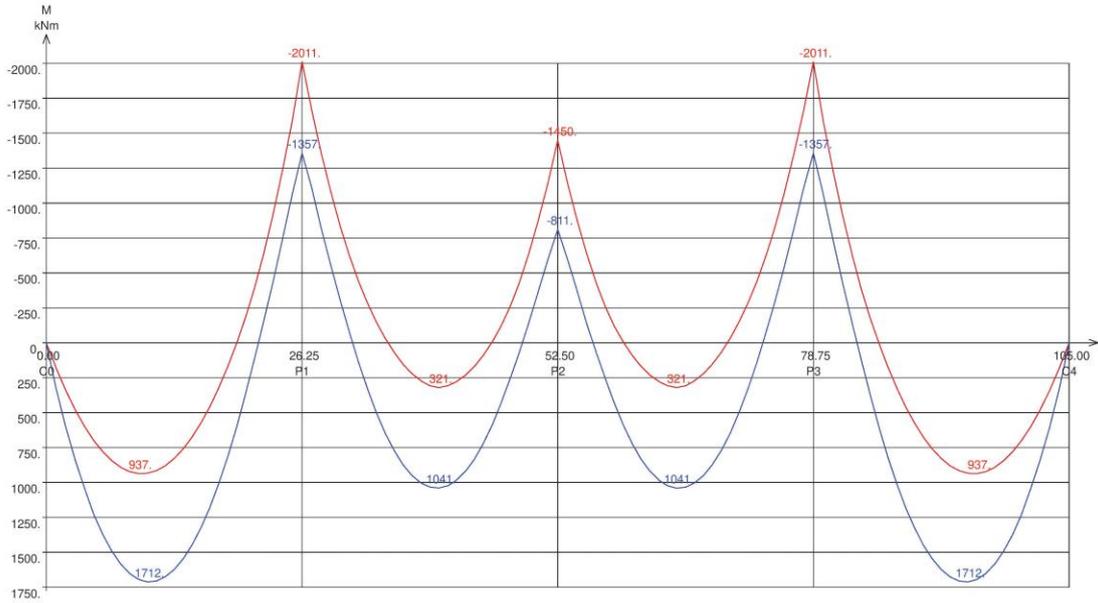
DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELS - Poutre n° 3



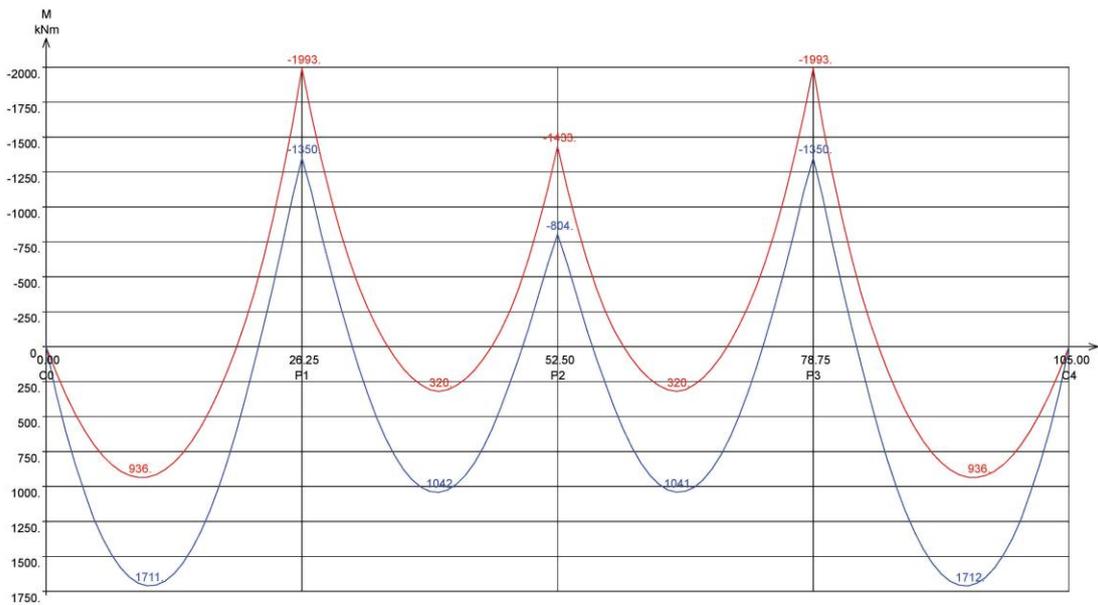
DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELS - Poutre n° 4



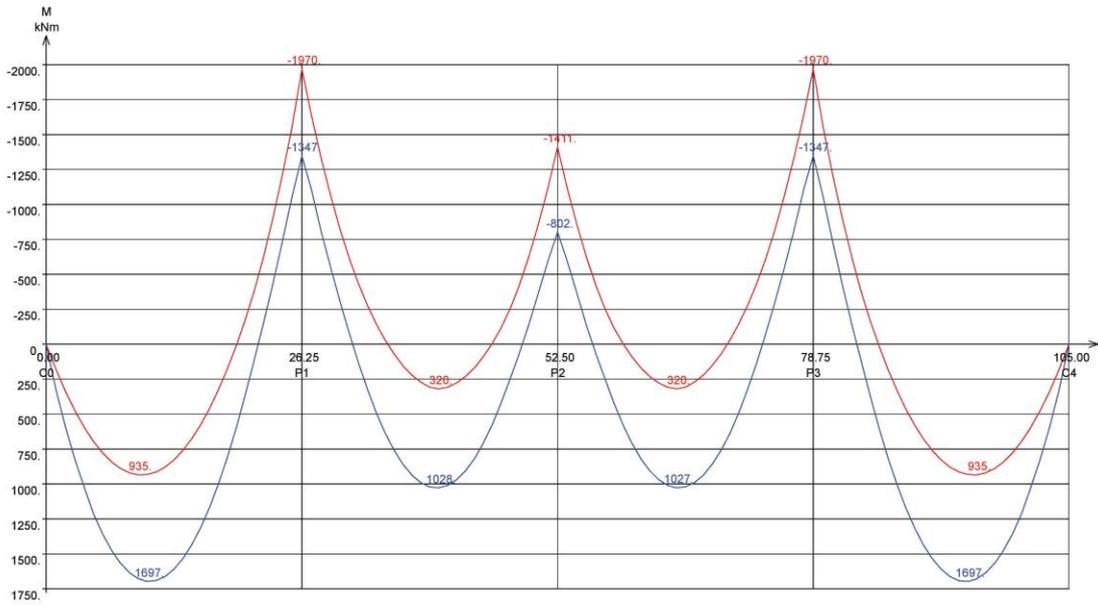
DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELS - Poutre n° 5



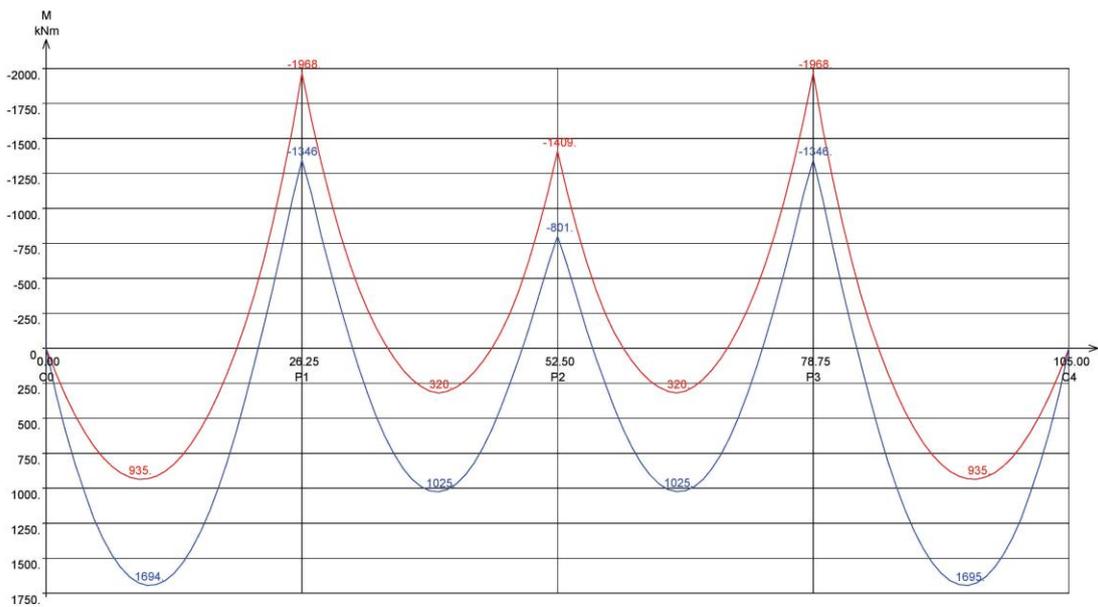
DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELS - Poutre n° 6

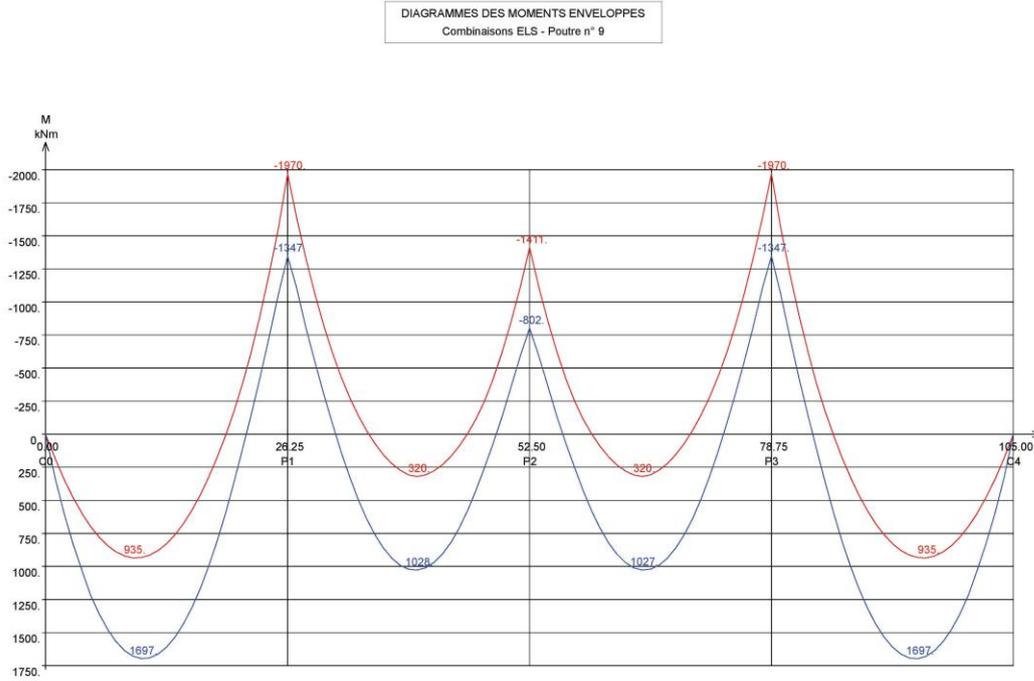


DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELS - Poutre n° 7



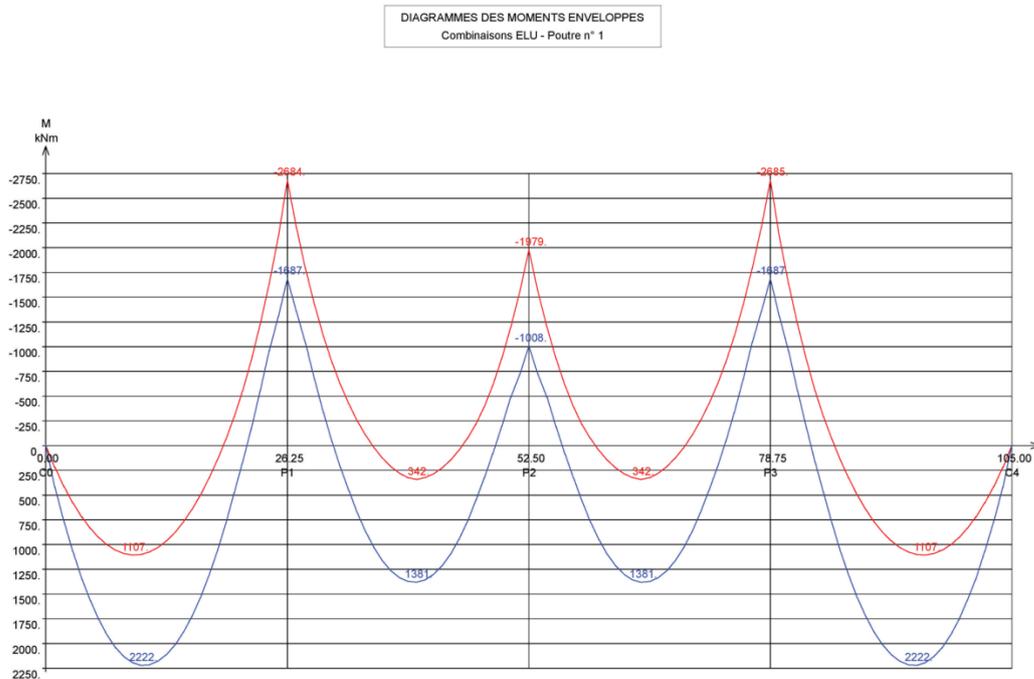
DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELS - Poutre n° 8



