



Études techniques détaillées relatives à la  
Construction d'un pont : cas du pont sur le rail de  
Yimdi de la voie de contournement de la ville de  
Ouagadougou (Burkina Faso)

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR AVEC GRADE DE  
**MASTER**  
SPECIALITE GENIE CIVIL

-----  
Présenté et soutenu publiquement le 19/07/2022 par

**Willy Jackson TCHEBEB (20200283)**

**Encadrant 2iE :** Dr Decroly DJOUBISSIE DENOUE, Enseignant-chercheur, Département génie civil, Institut 2iE

**Maître de stage :** M. Garba HAMA, Ingénieur génie civil à GTAH

**Structure d'accueil du stage :** Direction générale des infrastructures routières (DGIR)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : Pr Dial NIANG

Membres : Dr Seick Omar SORE

M. Georges Kibalo TCHAMIE

Promotion [2021 /2022]

## Citation

*<<Le succès vient de la curiosité, de la concentration, de la persévérance et de  
l'autocritique>>*

*Albert Einstein*

## Dédicace

Je dédie ce travail :

À mon grand frère et son épouse, qui ne cessent de m'encourager, me conseiller, m'orienter, et me soutenir dans mes multiples projets ;

À ma mère, ma belle-mère et mon père pour leur accompagnement continu, leur soutien et leur haute compréhension ;

À ma belle et chaleureuse famille paternelle et ainsi que maternelle, pour tout leur amour à mon égard ;

À mes frères et sœurs, pour la confiance, l'amour, les encouragements et le soutien ;

À mes ami(e)s pour leur soutien ;

À tous ceux et celles qui ont contribué(e)s d'une quelconque façon à l'aboutissement de ce chef d'œuvre ;

Recevez ma profonde gratitude.

## Remerciements

J'adresse mes sincères remerciements à :

- L'ensemble du corps professoral et administratif de l'institut 2iE ;
- Mon directeur de mémoire, Dr Decroly DJOUBISSIE pour son encadrement, ses précieux conseils et sa disponibilité tout au long de la rédaction de mon mémoire ;
- Mon encadrant de stage M. Garba HAMA, sans qui ce stage n'aurait été possible ;
- Ma structure d'accueil DGIR Burkina Faso qui nous a accueilli et a mis à notre disposition les moyens nécessaires pour le développement de nos capacités et un apprentissage optimal ;
- Tout le personnel de GTAH, pour leur disponibilité tout au long de notre stage ;
- Mes parents, mes frères et mes sœurs pour leur présence et leur soutien quotidien ;
- Mes amis pour leur soutien ;
- Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à mon épanouissement tant intellectuel qu'humain durant ce stage.

## Table des matières

Citation .....	i
Dédicace .....	ii
Remerciements .....	iii
Table des matières .....	iv
Abréviations et sigles .....	x
Liste des figures .....	xi
Liste des tableaux .....	xiii
Résumé .....	xiv
Abstract .....	xv
Introduction générale.....	1
Chapitre I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL, DU PROJET ET DE LA ZONE D'ETUDE.....	2
I.1. Présentation de la structure d'accueil.....	2
I.1.1. Les attributions de la DGIR.....	2
I.1.2. Organisation de la DGIR.....	3
I.1.2.1. La Direction des Travaux Routiers (DTR) .....	3
I.1.2.2. La Direction des Ouvrages Spécifiques (DOS).....	3
I.2. Présentation du projet .....	4
I.2.1. Contexte et justification du projet .....	4
I.2.2. Objectif de l'étude .....	5