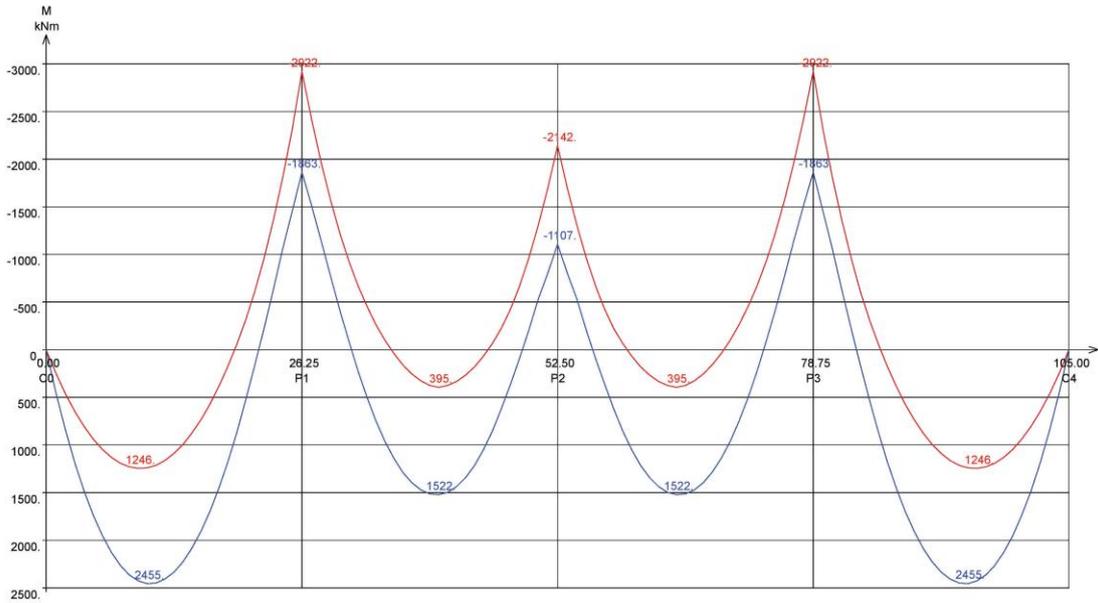


**b. A l'ELU :**

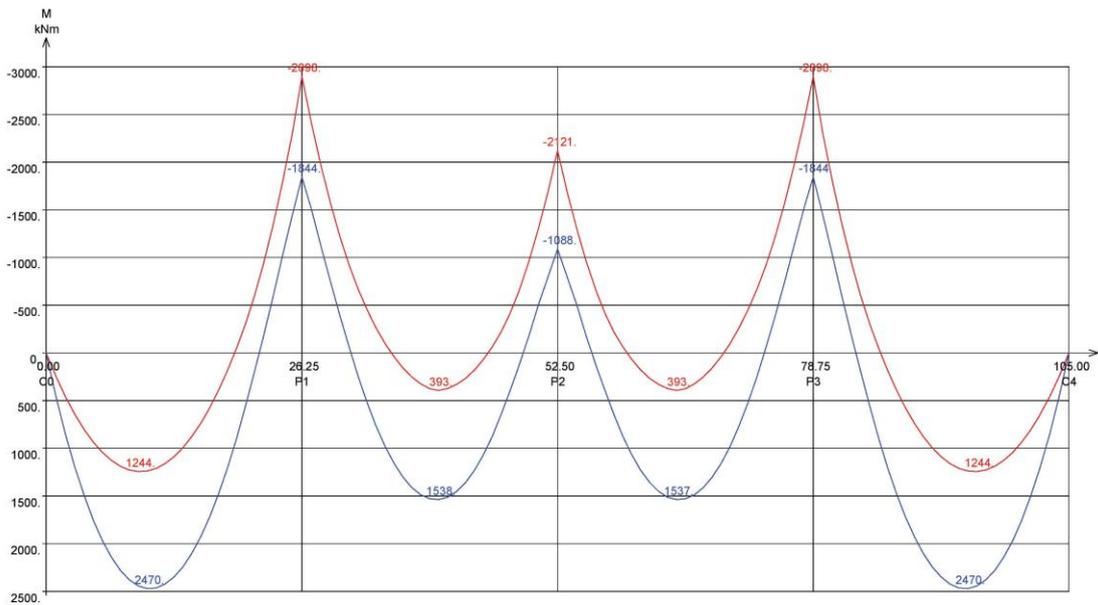
Les diagrammes enveloppes des moments repris par chaque poutre à l'ELU, est joint ci-dessous, seules les diagrammes enveloppes des poutres 1 à 9 sont fournies car les efforts sont répartis symétriquement entre les poutres 1 et 15 avec la poutre 9 comme axe de symétrie :



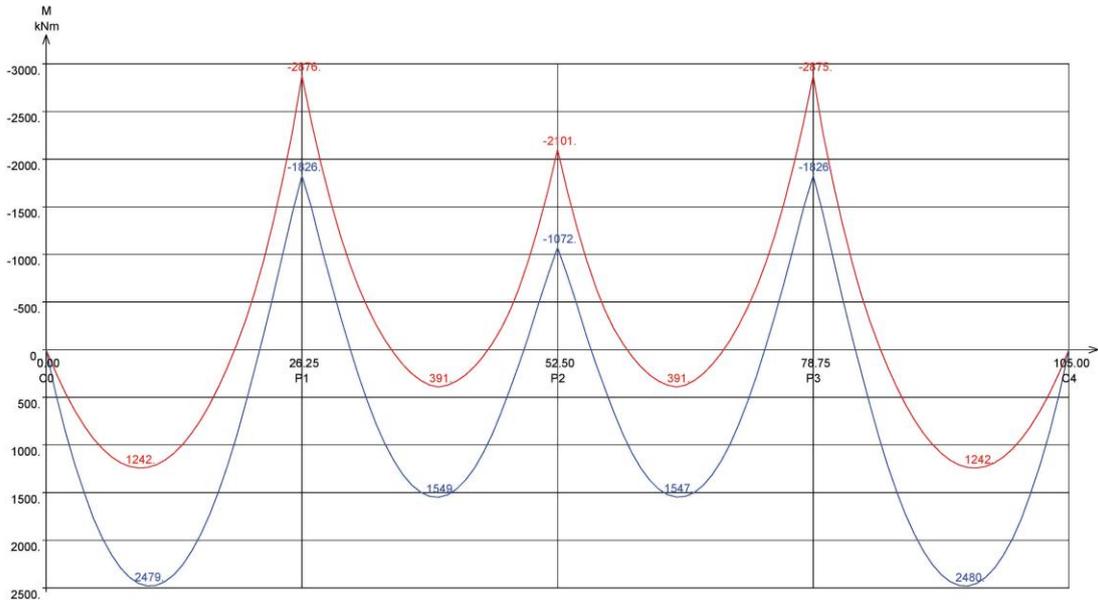
DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELU - Poutre n° 2



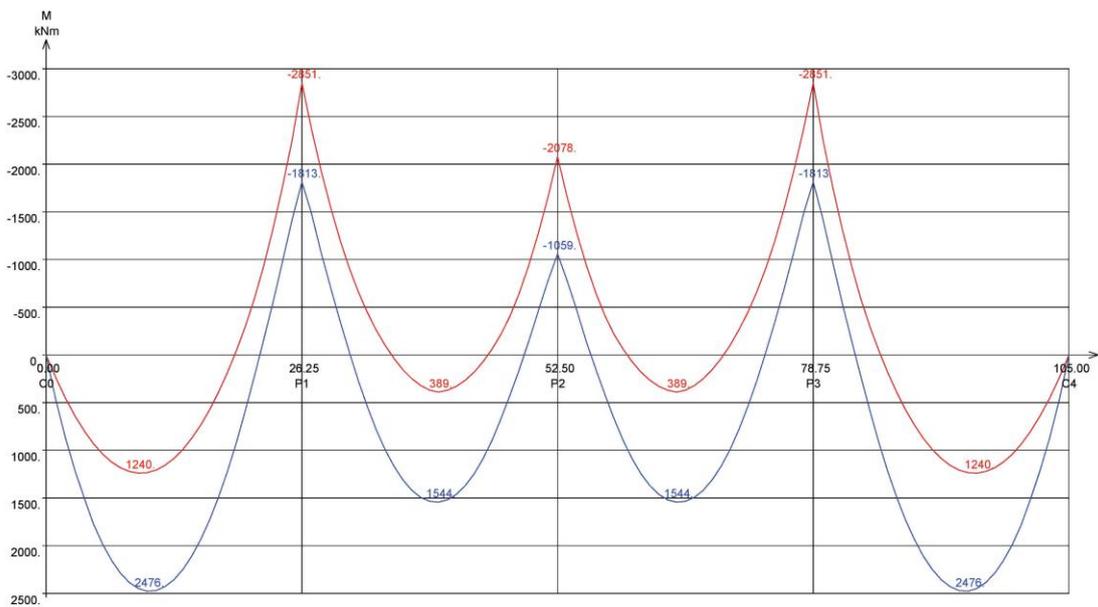
DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELU - Poutre n° 3



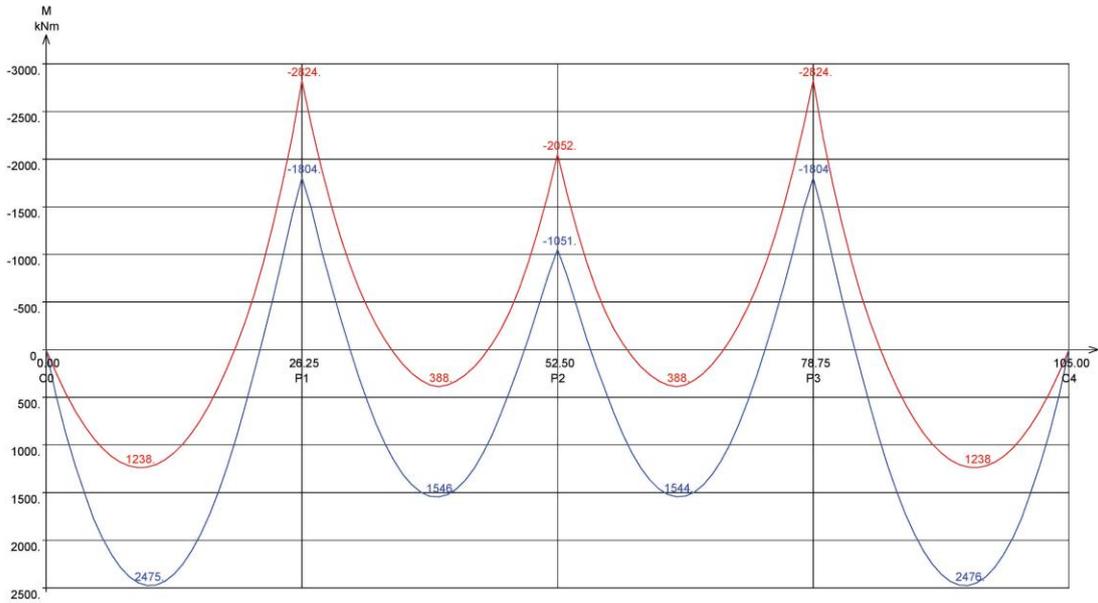
DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELU - Poutre n° 4



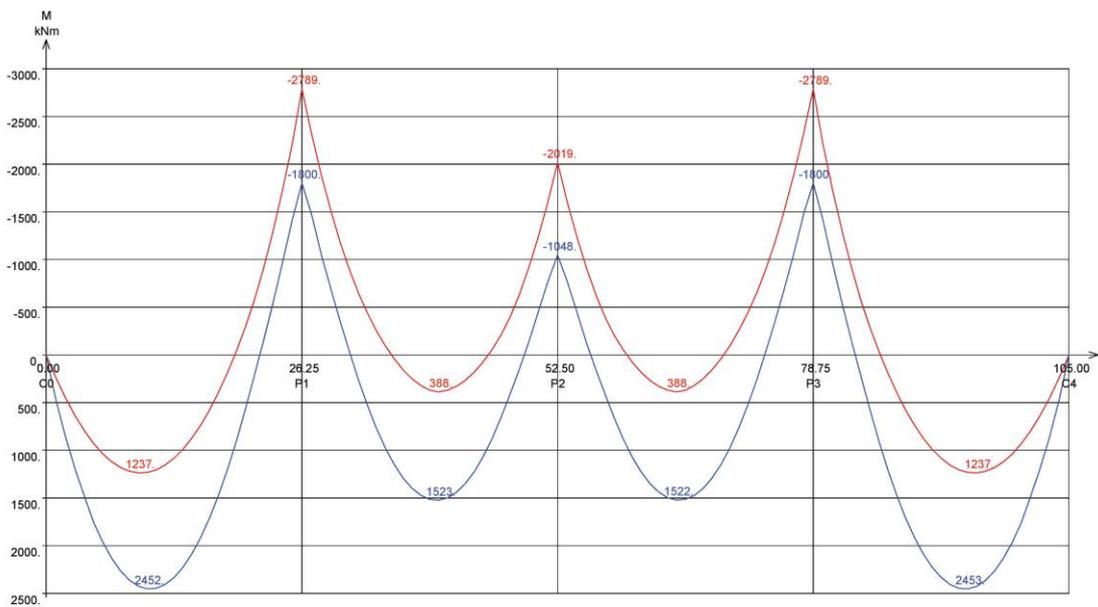
DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELU - Poutre n° 5



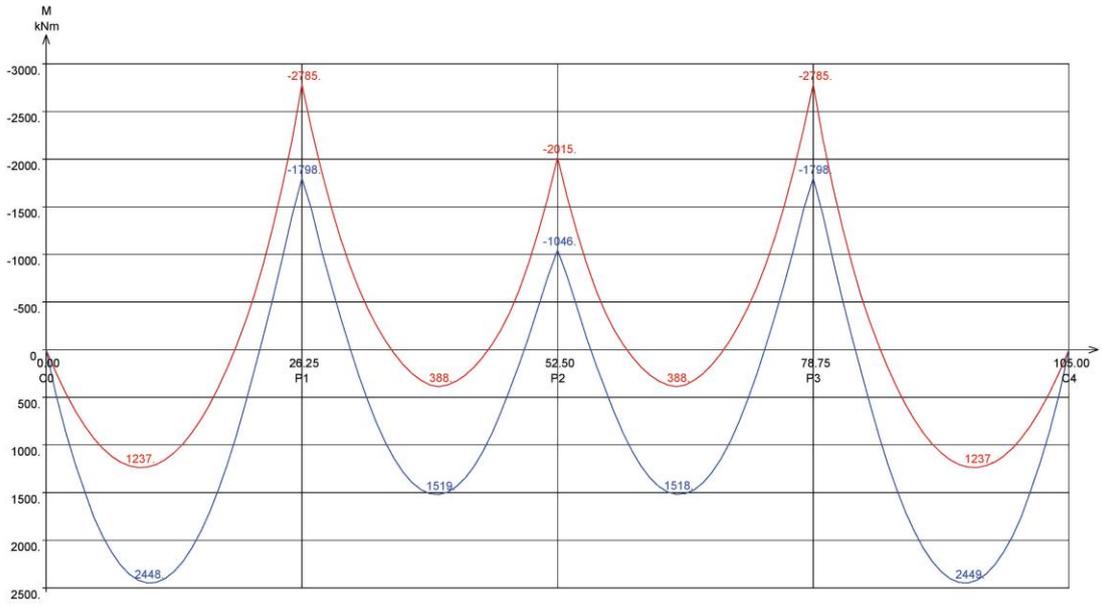
DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
Combinaisons ELU - Poutre n° 6



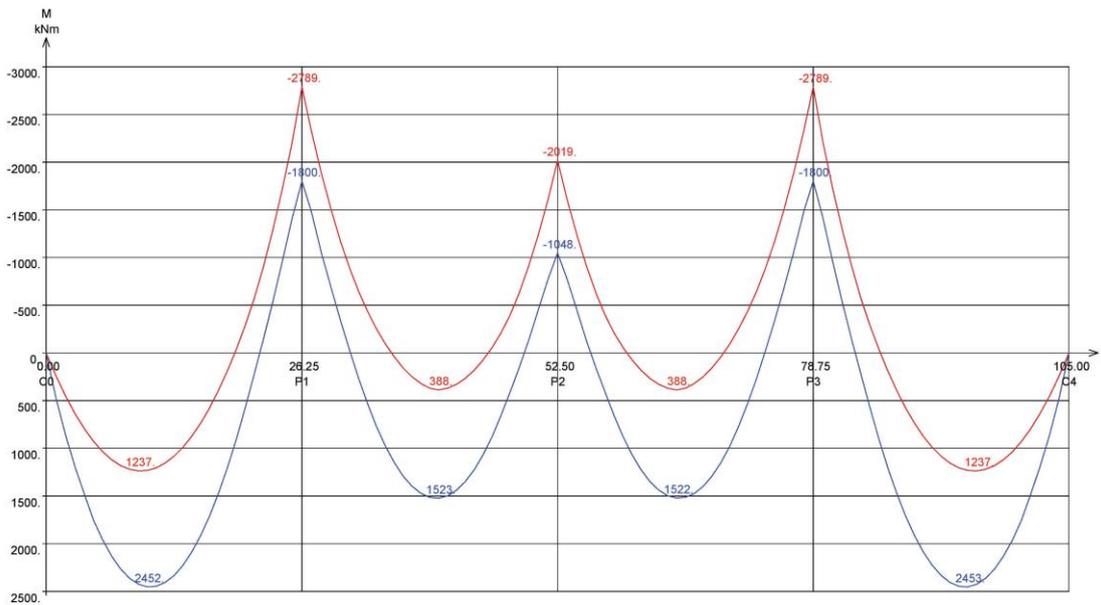
DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
Combinaisons ELU - Poutre n° 7



DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELU - Poutre n° 8



DIAGRAMMES DES MOMENTS ENVELOPPES  
 Combinaisons ELU - Poutre n° 9



## ANNEXE VIII : ETUDE DES EQUIPEMENTS DE LA VARIANTE PROPOSEE

### I. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUIS :

Dans un ouvrage d'art de type pont, le tablier ne repose pas directement sur les appuis (piles ou culées). Ils reposent sur ceux-ci par l'intermédiaire d'appareils d'appui qui jouent deux fonctions principales :

- Transmettre les charges du tablier aux piles et culées
- Assurer les mouvements (déplacement + rotation) du tablier

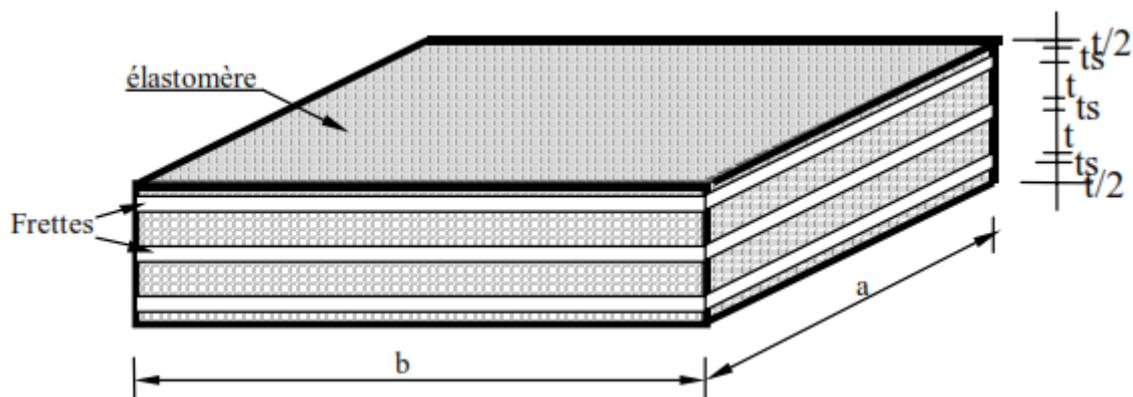
Suivant leurs matériaux constitutifs et leur emploi, on distingue :

- Les appareils d'appui à pot
- Les appareils d'appui mobiles à balancier
- Les appareils d'appui mobiles à rouleau simple ou à balancier et rouleau multiple
- Les appareils d'appui en élastomère fretté

Dans le cadre de notre ouvrage, nous utiliserons les appareils d'appui en élastomère fretté sur piles, et les appareils d'appui glissants en caoutchouc. Seuls les appareils d'appui en élastomère fretté feront l'objet d'un dimensionnement.

#### 1. Généralités sur les appareils d'appui en élastomère fretté :

Un appareil d'appui en élastomère fretté se présente généralement comme suit :



Avec :

- a : Dimension du plan de côté parallèle à l'axe longitudinale de l'ouvrage
- b : Dimension du plan de côté perpendiculaire à l'axe longitudinale de l'ouvrage
- t : épaisseur d'un feuillet élémentaire de l'élastomère
- ts : épaisseur d'une frette intermédiaire

T : épaisseur totale de l'élastomère

## 2. Dimensionnement des appareils d'appui :

On utilise les réactions d'appareils d'appui calculées par ACOBRI. Le tableau suivant donne à l'ELS, l'effort normal N minimal et maximal pour chaque poutrelle aux culées et piles :

<b>Réaction d'appuis maximales (kN)</b>										
Appuis	C0		P1		P2		P3		C4	
	Nmin	Nmax								
Poutre 1	75,12	480,31	526,86	864,22	427,63	750,73	526,86	864,22	75,14	480,3
Poutre 2	184,07	334,77	578,7	858,83	453,64	696,57	578,69	862,06	184,08	332,69
Poutre 3	193,45	356,58	577,35	841,59	452,22	720,06	577,35	841,36	193,45	355,33
Poutre 4	187,05	355,79	560,16	872,1	435,31	751,38	560,16	865,3	187,05	352,97
Poutre 5	184,88	359,3	551,84	862,01	427,09	740,18	551,84	863,48	184,88	358,83
Poutre 6	183,43	370,38	547,22	888,03	422,57	767,45	547,22	877,25	183,43	366,03
Poutre 7	182,7	370,93	544,9	887,99	420,32	767,49	544,9	877,65	182,7	366,4
Poutre 8	182,44	370,51	544,18	886,67	419,66	766,17	544,19	876,18	182,44	365,95
Poutre 9	182,7	370,93	544,9	887,99	420,32	767,49	544,9	877,65	182,7	366,4
Poutre 10	183,43	372,09	547,23	892,03	422,57	771,49	547,23	881,25	183,43	367,74
Poutre 11	184,88	359,29	551,84	865,75	427,09	745,09	551,84	863,48	184,88	358,83
Poutre 12	187,06	355,79	560,16	872,1	435,31	751,38	560,16	865,31	187,05	352,97
Poutre 13	193,46	356,58	577,35	841,58	452,22	720,06	577,36	841,36	193,46	355,33
Poutre 14	184,08	334,78	578,69	858,83	453,64	696,57	578,7	862,06	184,08	332,69
Poutre 15	75,12	480,31	526,86	864,22	427,63	750,73	526,86	864,21	75,14	480,3
N max (kN)	193,46	480,31	578,7	892,03	453,64	771,49	578,7	881,25	193,46	480,3

On procèdera au dimensionnement de l'appareil d'appui le plus sollicité : il s'agit de l'appareil situé sous la poutre 10 sur la pile P1 et soumis à  $N_{max}=892,03$  kN et  $N_{min}=547,23$  kN.

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

### ➤ Variations linéaires du tablier :

Les variations linéaires du tablier sont dues essentiellement aux phénomènes de retrait, le fluage et à la température. Ces facteurs seront considérés égaux à ceux donnés par le CPT.

- Le retrait : Il se définit comme une diminution du volume du béton au cours de son durcissement qui résulte de l'évaporation de la partie d'eau qui n'a pas servi à l'hydratation du ciment. On considèrera, selon les données du CPT que 40% du retrait aura lieu avant la pose du tablier :

$$\Delta Lr = \frac{100 - 40}{100} * Lr * \epsilon_r \text{ avec } \epsilon_r = 2.10^{-4}$$

$$\Delta Lr = \frac{100 - 40}{100} * 26,25 * 1,5 * 10^{-4}$$

$$\Delta Lr = 3,15 \text{ mm}$$

- Le fluage : C'est un raccourcissement différé du tablier. On considèrera, selon les données du CPT que 60% du fluage aura lieu avant la pose du tablier :

$$\Delta Lf = \frac{100 - 60}{100} * Lr * \epsilon_f * 2,5 * \frac{7,215}{34179,56} \text{ avec } \epsilon_r = 3.10^{-4}$$

$$\Delta Lr = \frac{100 - 75}{100} * 26,25 * 1,5 * 10^{-4}$$

$$\Delta Lr = 0,00000017 \text{ mm} \approx 0 \text{ mm}$$

- La température : Les écarts pris en compte sont de +15°C et +55°C, en supposant la construction réalisée sous une température de 25°C. La valeur du coefficient de dilatation thermique du béton et des aciers est pris égal à 10-5m/m/°C dans les calculs.

$$\Delta Lt = +15.10^{-5}.L = +3,94 \text{ mm}$$

$$\Delta Lt = +55.10^{-5}.L = +14,44 \text{ mm}$$

➤ **Aire de l'appareil d'appui :**

$$\sigma_{max} \leq \frac{\sigma_1}{1,5} \text{ avec } \sigma_1 = 15 \text{ MPa et } \sigma_{max} = \frac{N_{max}}{ab}$$

$$ab \geq \frac{N_{max}}{15000} = 0,179 \text{ m}^2$$

➤ **Hauteur nette de l'élastomère :**

Elle est obtenue par la relation :

$T > 2u_1$  où  $u_1$  désigne le raccourcissement total du aux variations linéaires

$$u_1 = \Delta Lr + \Delta Lf + \Delta Lt_2$$

$$u_1 = 3,15 + 14,44 = 17,59 \text{ mm}$$

D'où

$$T = n. t > 2 * u_1 = 35,18 \text{ mm}$$

On prendra  $T = 48 \text{ mm}$

➤ **Choix des dimensions :**

On pose les relations suivantes :

$$\frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5}$$

$$5T \leq a \leq 10T$$

$$240 \leq a \leq 480 \text{ (1)}$$

Et

$$a \cdot b \geq 0,179 \text{ mm}^2$$

On prendra  $a = 300 \text{ mm}$ .

$t = 12 \text{ mm}$  fixée par les normes à savoir le Tableau des appareils d'appui de FREYSSINET ci-après :

## Dimensions

Les valeurs fournies dans ce tableau correspondent à des appareils d'appui de type B et de type C selon la norme EN 1337-3. Il est possible de moduler les différentes valeurs indiquées ci-dessous en fonction des sollicitations réelles de l'appareil d'appui concerné.

Dimensions en plan des appareils d'appui	Effort de compression sous réaction nulle	Épaisseur des trauillets	Nombre de trauillets	Nombre de nervures (TYPE B)	Écarteur des nervures	TYPE B			TYPE C				Ratios admissibles
						Épaisseur totale d'écarteur	Épaisseur totale de l'appareil d'appui	Décalage admissible	Épaisseur des nervures épaisses	Épaisseur totale d'écarteur	Épaisseur totale de l'appareil d'appui	Décalage admissible	
ab D	F	l	n	ns	h	te	l	w	h	te	l	w	a
mm	EN	mm			mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
180x150 180x200	65 100	8	2 3	3 4	3	21 23	30 41	14,7 20,3	15	16 24	49 60	11,2 16,8	31 45
180x200 180x250 180x300	145 140 440	8	2 3 4	3 4 5	3	21 29 37	30 41 52	14,7 20,3 25,9	15	16 24 32	49 60 71	11,2 16,8 22,4	13 19 25
200x250 200x300 200x350 200x400	570 680 840 1015	8	3 4 5 6	4 5 6 7	3	29 37 45 53	41 52 63 74	20,3 25,9 31,5 37,1	15	24 32 40 48	60 71 82 93	16,8 22,4 28 33,6	10 14 17 21
0250	375	8	2 3 4	3 4 5	3	21 29 37	30 41 52	14,7 20,3 25,9	15	16 24 32	49 60 71	11,2 16,8 22,4	7 10 14
0250	750	8	2 3 4	3 4 5	8	21 29 37	30 41 52	14,7 20,3 25,9	15	16 24 32	49 60 71	11,2 16,8 22,4	4 6 8
250x300 250x400	1070 1625	8	3 4 5 6 7	4 5 6 7 8	3	29 37 45 53 61	41 52 63 74 85	20,3 25,9 31,5 37,1 42,7	15	24 32 40 48 56	60 71 82 93 104	16,8 22,4 28 33,6 39,2	6 8 11 13 15
0300	1320	8	4 5 6	5 6 7	3	37 45 53	52 63 74	25,9 31,5 37,1	15	32 40 48	71 82 93	22,4 28 33,6	6 7 9
0300	2420	8	3 4 5 6 7	4 5 6 7 8	3	29 37 45 53 61	41 52 63 74 85	20,3 25,9 31,5 37,1 42,7	15	24 32 40 48 56	60 71 82 93 104	16,8 22,4 28 33,6 39,2	3 4 5 6 7
300x400 300x500 300x600	1400 2000 2455	12	3 4 5 6	4 5 6 7	4	41 53 65 77	57 73 89 105	28,7 37,1 45,5 53,9	20	36 48 60 72	84 100 116 132	25,2 33,6 42 50,4	10 13 16 20
350x450	2155	12	3 4 5 6 7	4 5 6 7 8	4	41 53 65 77 89	57 73 89 105 121	28,7 37,1 45,5 53,9 62,3	20	36 48 60 72 84	84 100 116 132 148	25,2 33,6 42 50,4 58,8	10 13 16 20 17
0400	2130	12	3 4 5 6	4 5 6 7	4	41 53 65 77	57 73 89 105	28,7 37,1 45,5 53,9	20	36 48 60 72	84 100 116 132	25,2 33,6 42 50,4	5 7 9 11
400x500	3140	12	4 5 6 7 8	5 6 7 8 9	4	53 65 77 89 101	73 89 105 121 137	37,1 45,5 53,9 62,3 70,7	20	48 60 72 84 96	100 116 132 148 164	33,6 42 50,4 58,8 67,2	7 9 11 13 15
400x600	4035	12	4 5 6 7 8	5 6 7 8 9	4	53 65 77 89 101	73 89 105 121 137	37,1 45,5 53,9 62,3 70,7	20	48 60 72 84 96	100 116 132 148 164	33,6 42 50,4 58,8 67,2	7 9 11 13 15
0450	3050	12	3 4 5 6	4 5 6 7	4	41 53 65 77	57 73 89 105	28,7 37,1 45,5 53,9	20	36 48 60 72	84 100 116 132	25,2 33,6 42 50,4	4 5 7 8
450x600	4980	12	4 5 6 7 8 9	5 6 7 8 9 10	4	53 65 77 89 101 113	73 89 105 121 137 153	37,1 45,5 53,9 62,3 70,7 79,1	20	48 60 72 84 96 108	100 116 132 148 164 180	33,6 42 50,4 58,8 67,2 75,6	5 7 8 10 11 13

Donc  $T = n.t \rightarrow n = 6 \text{ feuilles}$

➤ **Épaisseur des frettes :**

L'épaisseur des frettes est donnée par la formule ci-dessous :

$$e \geq \frac{\sigma_{moy} . a}{\sigma_e * \beta}$$

Avec :

$\sigma_e$  : limite élastique des frettes = 2150 kg/cm<sup>2</sup> pour l'acier E24 avec  $e \leq 3 \text{ mm}$  (Bulletin technique du SETRA)

$\beta$  : Coefficient de forme

$$\beta = \frac{a . b}{(a + b) * 2t} = \frac{1800}{90 * 2,4} = 8,33$$

$$\sigma_{moy} = \frac{N_{max}}{ab} = 149,1 \text{ kg/cm}^2 \leq 150 \text{ kg/cm}^2$$

Donc,

$$e \geq \frac{30 * 149,1}{2150 * 8,33} \approx 0,25$$

Et

$$1 \text{ mm} \leq e \leq 3 \text{ mm}$$

On prendra donc  $e = 3 \text{ mm}$ .

La désignation de l'appareil d'appui retenue est :

$$250 * 300 * 6 * (8 + 3)$$

**3. Vérification de l'appareil d'appui :**

➤ **Répartition des efforts transversaux :**

**Dus à des charges dynamiques :**

Les charges dynamiques considérées ici sont les forces de freinage et le vent.

- Les forces de freinage :

Le freinage le plus défavorable intervient pour le système Bc. En effet, chaque essieu d'un camion de ce système peut développer un effort de freinage égal à son poids. On suppose que un seul camion freine.

D'après le Fascicule 61, le freinage d'un seul camion est tel que :

$$F_{bc} = 300 \text{ kN}$$

- L'effort du au vent :

Les pressions dues au vent sont prises égales à 400 kg/m<sup>2</sup> pour la surface directement exposée au vent et 200 kg/m<sup>2</sup> pour les surfaces masquées.

L'effort du au vent est alors :

$$Hv = f * q * S$$

Avec  $f = 1/2$  en phase de chantier et  $2/3$  pour le reste.

$$\begin{cases} Hv = \frac{1}{2} * 4 * 26.25 * 0.977 = 51,29 \text{ kN en phase de chantier} \\ Hv = \frac{2}{3} * 4 * 26.25 * 0.977 = 68.39 \text{ kN pour le reste} \end{cases}$$

**Efforts dus à la déformation lente (retrait, fluage, température) :**

Le déplacement maximal induit est donné par la formule :

$$H = \frac{\mu \cdot G \cdot a \cdot b}{T}$$

Avec G le module d'élasticité transversal :

G = 0,8 Mpa pour un effort lent

G = 1,6 Mpa pour un effort instantané

D'où :

$$\begin{cases} Hv = \frac{0,02153 * 0,18 * 0,8}{0,048} = 64,59 \text{ kN pour un effort lent} \\ Hv = \frac{0,02153 * 0,18 * 1,6}{0,048} = 129,18 \text{ kN pour un effort instantané} \end{cases}$$

➤ **Efforts dus à des charges statiques :**

On suppose que l'appareil d'appui est rigide en direction verticale et infiniment souple en rotation. On utilise donc la formule suivante :

$$Kx = Ky = \frac{A \cdot Gb}{Te} \text{ avec } Te = n \cdot ti + 2 \cdot e = 4 * 12 + 2 * 3 = 54 \text{ mm}$$

$$Kx = Ky = \frac{0,18 * 160}{0,054}$$

$$Kx = Ky = 533,33 \text{ t/m}$$

➤ **Déplacements en tête de l'appareil d'appui :**

Tous les appareils d'appui sont identiques. On a alors :

$$U = \frac{T * H}{n * G * A} \text{ où } H \text{ est une charge unitaire}$$

$$\begin{cases} U1 = \frac{0,048 * 1}{15 * 0,8 * 0,18} = 0,0222 \text{ m} \\ U2 = \frac{0,048 * 1}{15 * 1,6 * 0,18} = 0,0111 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

**Contraintes de cisaillement :**

- Résistance à la compression :

On calcule la contrainte de compression  $\sigma_m$  sous  $N_{max}$ .

$$\sigma_m = \frac{N_{max}}{a * b} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{2,68374}{0,18} = 14,91 \text{ MPa}$$

Donc

$$\sigma_m \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sollicitation sous charges verticales :

Il s'agit de calculer ici la contrainte de cisaillement qui apparait au niveau des frettages par la formule :

$$\tau = \frac{1,5\sigma_m}{\beta} < 2,8 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{1,5\sigma_m}{\beta} = \frac{1,5 * 14,91}{8,33} = 2,68 \text{ MPa}$$

Donc

$$\tau < 2,8 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sollicitations due à un effort horizontal :

Ce calcul est réalisé en considérant le déplacement ou la déformation lente.

$$\tau_h = \frac{G * \mu}{T} < 0,5G = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_h = \frac{0,8 * 0,02153}{0,048} = 0,358 \text{ MPa}$$

Donc

$$\tau_h < 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Condition de non glissement :

La stabilité au glissement de l'appareil d'appui est vérifiée comme suit :

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{a * b} \geq 2 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$\sigma_{min} = \frac{1,7448}{0,18} = 9,69 \text{ MPa}$$

Donc

$$\sigma_{min} \geq 2 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Lorsque les faces de l'appareil d'appui qui sont en contact avec la structure sont des feuilles d'élastomères :

$$H < f * N \quad (2) \text{ où } f \text{ est le coefficient de frottement}$$

$$H < \left[ 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_{min}} \right] * N$$

$$H = 300 \text{ kN} = 0,3 \text{ MN}$$

$$\left[ 0,10 + \frac{0,6}{\sigma_{min}} \right] * N = \left[ 0,10 + \frac{0,6}{9,69} \right] * 2,68374 = 0,434 \text{ MN}$$

Donc

$$0,3 \text{ MN} < 0,434 \text{ MN}$$

$$H < f * N \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Limitation de la distorsion :

La distorsion  $\delta = \tan(\gamma)$ , qui est le rapport du déplacement horizontal à l'épaisseur totale d'élastomère, doit être limitée aux valeurs suivantes :

$$P = \frac{Pu}{Pc} < 0,25$$

$$Pc = \frac{4GBS^2d}{h}$$

Avec :

B : Aire nominale de l'appui ( $B = ab = 0,18 \text{ m}^2$ )

d : somme d'une épaisseur de frette et d'une épaisseur d'élastomère ( $d = 0,015 \text{ m}$ )

h : hauteur totale de l'appareil d'appui ( $h = 0,053 \text{ m}$ )

G : module de cisaillement ( $G = 0,8 \text{ Mpa}$ )

S : Facteur de forme ( $S = \beta = 8,33$ )

$$Pc = \frac{4GBS^2d}{h}$$

$$Pc = \frac{4 * 0,8 * 0,18 * 8,33^2 * 0,015}{0,053} = 11,31 \text{ MN}$$

$$Pu = N_{max} = 2,68374$$

$$P = \frac{Pu}{Pc} = \frac{2,68374}{11,31} = 0,237$$

Donc

$$P = \frac{Pu}{Pc} < 0,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Condition de non flambement :

On vérifie la relation suivante :

$$\gamma_s * Pu < Pc \text{ avec } \gamma_s = 3$$

$$\gamma_s * Pu = 3 * 2,68374 = 8,0512$$

Donc

$$\gamma_s * P_u = 8,0512 \text{ MN} < P_c = 11,31 \text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Remarques** : Toutes les conditions sont vérifiées, alors le choix de l'appareil d'appui est bon.

## **II. DIMENSIONNEMENT DES BOSSAGES D'APPUI :**

### **1. Rôle des bossages d'appui :**

Ils ont pour rôle de :

- Matérialiser l'emplacement des appareils d'appui ;
- Faciliter la réalisation d'une surface plane et bien réglée ;
- Assurer la mise hors d'eau des appareils d'appui

### **2. Dimensionnement des bossages d'appui :**

D'après le document du SETRA, les dimensions du bossage d'appui présenteront un débordement de 5 cm par rapport à l'appareil d'appui. Les dimensions des bossages d'appuis sont :

$$A = a + 10 \text{ cm} = 35 \text{ cm}$$

$$B = b + 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$H_i > 5 \text{ cm}, \text{ on choisit } 10 \text{ cm}$$

### **3. Ferrailage des bossages d'appui :**

Les armatures du bossage d'appui doit reprendre environ 4% de l'effort normal maximum ( $N_{max}$ ) :

$$A = \frac{0,04 * N_{max}}{\sigma_{st'}}$$

Avec

$$\sigma_{st'} = \min \left( \left( \frac{2}{3} f_e \right); \left( 110 \sqrt{\mu * f_{t28}} \right) \right) = 215,56 \text{ MPa}$$

Donc

$$A = \frac{0,04 * N_{max}}{\sigma_{st'}} = \frac{0,04 * 0,89203}{215,56} = 1,74 \text{ cm}^2$$

On choisit 4 HA 12 soit une section réelle de 5,65 cm<sup>2</sup>.

### **III. DIMENSIONNEMENT DES JOINTS DE CHAUSSEE :**

#### **1. Généralités sur les joints de chaussées :**

Les joints de chaussée ont pour rôle d'assurer la continuité de circulation entre deux (02) éléments métalliques identiques solidarités aux deux parties d'ouvrages.

Le choix du type de joint à adopter repose sur l'intensité du trafic et le souffle. On distingue ainsi :

- Les joints lourds pour les chaussées supportant un trafic journalier supérieur à 3000 véhicules ;
- Les joints semi lourds pour un trafic entre 1000 et 3000 véhicules
- Les joints légers pour un trafic inférieur à 1000 véhicules

Cependant, ce ne sont pas les seuls critères à prendre en compte ; en effet, on peut citer parmi les autres exigences à considérer, le confort, l'esthétique, la résistance, l'étanchéité et la fiabilité.

#### **2. Calcul et choix des joints de chaussée :**

Le calcul du joint repose essentiellement sur les deux (02) combinaisons suivantes :

- Le déplacement du aux variations linéaires (déplacement, fluage, retrait, température) en plus du déplacement du au freinage ;
- Le déplacement du aux variations linéaires plus déplacements horizontaux dus à la variation du tablier, et déplacement du aux séisme (si existant)

On doit vérifier pour un joint de chaussée Wosd50, que :

$$\begin{cases} \Delta T + \Delta freinage < W \\ \Delta T + \Delta séisme < 1,3 W \end{cases}$$

Et

$$\Delta T = 21,53 \text{ mm} = 2,153 \text{ cm}$$

$$\Delta freinage = \frac{T * Hfrai}{G * S} = 0.048 * \frac{15}{160 * 0,18} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\Delta séisme = 0$$

Donc

$$\Delta T + \Delta freinage = 2,5 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$$

$$\Delta T + \Delta séisme = 2,153 \text{ cm} < 6,5 \text{ cm}$$

On choisira **un joint de chaussée de type WOSD50 capable d'assurer un souffle de 50 mm.** Il faut noter que ces joints seront placés au niveau des culées.

#### **IV. AUTRES EQUIPEMENTS :**

##### **1. Dispositions relatives au drainage et à l'évacuation des eaux :**

L'évacuation des eaux de surface est nécessaire afin d'assurer la sécurité des usagers du pont, mais également la durabilité de la structure. Généralement, en l'absence de corniche-caniveau, les eaux sont recueillies sur les côtés de la chaussée puis évacuées par des gargouilles.

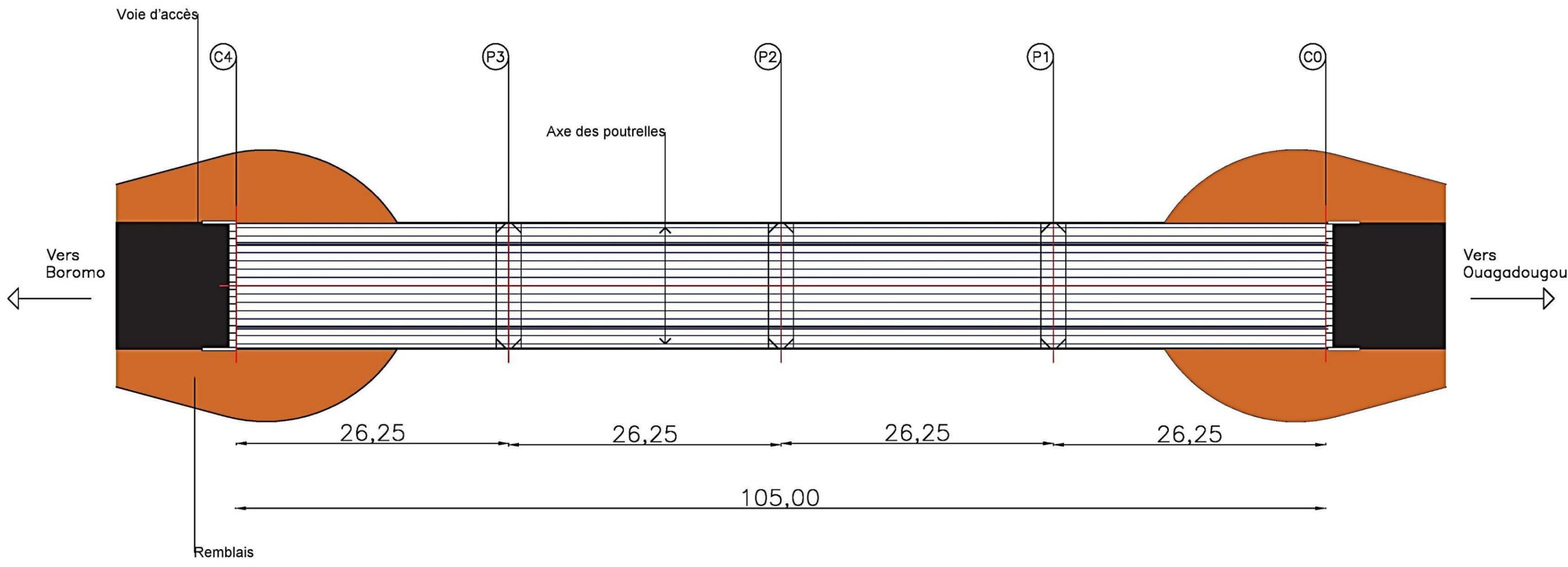
Dans le cas de la solution à poutrelles enrobées, l'évacuation des eaux est prévu grâce à la présence de bordures caniveau, au niveau de la chaussée. En effet, la double pente transversale de 2,5 % de la chaussée va faciliter le recueil et l'écoulement des eaux dans les bordures caniveau. Une fois recueillies dans le fil d'eau, les eaux seront évacuées par des gargouilles situées au niveau de chaque appui intermédiaire, de part et d'autre du tablier.

##### **2. Signalisation et divers :**

On propose l'installation des panneaux de localisation E31 « traversée de lieux-dits », à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage durant la phase d'exploitation et l'installation des panneaux de signalisation de dangers temporaires au niveau des voies de déviation, durant la phase d'exécution du chantier.

**ANNEXE IX : PLANS DETAILLES DE LA VARIANTE  
PROPOSEE – TABLIER A POUTRELLES ENROBEES**

Les plans proposés ci-dessous pour la variante de tablier à poutrelles enrobées sont les vues en plan, longitudinales et les coupes de ferrailage. Toutes les cotes sont en mm.



ETUDES COMPARATIVES ENTRE UN TABLIER MIXTE BIPOUTRE "ACIER-BETON" ET UN TABLIER A POUTRELLES ENROBEES : CAS DU PONT DE BOROMO

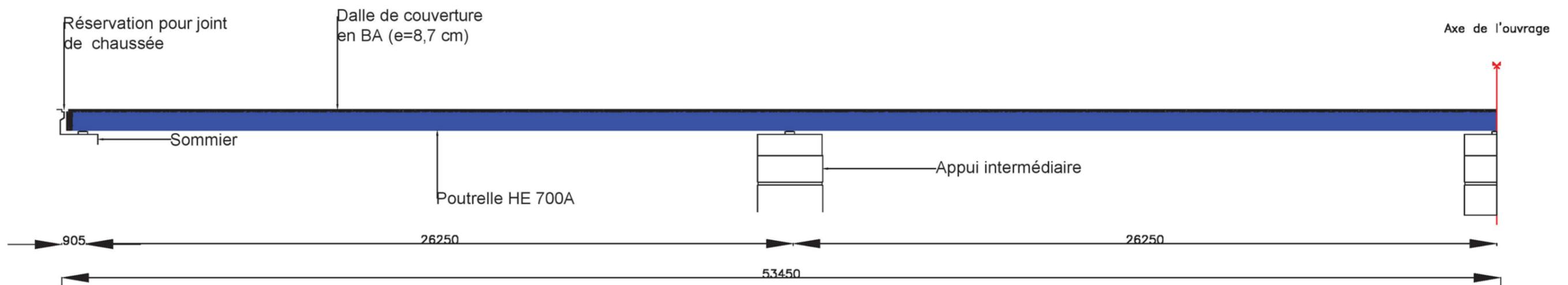


VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE

Ech: 12/11/2018

OUOBA Shuyah  
Tani Aurore

N°01



ETUDES COMPARATIVES ENTRE UN TABLIER MIXTE BIPOUTRE "ACIER-BETON" ET UN TABLIER A POUTRELLES ENROBEES : CAS DU PONT DE BOROMO



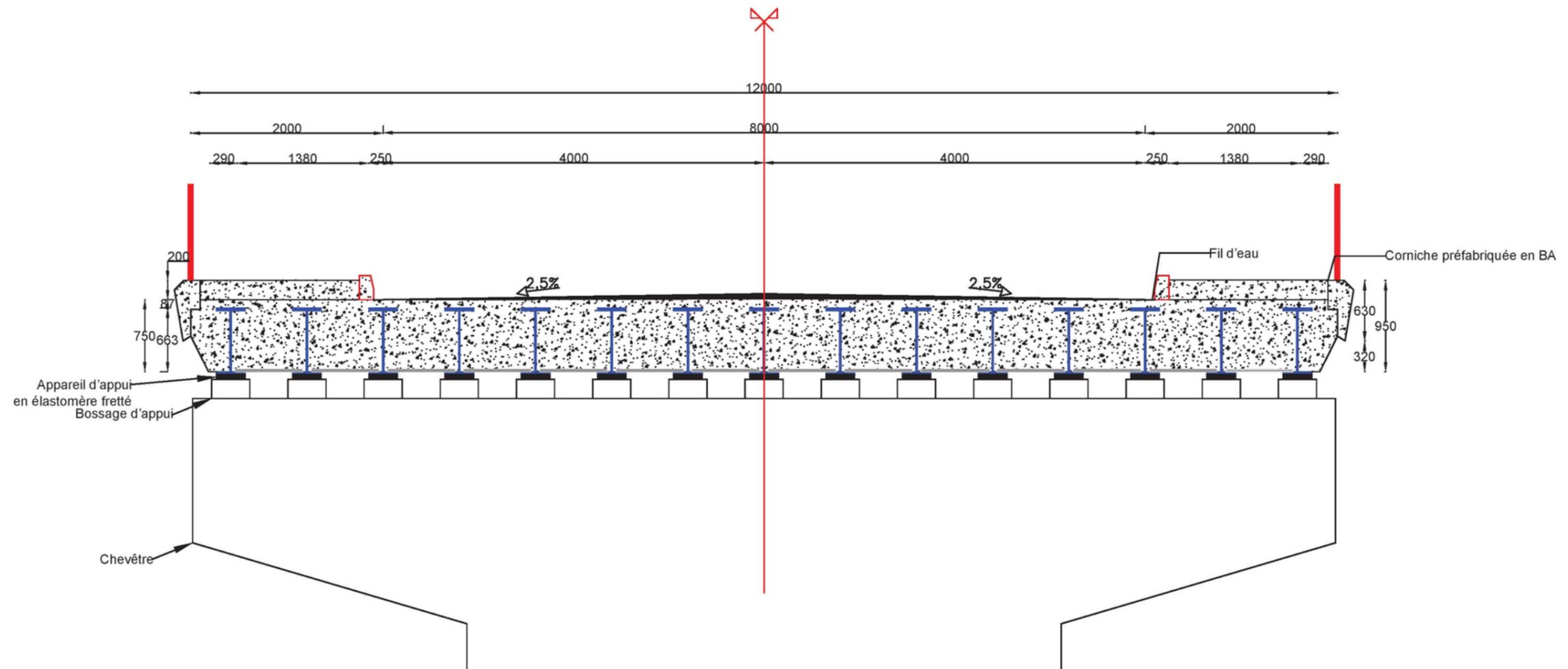
COUPE LONGITUDINALE AU NIVEAU DE L'AXE D'UNE POUTRELLE

Ech:

12/11/2018

OUOBA Shuyah  
 Tani Aurore

N°02



ETUDES COMPARATIVES ENTRE UN TABLIER MIXTE  
 BIPOUTRE "ACIER-BETON" ET UN TABLIER A POUTRELLES  
 ENROBEES : CAS DU PONT DE BOROMO



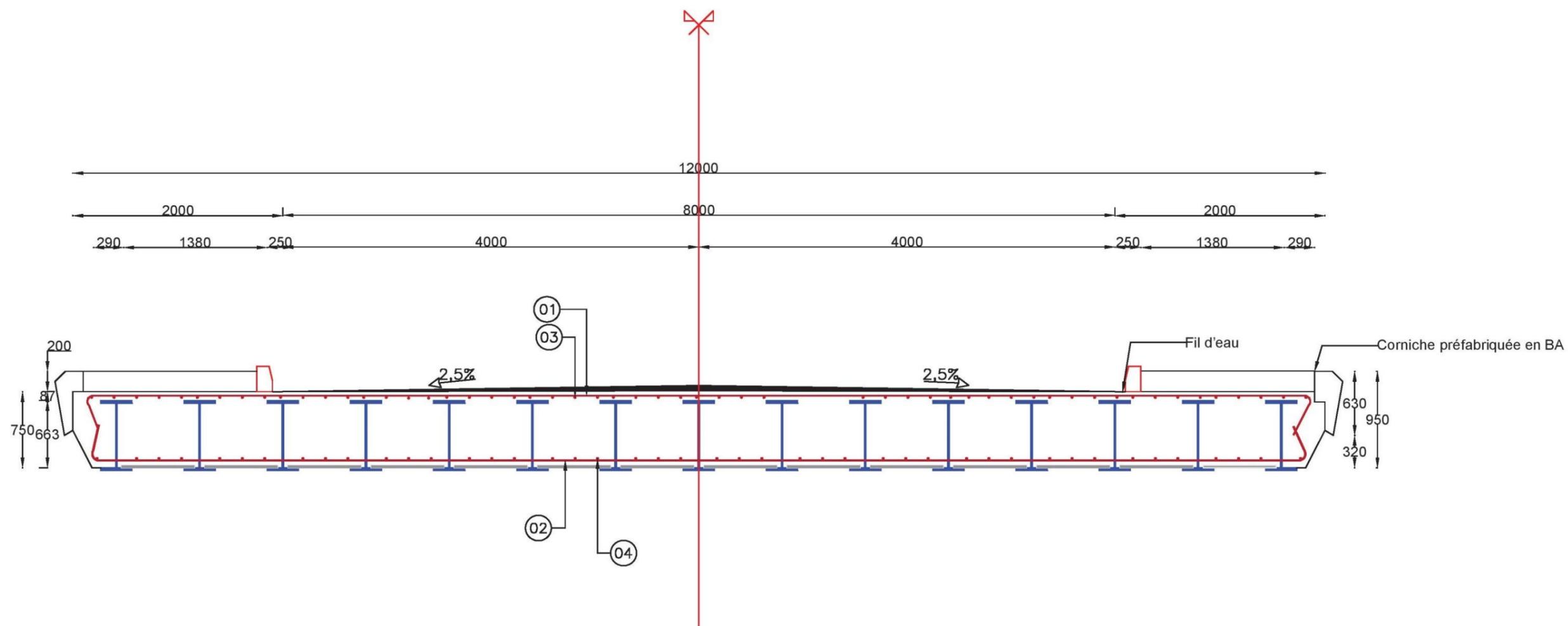
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE

Ech:

12/11/2018

OUOBA Shuyah  
 Tani Aurore

N°03



Armatures (par mètre linéaire)	
Armatures transversales	01 --- 8 HA16 (esp. = 120 mm)
Armatures transversales	02 --- 6 HA20 (esp. = 160 mm)
Armatures longitudinales	03 --- 5 HA16 (esp. = 200mm)
Armatures longitudinales	04 --- 3 HA16 (esp. = 260 mm)



ETUDES COMPARATIVES ENTRE UN TABLIER MIXTE BIPOUTRE "ACIER-BETON" ET UN TABLIER A POUTRELLES ENROBEES : CAS DU PONT DE BOROMO



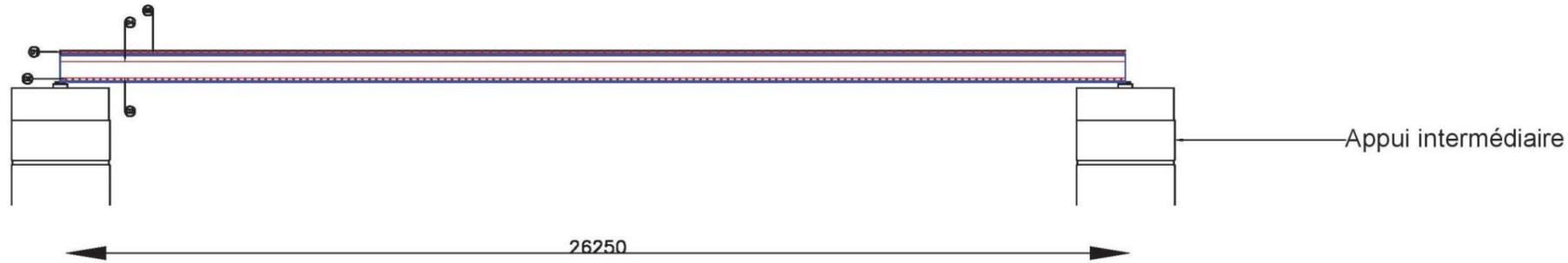
COUPE TRANSVERSALE DU TABLIER

Ech: 1/50 12/11/2018

OUOBA Shuyah  
Tani Aurore

N°04

Ferraillage des travées intermédiaires



Ferraillage des travées de rive et leurs abouts



Armatures (par mètre linéaire)

01	HA 16 (esp. = 200 mm)
02	HA 16 (esp. = 160 mm)
03	HA 20 (esp. = 120mm)
04	HA16 (esp. = 260 mm)
05	HA16 (esp. = 380 mm)
06	HA (esp. = 205 mm)
07	Cadres HA12 (esp. =180 mm)

## ANNEXE X : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU TABLIER A POUTRELLES ENROBEES

Dans cette section, nous expliquerons en détail la procédure suivie et les étapes de calcul nous ayant permis d'établir le Devis Quantitatif et Estimatif de la variante à poutrelles enrobées que nous proposons.

### **I. PROCEDURE GENERALE :**

La procédure générale d'élaboration d'un DQE consiste à :

- établir en premier lieu un métré de l'ouvrage à réaliser, c'est-à-dire la quantification des éléments de cet ouvrage.
- Obtenir et calculer les prix des matériaux intervenant dans la réalisation de l'ouvrage ;
- Elaborer le DQE définitif de l'ouvrage.

Dans les lignes qui suivent, nous allons en premier lieu rappeler le DQE du tablier de la solution retenue, puis passer au métré et DQE du tablier à poutrelles enrobées que nous proposons.

### **II. RAPPEL SUR LE DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DU TABLIER DE LA SOLUTION RETENUE :**

Le DQE de la solution retenue qui a été mis à notre disposition, contient neuf (09) postes distincts. Cependant nous nous intéresserons uniquement au poste 900 : Ouvrages d'art – Superstructures, car étant en lien avec l'objet de ce document.

Le métré du poste 900 est le suivant :

N° (a)	DESIGNATION (b)	UNITE (c)	QUANTITE S (e)
901.1	Epreuve générale de l'ouvrage	Fft	1
901.2	Essai de chargement statique pour les culées	U	1
901.3	Essai de chargement statique pour les piles	U	1
902.1	Déblai pour fouilles y compris épuisement	m <sup>3</sup>	1 317,00
902.2	Déblai rocheux (Pour Mémoire)	m <sup>3</sup>	PM
902.3	Remblai pour fouilles	m <sup>3</sup>	241,60
902.4	Remblai derrière culées en GNT 0/20	m <sup>3</sup>	481,40
903.1	Forage des pieux de 100cm de diamètre	ml	765,00
903.2	Mise en station et recépage des pieux de 100cm de diamètre	U	34
903.3	Fourniture et mise en œuvre de tubes pour contrôle sonique des pieux (3par pieu)	ml	2 295,00

903.4	Fourniture et mise en œuvre de palplanches PU12 ou équivalent	m <sup>2</sup>	2 193,30
904.1	Béton de propreté 10 cm (sous semelles, dalles de transition)	m <sup>3</sup>	44,40
904.2	Béton B30 pour pieux dosé au moins 400 kg de ciment	m <sup>3</sup>	600,90
904.3	Béton B30 pour semelle de liaison des pieux, dalle de transition	m <sup>3</sup>	438,40
904.4	Béton B30 pour culées	m <sup>3</sup>	141,70
904.5	Béton B30 pour piles	m <sup>3</sup>	227,80
904.6	Béton B30 pour poutres préfabriquées	m <sup>3</sup>	511,90
904.7	Béton B30 pour hourdis au-dessus des poutres	m <sup>3</sup>	367,80
904.8	Béton B30 pour corniches, trottoirs sur ouvrage	m <sup>3</sup>	188,20
905.1	Acier haute adhérence Fe500 pour pieux	Kg	51 071,00
905.2	Acier haute adhérence Fe500 pour semelles de liaison de pieux et dalles de transition	Kg	43 833,00
905.3	Acier haute adhérence Fe500 pour culées	kg	12 745,00
905.4	Acier haute adhérence Fe500 pour piles	kg	21 639,00
905.5	Acier haute adhérence Fe500 pour poutres préfabriquées	kg	61 421,00
905.6	Acier haute adhérence Fe500 pour hourdis	kg	40 453,00
905.7	Acier haute adhérence Fe400 pour corniches et trottoirs sur ouvrage	kg	15 054,00
906.1	Badigeonnage (enduit de bitume) de surface de béton enfouie	m <sup>2</sup>	911,80
907.1	Fourniture et pose des appareils d'appui en élastomère fretté enrobé	dm <sup>3</sup>	337,50
907.2	Fourniture et pose de bande d'étanchéité avec noyaux creux	ml	12,00
907.3	Fourniture et pose de joint de dilatation SHW T140	ml	11,30
907.4	Fourniture et pose des cornières de 100x100x12	ml	33,90
907.5	Fourniture et pose de garde-corps type S8	ml	232,00
907.6	Fourniture et pose d'un avaloir avec tube d'assainissement	u	10
907.7	Fourniture et mise en œuvre d'une chape d'étanchéité sur le tablier	m <sup>2</sup>	859,10
908.1	Fourniture et mise en œuvre des enrochements de protection des appuis	m <sup>3</sup>	3 234,00

Le métré ci-dessus concerne l'ensemble du pont à savoir le tablier, les appuis et fondations et les équipements. Notre étude ayant porté uniquement sur le tablier, nous nous intéresserons aux quantités le concernant. Le DQE correspondant est alors :

N° (a)	DESIGNATION (b)	UNITE (c)	PRIX UNITAIRES en € (d)	QUANTITES (e)	TOTAL (f = d*e)
	<b>Poste 900 - Ouvrages d'art</b>				
904.6	Béton B30 pour poutres préfabriquées	m3	583,22	511,90	550,32
904.7	Béton B30 pour hourdis au dessus des poutres	m3	442,41	367,80	718,40
904.8	Béton B25 pour corniches, trottoirs sur ouvrage	m3	369,23	188,20	489,09
905.5	Acier haute adhérence Fe500 pour poutres préfabriquées	kg	1,40	61 421,00	989,40
905.6	Acier haute adhérence Fe500 pour hourdis	kg	1,40	40 453,00	634,20
905.6.1	Tablier métallique et appuis	FF			1 172 383,60
905.7	Acier haute adhérence Fe400 pour corniches et trottoirs sur ouvrage	kg	1,40	15 054,00	075,60
907.1	Fourniture et pose des appareils d'appui en élastomère fretté enrobé	dm3	118,13	337,50	868,88
907.3	Fourniture et pose de joint de dilatation SHW T140	ml	706,83	11,30	987,18
907.4	Fourniture et pose des cornières de 100x100x12	ml	342,45	33,90	609,06
907.5	Fourniture et pose de garde corps type S8	ml	207,28	232,00	088,96
907.6	Fourniture et pose d'un avaloir avec tube d'assainissement	u	500,75	10,00	007,50
907.7	Fourniture et mise en œuvre d'une chape d'étanchéité sur le tablier	m²	27,70	859,10	797,07
	<b>Total en euros HT</b>				<b>2 003 199,24</b>
	<b>Total en FCFA HT</b>				<b>1 314 012 564,53</b>

### **III. METRE ET DQE DU TABLIER A POUTRELLES ENROBEES :**

#### **1. Détermination des quantités à mettre en œuvre :**

Le métré du tablier à poutrelles enrobées est obtenu par calcul des quantités à mettre en œuvre. Ces quantités sont obtenues grâce aux coupes et plans de l'ouvrage.

##### **a. Calcul du volume de béton :**

###### **➤ Pour l'enrobement des poutrelles :**

Le volume de béton mis en œuvre pour l'enrobement des poutrelles est obtenu par la formule suivante :

$$V_{\text{béton, enrobement}} = n * V_{\text{béton, remplissage}}$$

$$V_{\text{béton, enrobement}} = 16 * 105 * 0,636 * 0,5$$

$$V_{\text{béton, enrobement}} = 534,24 \text{ m}^3$$

###### **➤ Pour la couverture en béton :**

$$V_{\text{béton, couv}} = 0,087 * 12 * 105$$

$$V_{\text{béton, couv}} = 109,62 \text{ m}^3$$

###### **➤ Pour les corniches et trottoirs sur ouvrage :**

Pour les corniches et trottoirs sur ouvrage, on conservera les mêmes quantités que celles mise en œuvre pour le tablier mixte « acier – béton ».

$$V_{\text{tr, corniches}} = 188,20 \text{ m}^3$$

##### **b. Calcul de la quantité d'armatures :**

La quantité d'armatures à mettre en œuvre sera par ailleurs évaluée au poids, en se basant sur les poids au mètre linéaire suivants :

Désignation	Poids au ml (kg/ml)
HA 6	0,222
HA 8	0,395
HA 10	0,617
HA 12	0,888
HA 14	1,208
HA 16	1,578
HA 20	2,466

###### **➤ Pour le ferrailage de la dalle :**

Il est calculé pour l'ensemble des armatures passives de la dalle, tous diamètres confondus.

**Longueur totale des aciers haute adhérence Fe E 400 HA12 :**

$$L_{\text{phi12}} = 4 * 106,2$$

$$L_{\text{phi12}} = 424,8 \text{ m}$$

**Longueur totale des aciers haute adhérence Fe400 HA16 :**

$$L_{phi16} = 12 * 106,2 * (8 + 5 + 3)$$

$$L_{phi16} = 20\,390,4\,m$$

**Longueur totale des aciers haute adhérence Fe400 HA20 :**

$$L_{phi20} = 6 * 106,20 * 12$$

$$L_{phi20} = 7\,646,4\,m$$

**Poids total à mettre en œuvre :**

Il est obtenu par la formule suivante :

$$P_{dalle} = 0,888 * (L_{phi12}) + 1,578 * (L_{phi16}) + 2,466 * (L_{phi20})$$

$$P_{dalle} = 0,888 * 424,8 * 2 + 1,578 * 20\,390,4 + 2,466 * 7\,646,4$$

$$P_{fer, dalle} = 51\,786,52\,kg$$

➤ **Pour le ferrailage des corniches et trottoirs :**

Le poids d'armatures à utiliser pour le ferrailage des corniches et trottoirs est pris égal au poids mis en œuvre pour le tablier de la solution retenue :

$$P_{tr, corniches} = 15\,054\,kg$$

**c. Calcul de la quantité des poutrelles :**

Les poutrelles constituant la charpente métallique sont au nombre de quinze (15) et ont une longueur totale de 105 m chacune. Leur prix dépend de la longueur, du lieu de livraison, de la nature des traitements requis et leur mise en œuvre. Ce prix sera donc pris équivalent à un forfait pour la manutention, la fourniture et la pose des 15 poutrelles de la charpente donc la quantité à mettre en œuvre :

$$N_{fft} = 1$$

**d. Calcul des quantités pour les équipements :**

➤ **Coffrages :**

Les coffrages Eterboard © sont vendus par plaque d'une certaine longueur selon l'épaisseur ; on évalue alors la longueur totale nécessaire puis la quantité équivalente :

$$N_{coffrage} = 280\,unités$$

➤ **Couche d'étanchéité :**

La surface à enduire d'étanchéité est donnée par :

$$S_{étanchéité} = 8 * 105 = 840\,m^2$$

➤ **Garde-corps type S8 :**

Les gardes corps de type S8 sont disposés de part et d'autre du tablier, tout le long de l'ouvrage.

$$L_{garde corps} = 106,20 * 2 = 212,40\,m$$

➤ **Dispositifs antidéversants :**

Le nombre de cornière à mettre en œuvre est évalué à environ 31 ml. La pose et la fourniture des tubes filetés et barres d'écartement fera l'objet d'une évaluation forfaitaire.

➤ **Appareils d'appui en élastomère fretté :**

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont vendus par volume. Le volume pour un appareil d'appui est alors :

$$V = 250 * 300 * 6 * (8 + 3)$$

$$V = 250 * 300 * 6 * (8 + 3)$$

$$V = 4,95 \text{ dm}^3/\text{appareil}$$

➤ **Joint de dilatation WOSD50 :**

Les joints de dilatation seront disposés au niveau de chaque culée et ont une longueur de 12 m chacun. La longueur totale de joint à mettre en œuvre est :

$$L_{\text{joint}} = 2 * 12 = 24 \text{ ml}$$

➤ **Gargouille :**

Les gargouilles assurant l'évacuation des eaux de surface sur le tablier seront disposées au niveau de chaque appui intermédiaire, à raison de deux (02) gargouilles situées de part et d'autre du tablier :

$$N_{\text{gargouilles}} = 3 * 2 = 06 \text{ gargouilles}$$

**2. Métré du tablier à poutrelles enrobées :**

Le métré du tablier à poutrelles enrobées que nous proposons et faisant l'objet du présent document est le suivant :

N° (a)	DESIGNATION (b)	UNITE (c)	QUANTITES (e)
	Béton B30 pour enrobement des poutrelles	<b>m3</b>	<b>534,24</b>
	Béton B30 pour couverture en béton	<b>m3</b>	<b>109,62</b>
	Béton B25 pour corniches, trottoirs sur ouvrage	<b>m3</b>	<b>188,20</b>
	Acier haute adhérence Fe400 pour ferrailage de la dalle	<b>kg</b>	<b>51 786,52</b>
	Acier haute adhérence Fe400 pour corniches et trottoirs sur ouvrage	<b>kg</b>	<b>15 054,00</b>
	Profilés métalliques HE 700A	<b>FF</b>	<b>1,00</b>
	Coffrage en plaques de fibrociment Eterboard ®	<b>u</b>	<b>280,00</b>
	Fourniture et pose des appareils d'appui en élastomère fretté	<b>dm3</b>	<b>222,75</b>
	Fourniture et pose de joint de dilatation WOSD50	<b>ml</b>	<b>24,00</b>
	Fourniture et pose des cornières de 100x100x10	<b>ml</b>	<b>31,00</b>

	Fourniture et pose de dispositifs antidéversants (barres d'écartement, tubes filetés)	<b>FF</b>	<b>1,00</b>
	Fourniture et pose de garde-corps type S8	<b>ml</b>	<b>212,40</b>
	Fourniture et pose de gargouilles	<b>u</b>	<b>6,00</b>
	Fourniture et mise en œuvre d'une chape d'étanchéité sur le tablier	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>840,00</b>

### 3. Calcul des prix :

Les prix sont obtenus de la manière suivante :

- **En conservant certains prix** : que ceux calculés par l'Entreprise dans le cadre de la mise en œuvre du tablier mixte « acier-béton » : c'est le cas par exemple des couts de :
  - Du béton (B25 et B30) ;
  - la chape d'étanchéité ;
  - des garde-corps ;
  - Des joints de dilatation ;
- **En déterminant les prix d'autres matériaux** :
  - Pour la charpente métallique, on considère un prix forfaitaire de 1 249 890,60 € ;
  - Pour les aciers à haute adhérence Fe400, les prix actuels sur le marché Français sont environ de 1,40€/kg ;
    - Les coffrages en plaques de fibrociment Eterboard © (épaisseur = 25 mm) coutent 263 €/unités ;
    - Les appareils d'appui en élastomère fretté de type C sont évalués à 34,95 €/dm<sup>3</sup>. On supposera le même prix pour les appareils d'appuis glissants de type E. Bien que ceux-ci coutent moins chers ;
    - Pour la fourniture et la pose du dispositif anti-déversant du tablier (hors prix d'achat des cornières), on suppose un prix forfaitaire de 40 000 € ;
    - Les autres prix sont déterminés avec les devis en ligne de CYPE Ingénieros ©.

### 4. Présentation du DQE final :

Le DQE final de la variante de tablier à poutrelles enrobées que nous proposons est donné ci-dessous :

N° (a)	DESIGNATION (b)	UNITE (c)	PRIX UNITAIRES en € (d)	QUANTITES (e)	TOTAL (f = d*e)
	Béton B30 pour enrobement des poutrelles	m3	442,41	534,24	236 353,12
	Béton B30 pour couverture en béton	m3	442,41	109,62	48 496,98
	Béton B25 pour corniches, trottoirs sur ouvrage	m3	369,23	188,20	69 489,09
	Acier haute adhérence Fe400 pour ferrailage de la dalle	Kg	1,40	51 786,52	72 501,13
	Acier haute adhérence Fe400 pour corniches et trottoirs sur ouvrage	Kg	1,40	15 054,00	21 075,60
	Profilés métalliques HE 700A	FF	1 249 890,60	1,00	1 249 890,60
	Coffrage en plaques de fibro ciment Eterboard ®	U	263,00	280,00	73 640,00
	Fourniture et pose des appareils d'appui en élastomère fretté	dm3	34,95	222,75	7 785,11
	Fourniture et pose de joint de dilatation WOSD50	MI	400,00	24,00	9 600,00
	Fourniture et pose des cornières de 63x63x6	MI	327,00	31,00	10 137,00
	Fourniture et pose de dispositifs antidéversants (barres d'écartement, tubes filetés)	FF	40 000,00	1,00	40 000,00
	Fourniture et pose de garde-corps type S8	MI	207,28	212,40	44 026,27
	Fourniture et pose de gargouille en PVC (DN100)	U	131,38	6,00	788,28
	Fourniture et mise en œuvre d'une chape d'étanchéité sur le tablier	m²	27,70	840,00	23 268,00
	<b>Total en euros HT</b>				<b>1 907 051,18</b>
	<b>Total en FCFA HT</b>				<b>1 250 943 571,60</b>

## **ANNEXE XI : MISE EN ŒUVRE DES TABLIERS MIXTES BI- POUTRES ET DES TABLIERS A POUTRELLES ENROBEES**

Nous nous intéresserons dans cette partie, à la technique générale de mise en œuvre du tablier pour chacune des solutions envisagées, c'est-à-dire le tablier de la solution mixte bipoutre et le tablier de la solution à poutrelles enrobées.

### **I. MISE EN ŒUVRE D'UN TABLIER MIXTE « ACIER-BETON » BIPOUTRE :**

La solution tablier mixte « acier-béton » présente un tablier comportant deux (02) parties distinctes :

- Une ossature métallique
- Une dalle en béton armé dont la liaison avec l'ossature métallique est assurée par des connecteurs de type goujons.

D'un point de vue général, et en ce qui concerne la mise en œuvre de l'ossature métallique, la méthode employée dépendra de plusieurs facteurs tels que la nature de l'obstacle à franchir, la topographie du site, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage et la nature (indépendantes ou continues) et la hauteur (variable ou non) des travées.

#### **1. Assemblage et mise en place de l'ossature métallique :**

##### **a. Généralités :**

L'assemblage et la mise en place de l'ossature métallique dépend de plusieurs facteurs notamment la continuité ou non des travées et leur hauteur (constante ou non).

##### **b. Cas du pont mixte bipoutre de Boromo :**

Dans notre cas, la solution retenue est à trois (03) travées continues dont la hauteur est constante tout le long de l'ouvrage.

Ici, la méthode qui a été employé, est le lancement. Il a consisté à :

- Assembler les éléments de la structure métallique (PRS, entretoises et connecteurs) sur une aire de montage située dans le prolongement de l'ouvrage et à l'une de ses extrémités.
- Une fois l'assemblage terminé, la structure est poussée (ou tirée) dans sa position définitive. Les extrémités de la structure (dont le schéma statique est semblable à une poutre en porte à faux), ont été munies d'un avant-bec chacun. L'avant bec a pour rôle de réduire les efforts dans la structure, d'assurer l'équilibre statique de l'ouvrage et de faciliter l'accostage de l'extrémité sur les bossages des culées, via les chaises à galets.

**NB :** On note que lors du lançage du pont mixte bipoutre de Boromo, la structure métallique a été lancée en plusieurs étapes, du fait de sa longueur importante (105 ml). Aussi, le

contreventement horizontal avait été assuré par la présence de grues télescopiques, en attendant la mise en place de la dalle.

Ci-dessous, quelques photos prises lors du lancement de l'ossature métallique :



**Charpente (ossature) métallique avant le lancement**



**A gauche, l'avant bec de la charpente atteint la pile P2 ; A droite, l'avant bec arrive en C0**



**Charpente métallique sur ses appuis définitifs après lancement de l'ossature**

## 2. Mise en œuvre de la dalle en béton armé :

### a. Généralités :

La dalle en béton armé peut être soit coulée en place (mise en œuvre in situ), soit préfabriquée (mise en œuvre foraine).

#### ➤ Dalle coulée en place :

Elle se caractérise par une dalle coulée sur toute la largeur de l'ouvrage, sans reprise de bétonnage longitudinale avec un large choix de coffrages :

#### **Coffrage fixe traditionnel :**

Dans ce cas, le coffrage est fixé à l'ossature métallique et implique d'effectuer le bétonnage par plots au cas où on voudrait réutiliser les coffrages. En effet, la liaison acier-béton étant effective dès la prise du béton, il est possible de choisir l'ordre des phases de bétonnages afin de limiter la compression de la membrure métallique supérieure dans les zones les plus sollicitées sous moment positif et la traction dans la dalle dans les zones les plus sollicitées sous moment négatif.

#### **Coffrage mobile :**

Ce type de coffrage est plutôt utilisé pour les tabliers à bipoutres entretoisé, ou le déplacement du coffrage ne gêne pas les pièces de pont, afin de permettre le choix de l'ordre des phases de bétonnage, et en réduire les couts.

#### **Coffrage perdu en tôle nervurée :**

Ce type de coffrage est en réalité un bac acier non participant sur lequel on coule la dalle.

#### **Prédalle :**

Le coffrage est constitué par des dalles en béton, laissées en place (coffrage perdu) et dont le poids propre est assez élevé. Aussi, ce type de coffrage nécessite de réaliser des appuis rapprochés. C'est pourquoi des longerons sont généralement nécessaires dans le cas des tabliers bipoutres.

#### ➤ Dalle préfabriquée :

Une file unique de dalles doit couvrir toute la largeur de l'ouvrage, sans aucun joint longitudinal, pour des raisons d'étanchéité.

De plus, les joints transversaux entre dalles préfabriquées doivent être comprimés sous charges permanentes, ce qui est le cas pour les travées indépendantes ; mais pour les travées continues, ils doivent posséder des dénivellations d'appui.

### b. Cas du pont mixte bipoutre de Boromo :

Bien que le coulage en place de la dalle soit le procédé généralement utilisé, dans le cas du pont de Boromo, les dalles ont été préfabriquées et posées sur site selon la chronologie suivante :

- Préfabrication des prédalles ;
- Préfabrication des dalles et pièces de pont (corniches, contre corniche, etc.) ;
- Installation des prédalles ;
- Installation des dalles ;
- Coulage du béton entre les clavets ;
- Installation des pièces de pont.



Vue des dalles préfabriquées en place avant début du bétonnage



Bétonnage des clavets et vibration du béton



Vue des dalles bétonnées 24h après bétonnage des clavets

## **II. MISE EN ŒUVRE D'UN TABLIER A POUTRELLES ENROBEES :**

La mise en œuvre des tabliers à poutrelles enrobées suit une chronologie très particulière tel que décrite ci-après :

- La préparation des poutrelles ;
- La manutention des poutrelles ;
- Le coffrage ;
- Le liaisonnement des poutrelles par tiges filetées ;
- Le maintien des poutrelles au déversement ;
- Le ferrailage ;
- Le bétonnage ;
- La mise en place définitive des tabliers ;

### **1. La préparation des poutrelles :**

Les différentes préparations auxquelles sont soumises les poutrelles sont le cintrage, le perçage, le décalaminage et la mise en place de la protection anticorrosion.

#### **a. Le cintrage :**

Les contre-flèches ne sont réalisées que lorsque la flèche maximale est supérieure à 20 mm et calculées d'axe en axe des appuis. Au-dessous de cette valeur il n'est pas nécessaire de prévoir de contre fléchage des poutrelles. Aux abouts, afin d'assurer une assise correcte, il convient de prévoir un débord de 150 mm des poutrelles au-delà de l'appui. Cependant, pour des raisons esthétiques, un contre fléchage forfaitaire avec une flèche maximale de 20 mm peut être envisagé. S'il est prévu un raboutage des poutrelles (par boulonnage ou soudure), deux cas peuvent se présenter :

- Les poutrelles peuvent être fournies en usine dans toute leur longueur mais sont trop longues pour le transport. Il est alors conseillé de les prévoir dans cette longueur puis de les

couper après cintrage, les deux abouts en résultant pour une même poutrelle étant repérés et raboutés sur chantier afin d'assurer les meilleures tolérances possibles

- Les poutrelles ne peuvent être fournies en une seule longueur. Il convient alors de demander les tolérances minimales possibles et de s'assurer que celles-ci restent dans des limites acceptables pour l'ouvrage.

**NB :** Dans le cas de raboutage par tôles couvre joints et boulons à haute résistance, les tolérances requises peuvent être difficiles à obtenir. Une solution consiste dans ce cas à rabouter par soudure les poutrelles en atelier puis à faire la coupe au-delà de la soudure de façon à ce que l'assemblage sur chantier concerne les deux extrémités d'une même poutrelle

#### **b. Le perçage :**

Lorsque les poutrelles ne sont pas raboutées, le perçage doit être défini à partir de l'about de référence. Si elles sont raboutées, il est souhaitable d'exécuter tous les perçages en atelier :

- Dans le cas d'assemblages boulonnés, les couvre-joints seront percés en atelier et contre percés, après présentation, soit lors d'un montage à blanc en atelier, soit au chantier. La première solution est toujours préférable. Elle nécessite que le joint soit dimensionné lors de la commande des poutrelles.

- Dans le cas de la soudure, les préparations des joints peuvent être réalisées en atelier (solution souhaitable). Les perçages pour l'enfilage des armatures inférieures ne doivent pas être à moins de  $(100 + 0)$  mm de l'axe du joint. Il peut être tenu compte d'un retrait dû à la soudure de 3 à 4 mm. Les autres dispositifs (écartement, anti déversant) sont à disposer en dehors de la zone des joints.

Les perçages comprennent :

- Les perçages d'entretoisement pour maintenir l'écartement des poutrelles au bétonnage ou pour contreventer les poutrelles entre elles s'il y a risque de déversement

- Les perçages liés au ferrailage transversal inférieur du tablier : ferrailage en zone courante, ferrailage plus important sur appuis.

#### **c. Le décalaminage :**

Les travaux sur les âmes et les ailes supérieures destinées à être en contact avec le béton consistent en un décalaminage prévu à la norme NF EN 10-163 (condition de livraison relative à l'état de surface).

#### **d. La protection anticorrosion :**

La protection anticorrosion des poutrelles destinées à la construction de tabliers à poutrelles enrobées n'est assurée que sur les ailes inférieures de ces dernières.

Le mode de protection des semelles inférieures consiste en une métallisation plus une protection par peinture.

En général, les sociétés sidérurgiques livrent les poutrelles grenaillées, avec tout ou une partie de la protection anticorrosion. En effet, la mise en place au chantier de tout ou partie de la protection anticorrosion doit être évitée, du fait que les conditions hygrométriques et de température sont très contraignantes. Cependant, toutes manutentions ou transport de poutrelles peuvent endommager localement le revêtement existant, il convient en ce cas de le reconstituer.

Lorsqu'il est nécessaire de prévoir un assemblage (par exemple, dans le cas de poutrelles trop longues pour être livrées en un seul tenant) et que l'on n'est pas gêné par les conditions atmosphériques, seules les zones de raboutage ne peuvent être traitées que sur chantier. Il convient de prévoir une aire de chantier suffisante en conséquence.

### **2. La manutention des poutrelles et le calage :**

#### **a. Manutention :**

Il convient, avant toute chose, de s'assurer que les poutrelles à manutentionner ne déversent pas sous leur propre poids. Afin de minimiser les contraintes de poids propre dans la poutrelle, une solution consiste à prendre les poutrelles (avec des grues lors de la manipulation) en deux points (à 0,2 et 0,8 de longueur).

Il faut noter que le système doit comporter de préférence un palonnier de 0,6 l de longueur, du fait que tout système triangulé amène des contraintes supplémentaires de compression dans la partie centrale de la poutrelle.

Le mode de préhension (saisie) de la poutrelle est également important. Par exemple, solidement maintenue dans des cadres métalliques aux points de préhension, elle peut être considérée comme raidie en ces points. En outre, le mode de préhension doit permettre de préserver les couches de protection anticorrosion.

#### **b. Calage :**

Il convient de repérer l'extrémité de référence de chaque poutrelle. Tous les abouts de référence seront mis du même côté. Chaque fois que les poutrelles sont posées (aire de stockage, zone de mise en peinture, soudure, mise en place pour bétonnage...) il convient de veiller à ce qu'elles reposent sur des assises horizontales et parallèles de façon à ne pas introduire de torsion dans la semelle.

Une attention plus particulière est à apporter au calage pour soudure bout à bout et au calage avant bétonnage et préfabrication.

### **Calage pour soudure**

Le réglage des points d'appui doit tenir compte des contreflèches éventuelles ; en particulier les niveaux de calage sont fonction de la déformée prévue sur les plans et non de la déformée sous poids propre de la poutrelle. Il convient de vérifier, après mise en place de la poutrelle sur ses cales et avant soudure, que les niveaux sont bien respectés (attention au tassement des cales).

#### ➤ **Calage avant bétonnage en place et préfabrication :**

##### **Calage avant bétonnage :**

D'une façon générale, le tablier sera coulé en place sur ses appareils d'appui définitifs. Il convient donc, avant mise en place des poutrelles de procéder au réglage des appareils d'appui. Compte tenu de la flexibilité des poutrelles, les premières phases de réalisation du tablier (mise en place des poutrelles contre fléchées, coffrage, ferrailage, bétonnage) risquent de soumettre les appareils d'appui à des contraintes (déformations importantes sous faibles réactions d'appui) très différentes des contraintes de service. Une vérification par le calcul du fonctionnement des appareils d'appui et particulièrement des appareils d'appui d'extrémité peut être nécessaire et peut conduire par exemple à un collage provisoire des appareils d'appui (risque de déplacement) ou à prévoir un vérinage du tablier après bétonnage pour permettre de libérer les appareils d'appui (déformés par les phases de travaux).

##### **Calage lors de la préfabrication :**

S'il est nécessaire, pour des raisons de chantier de préfabriquer le tablier, l'attention est attirée sur le fait que la structure n'a pas ou peu de rigidité transversale avant bétonnage. Il convient donc que les poutrelles reposent sur des appuis correctement nivelés et rigides (en particulier il faut vérifier qu'il ne peut pas y avoir de tassements différentiels des appuis élémentaires ou un gauchissement des lignes d'appui) afin d'avoir une sous-face régulière au bétonnage, et d'être assuré que le tablier reposera bien sur ses appuis définitifs, et ne sera pas soumis à des contraintes supplémentaires liées à des déformations transversales.

### **2 Le coffrage :**

Le coffrage inférieur du tablier est constitué d'éléments de coffrage posés sur les ailes inférieures des poutrelles et laissés en place après bétonnage. Ces éléments de coffrage doivent pouvoir supporter les charges de chantier et le poids du béton frais entre deux poutrelles.

En outre, une parfaite étanchéité vis-à-vis de la mise en œuvre du béton doit être réalisée entre les ailes des poutrelles et les éléments de coffrage et entre deux éléments de coffrage. Enfin les éléments de coffrage doivent être bloqués de façon à ne pas pouvoir être déplacés lors du ferrailage et du bétonnage du tablier.

La meilleure solution actuelle répondant aux différentes sujétions évoquées ci-dessus consiste à mettre en place des plaques de fibre-ciment. La fixation des plaques est assurée par des bandes adhésives.

Dans le cas d'encorbellements exécutés à l'aide de soutiens de coffrages fixés aux ailes inférieures des poutrelles, il y a lieu d'interposer des cales entre les plaques de fibre-ciment et les profilés supports pour éviter de casser les plaques au serrage des écrous, ou éventuellement de remonter l'U ou la cornière de soutien, si le coulage du tablier est réalisé en deux fois, ce qui est très souvent nécessaire.

Comme il a été dit précédemment, les coffrages en fibre-ciment sont d'une utilisation simple tant que l'espacement entre axe des poutrelles ne dépasse pas 70 cm. Il est bon toutefois de rappeler que les phases de bétonnage sont à définir en fonction de la résistance des coffrages d'une part et de la tenue des poutrelles au déversement d'autre part.

### **3 Le liaisonnement des poutrelles par tiges filetées :**

Ce dispositif est destiné à maintenir les poutrelles verticales pendant le bétonnage. En principe, les poutrelles sont reliées deux à deux par tiges filetées aux extrémités enfilées d'une part dans des trous situés dans la partie supérieure de l'âme et d'autre part dans un tube d'écartement entre poutrelles puis boulonnés de façon à serrer les âmes sur les tranches du tube.

Cependant, une autre solution consiste à relier les poutrelles par tiges filetées, l'écartement entre poutrelles étant maintenu par un système écrou contre écrou. Le système doit toujours être perpendiculaire au plan des âmes des poutrelles. Pour cette raison et aussi pour faciliter la mise en œuvre, cette liaison se fera deux poutrelles par deux poutrelles quel que soit le biais de l'ouvrage. Cette solution permet de plus un perçage supérieur identique pour toutes les poutrelles. Ce dispositif doit être prévu au droit des appuis et entre appuis tous les 5 m environ.

### **4 Le maintien des poutrelles au déversement :**

Un phasage de bétonnage, dans la majeure partie des cas, permet de s'affranchir de la mise en œuvre des dispositifs antidéversants ; il faut, toutefois, que la hauteur possible de bétonnage de 1ère phase atteigne au moins 15 cm, la poursuite du bétonnage ne devant avoir lieu qu'après prise et résistance suffisante du béton de 1ère phase (à 24 h minimum).

Selon la nécessité d'inclure des dispositifs antidéversants à l'ouvrage, les poutrelles seront maintenues stables vis-à-vis du déversement suivant plusieurs méthodes. Il reste néanmoins important de fournir les dessins d'exécution complets et détaillés (avec tous les assemblages) et de calculs justificatifs des dispositifs déversant, au besoin.

Si la mise en œuvre de ces dispositifs est nécessaire, elle n'autorise pas pour autant le bétonnage en une seule phase. Le bétonnage en plusieurs phases, avec une première phase de 15 cm d'épaisseur reste obligatoire.

### **5 Le ferrailage :**

Il est d'usage pour ancrer les aciers transversaux de les croiser en rive. Cette disposition peut poser un problème pour les aciers inférieurs. En effet ceux-ci étant enfilés dans les percages des poutrelles, ils ne peuvent en aucun cas être croisés à leurs deux extrémités. Il convient donc avant toute mise en œuvre du ferrailage de vérifier les longueurs d'ancrage strictement nécessaires en rive ainsi que, le cas échéant, les sections d'acier nécessaires pour le ferrailage à la torsion.

### **6 Le bétonnage :**

Avant tout bétonnage du tablier il y a lieu de vérifier que les poutrelles ne risquent pas de déverser sous le poids du béton. Quelles que soient les phases de bétonnage envisagées, il convient :

- de se réserver pour la dernière phase au moins 10 cm de hauteur sous la semelle supérieure, afin d'assurer le bon enrobage de celle-ci,
- lorsque l'ouvrage est à plusieurs travées, de prévoir que le bétonnage des appuis intermédiaires se fera en dernier, afin que les rotations des poutrelles sur appuis ne provoquent pas une micro fissuration du béton frais,
- de définir les phases pour résorber au maximum les contreflèches.

### **7 La mise en place définitive des tabliers :**

En général, le tablier est construit en place mais ce type d'ouvrage peut être préfabriqué.

Lorsque l'aire de préfabrication n'est pas directement dans l'alignement des appuis définitifs mais que les surfaces à disposition pour le ripage sont suffisamment planes et étendues, le tablier peut être mis en place sur coussins d'air. Lorsque l'aire de préfabrication est dans l'alignement des appuis, le tablier peut être ripé sur rails ou sur rouleurs "express", le système de lançage étant constitué de vérins ou de câbles.

## ANNEXE XII : EVALUATION DES IMPACTS ET PLANS DE GESTION ENVIRONNEMENTAL ET SOCIALE (PGES)

### I. EVALUATION DES IMPACTS :

#### 1. Critères d'évaluation des impacts :

L'évaluation des impacts a pour objectif de les classer suivant leur importance. Cette évaluation repose sur plusieurs critères et niveaux qui sont listés ci-après :

Critères	Niveaux	Description
Intensité des impacts	Négligeable	Effets presque négligeables n'affectant pas les fonctions naturelles de l'écosystème
	Faible	Effets mineurs n'affectant pas les fonctions naturelles de l'écosystème ou impact légèrement positif ou négatif sur les conditions socio-économiques de base
	Moyenne	Effets modérés affectant les fonctions naturelles de l'écosystème ou impact moyennement positif ou négatif sur les conditions socio-économiques de base
	Forte	Effets importants affectant les fonctions naturelles de l'écosystème ou impact très positif ou négatif sur les conditions socio-économiques de base
Portée ou influence spatiale	Ponctuelle	Au niveau du site du projet
	Locale	A moins de 10 km du site du projet
	Régionale	A plus de 10 km du site du projet
Durée des impacts	Courte	Inférieur à un (01) ans
	Moyenne	De un (01) à dix (10) ans
	Durable	Supérieur à dix (10) ans
Importance	Mineur	Dommmages irréparables sur les systèmes écologiques
	Modérée	Dommmages réparables sur les systèmes écologiques
	Majeur	Dommmages observés sans toutefois affecter les milieux récepteurs

L'outil utilisé pour l'évaluation des impacts est la matrice de Fecteau. Les résultats de l'analyse sont récapitulés dans le point suivant.

#### 2. Résultats de l'analyse des impacts :

Phases/composantes de l'environnement		Impacts	Description	Evaluation des impacts			Composante subissant l'impact
				Etendue	Durée	Intensité	
Phase de chantier	Environnement naturel	Pollution de l'air	Dégagement des poussières (par les opérations de terrassement) et des émissions polluantes (par les engins de construction) le long des pistes et dans les zones d'emprunt et carrières.	Locale	Court terme	Moyen	Zone habitée : le long des pistes et dans les zones d'emprunt et de carrières ; Végétation.
		Pollution des sols	Rejet des eaux usées, rejet des huiles de vidange des engins, déversement des hydrocarbures stockés sur le chantier.	Ponctuelle	Court terme	Moyen	Zone habitée : le long des pistes et dans les zones d'emprunt et de carrières, base vie ; Sols ; Eaux de surface et souterraines ; Site du projet.
		Impacts sur les habitats de la faune	Destruction ou modification des habitats de la faune	Ponctuelle	Court terme	Faible	Zone opérationnelle du projet.
		Impact sur la végétation	Destruction de la végétation par les mouvements des engins.	Locale	Court terme	Moyen	Zone opérationnelle du projet : emprise des ouvrages ; Zones forestières.
		Impact sur les ressources en eau	Exploitation irrationnelle des ressources en eau avec risques de pollution	Locale	Court terme	Moyen	Zone restreinte du projet ; Eaux de surface ; Eaux souterraines.
		Pollution sonore	Bruit des engins lors des travaux.	Locale	Court terme	Faible	Riverains : le long des pistes d'accès aux sites d'emprunts.
		Impact sur la sécurité et la circulation du personnel et des	Risques d'accident.	Ponctuelle	Court terme	Moyen	Riverains et usagers de la route.

		riverains					
		Revenus	Recrutement de la main d'œuvre	Régionale	Ponctuel	Faible	Zone projet ;
		Emplois	Promotion du tourisme et de l'artisanat		Ponctuel	Majeure	Populations locales.
		Impact sur le patrimoine culturel, le tourisme et l'artisanat	Perturbation des sites culturels et archéologiques reconnus ou potentiels ; Perturbation des us et coutumes Promotion du tourisme et de l'artisanat.	Locale	Court terme	Faible Majeure	Zone projet ; Patrimoine culturel.
		Impact sur la santé et l'hygiène	Risques de contamination par certaines maladies		Court terme	Faible	Zone du projet Personnel de chantier Populations locales.
Phase d'exploitation	Environnement naturel	Pollution de l'air	Pollution de l'air générée par le trafic	Régionale	Durable	Négligeable	Zone du projet Populations locales
		Pollution des eaux de surface	Rejets de déchets drainés par les eaux pluviales vers les milieux sensibles	Régionale	Durable	Moyen	Milieux sensibles (zones humides, cours d'eau)
	Environnement humain	Qualité de la vie	Amélioration du bien-être et du cadre de vie dans la zone du projet	Régionale	Durable	Majeur	Zone du projet Populations riveraines
		Gêne sonore	Trafic routier supplémentaire notamment les poids lourds	Locale	Durable	Faible	Populations riveraines
		Impact sur la sécurité	Fluidification du trafic routier et par conséquent augmentation des vitesses de circulation et des accidents	Locale	Durable	Moyen	Populations riveraines et usagers de la route Animaux sauvages et domestiques

## **II. PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTALE ET SOCIALE (PGES) :**

Le PGES est un document synthétisant les différents impacts, des mesures de compensation, bonification, réduction ou de suppression de chaque impact à chaque phase de réalisation de projet, en passant de la construction à l'exploitation.

Il a pour objectif la réduction autant que possible des impacts négatifs susceptibles d'être causés par la construction du pont mixte bipoutres dans le cadre du projet de renforcement de la RN°1 entre Sakoinsé et Boromo.

Le PGES adopté par l'Entreprise dans le cadre des travaux de construction de l'ouvrage de franchissement de type pont mixte bipoutre, est présenté dans le tableau suivant :

Récepteurs	Impacts	Action environnementale	Objectif de l'action	Tâche de l'action	Acteur (s) de l'action	Acteur (s) de suivi	Lieu de mise en œuvre	Calendrier	Indicateurs
Sols	Pollution par les hydrocarbures et les déchets solides	Mise en place d'un bac pour les vidanges ;	Minimiser la pollution des sols par les hydrocarbures et les déchets solides	Confection d'un bac métallique étanche permettant la récupération des huiles sous les engins ;	Entreprise	Mission de contrôle et Comité de suivi	Bases du chantier	Démarrage du chantier	Existence du bac ; Absence de tâche d'huile ou de carburant au sol ; Absence de fuite sur le bac ; Existence d'aire d'approvisionnement et/ou station d'essence spécialisée
		Mise en place de poubelles pour récupérer les déchets solides de bases-vie		Confection de poubelles pour les déchets solides				Pendant les travaux	
		Récupération et élimination des huiles usagées		Recyclage des huiles usagées				Achats de bidon pour le stockage et le transport de l'huile ou fixation d'une cuve de récupération	
		Mise en place d'une station de ravitaillement en carburant	Minimiser les déversements de carburant	Installation d'une station de remplissage équipée de pistolets à arrêt automatique			Démarrage du chantier	Pendant les travaux	
Eau	Pollution des eaux/ érosion des sols, sédimentation et réduction des lits des cours d'eau	Effectuer les vidanges uniquement à la base de l'entreprise ou dans une installation spécialisée et réalisée à cet effet ;  Eviter le déversement de matériaux dans les cours d'eau	Minimiser la pollution des eaux/éviter la mise en suspension des matériaux dans les cours d'eau	Vidanges des engins sur les sites prévus ;  Choix des sites de déversements des matériaux loin des cours d'eau			Bases des entreprises ;  Etablissements humains	Pendant les travaux	Nombre d'individus intoxiqués ;  Mortalité d'espèces aquatiques ;  Tâches d'huile sur le sol ;  Emplacement des sites de déversement des matériaux
Air et ambiance	Pollution de l'air par la poussière	Arrosage des sites de travaux proches d'habitats	Minimiser la poussière pendant les travaux	Prélèvement d'eau pour l'arrosage			Chantiers de terrassement	Pendant les travaux	Cas de maladies pulmonaires ; Envol de poussière

sonore	Pollution acoustique	Fixer les horaires des travaux entre 7h et 17h	Eviter la perturbation des animaux sauvages et des habitants	Respecter les horaires fixés pour les travaux ; Afficher l'emploi de temps			Chantiers	Pendant les travaux	Nombre de plaintes relatives aux nuisances
Végétation et faune	Destruction de la végétation et braconnage et collision avec les animaux	Protéger les trois forêts ; Faciliter le passage des éléphants	Renforcer la surveillance des forêts	Surveillance de l'exploitation des forêts et passage des éléphants			Environnement des ouvrages	Pendant les travaux	Etat de la végétation Nombre de collision avec les animaux
Milieu humain	Risques d'accidents	Signalisation des travaux ; Réduction des vitesses des engins ; Equiper le personnel de chantier ; Contournement des lieux publics ; Information des populations riveraines des travaux	Limiter le risque d'accidents	Séances de sensibilisation des riverains, des ouvriers et chauffeurs à la sécurité routière ; Equipement de sécurité pour les ouvriers (casques, chaussures de sécurité, gants) Interdiction aux conducteurs de traverser les lieux publics	ONG Entreprise		Chantiers et établissements humains	Pendant les travaux	Nombre d'accidents et de constats d'accidents par la gendarmerie ou la police pendant le chantier ; Rapport ONG ; Existence de signalisations ; Equipements du personnel
	Contamination par les IST et le VIH/SIDA	Sensibilisation du personnel, des populations locales et des usagers	Limiter le risque de propagation des maladies	Séances de sensibilisation ; Distribution de préservatifs au personnel ;	ONG	Comité de suivi	Bases des entreprises et populations locales	Pendant les travaux et début d'exploitation	Rapport des centres de santé et dispensaires  Rapport ONG
	Création d'emplois Amélioration des conditions de vie	Utilisation de la main d'œuvre locale	Diversification et augmentation des revenus des riverains	Recrutement de main d'œuvre locale	Entreprise	Mission de contrôle et Comité de suivi	Zone de projet	Au démarrage et pendant les travaux	Nombre de riverains recrutés

## ANNEXE XIII : QUELQUES PHOTOS DE L'OUVRAGE MIXTE « ACIER-BETON »

Le pont mixte « acier-béton » de Boromo, sur le fleuve Mouhoun, a été inauguré le 29 Septembre 2018 par le président du Burkina Faso, Son Excellence Roch Marc Christian KABORE, en présence d'officiels. De plus, il a été ouvert à la circulation le 02 Octobre 2018. Ci-dessous, quelques photos prises par l'Entreprise lors de l'inauguration :



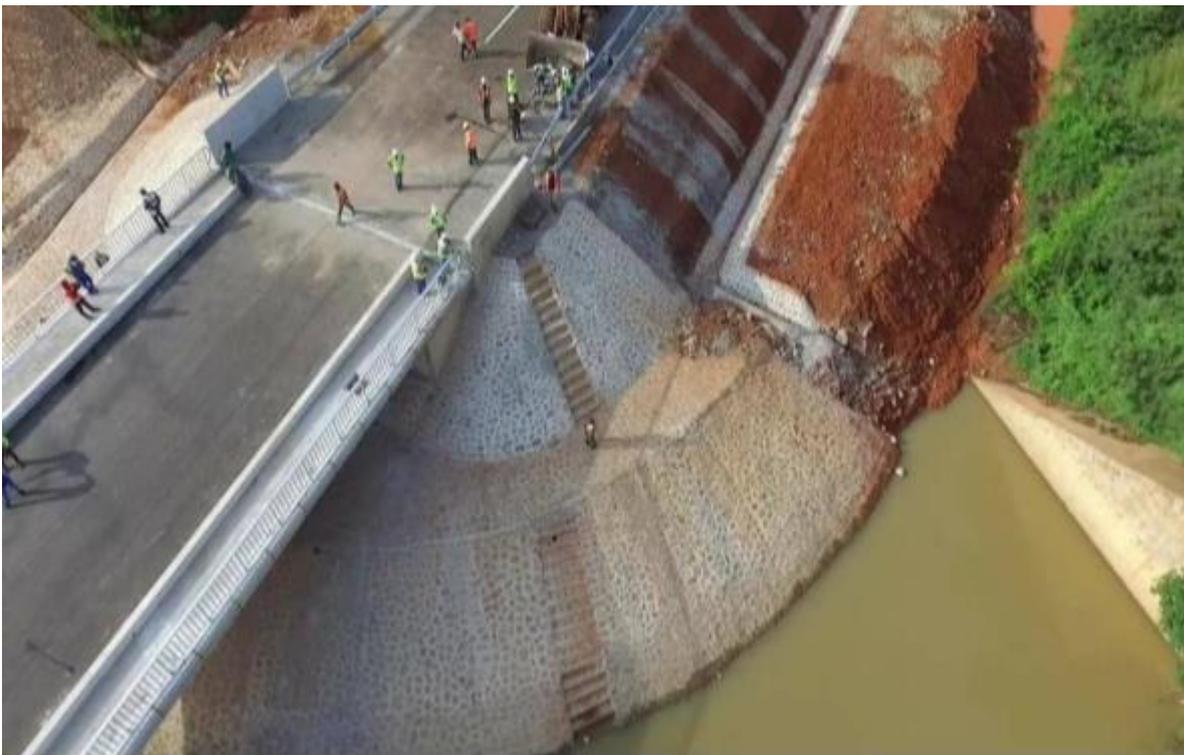
Entrée du pont dans le sens de circulation « Sakoinsé-Boromo »



Vue en élévation du pont dans le sens de circulation « Sakoinsé-Boromo »



Vue en élévation d'une partie du pont dans le sens de circulation « Sakoinsé – Boromo »



Vue en élévation de la culée C0 et d'une partie du pont dans le sens de circulation « Sakoinsé – Boromo »