---

I.2.2.1.	Objectif général.....	5
I.2.2.2.	Objectifs spécifiques.....	5
I.3.	Présentation de la zone d'étude.....	6
I.3.1.	Situation géographique.....	6
I.3.2.	Végétation, sol et relief.....	7
I.3.2.1.	Végétation.....	7
I.3.2.2.	Sol.....	7
I.3.2.3.	Relief.....	7
I.3.3.	Hydrographie.....	8
I.4.	Méthodologie de l'étude.....	8
	Conclusion partielle.....	10
Chapitre II.	ÉTUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE.....	11
II.1.	Conception générale de l'ouvrage.....	11
II.1.1.	Généralités.....	11
II.1.1.1.	Ouvrage d'Art.....	11
II.1.1.2.	Les Ponts.....	11
II.1.1.3.	Les éléments constitutifs d'un pont.....	12
II.1.2.	Les données d'études du projet.....	12
II.1.2.1.	Les données naturelles.....	12
II.1.2.2.	Les données fonctionnelles.....	14
II.1.2.3.	Les données relatives à l'obstacle franchi.....	15

II.1.3.	Le choix du type d'ouvrage.....	17
II.1.3.1.	Différents types de ponts envisageables pour le projet.....	17
II.1.4.	Analyse multicritère .....	18
II.1.4.1.	Variante retenue .....	19
II.2.	Conception détaillée du pont à poutre .....	19
II.2.1.	Pré-dimensionnement de la variante retenue.....	20
II.2.1.1.	Pré-dimensionnement des éléments de la superstructure.....	20
II.2.1.2.	Pré-dimensionnement de l'infrastructure.....	20
II.2.2.	Équipements des ponts .....	22
II.2.2.1.	Étanchéité.....	23
II.2.2.2.	Revêtement .....	23
II.2.2.3.	Les garde-corps .....	23
II.2.2.4.	La corniche.....	24
II.2.2.5.	Les trottoirs .....	24
II.2.2.6.	Les appareils d'appui .....	24
II.3.	Étude structurale de l'ouvrage .....	24
II.3.1.	Descriptions de l'ouvrage.....	24
II.3.2.	<b>Matériels utilisés</b> .....	25
II.3.2.1.	Matériel calcul.....	25
II.3.2.2.	Matériel de traitement .....	25
II.3.3.	Caractéristiques des matériaux.....	25

---

II.3.3.1.	Béton .....	25
II.3.3.2.	Aciers .....	26
II.3.4.	Coefficient de pondérations des charges .....	26
II.3.5.	Évaluation des charges et surcharges .....	27
II.3.5.1.	Évaluation des charges.....	27
II.3.5.2.	Évaluation des surcharges.....	28
II.3.5.3.	Définition des combinaisons.....	28
II.3.6.	Modélisation du tablier.....	29
II.3.6.1.	Étude de la poutre .....	30
II.3.6.2.	Calcul du hourdis .....	34
II.3.6.3.	Calcul de l'entretoise .....	37
II.3.6.4.	Etude de la prédalle.....	37
II.3.7.	Étude technique de la culée .....	38
II.3.7.1.	Étude de la stabilité externe de la culée .....	38
II.3.7.2.	Étude de la stabilité interne de la culée.....	38
	Conclusion partielle.....	41
Chapitre III.	METHODOLOGIE D'EXECUTION DE L'OUVRAGE .....	42
III.1.	Implantation de l'ouvrage .....	42
III.2.	Exécution des fondations .....	42
III.2.1.	Mise en œuvre du gros béton.....	42
III.2.1.1.	Le compactage.....	42

---

III.2.1.2.	Le coffrage.....	43
III.2.1.3.	L'exécution (bétonnage).....	43
III.2.2.	Réalisation de la semelle de fondation .....	44
III.2.2.1.	Ferraillage de la semelle de fondation .....	44
III.2.2.2.	Coffrage .....	44
III.2.2.3.	Le bétonnage.....	45
III.3.	Réalisation de la culée.....	45
III.3.1.	Ferraillage de la culée.....	45
III.3.2.	Coffrage de la culée .....	46
III.3.3.	Coulage du béton .....	46
III.4.	Réalisation du tablier .....	47
III.4.1.	La pose des poutres préfabriquées .....	47
III.4.2.	Le ferraillage, le coffrage et le bétonnage des entretoises.....	47
III.4.3.	Pose des prédalles .....	47
III.4.4.	Ferraillage et bétonnage du hourdis.....	47
III.5.	La mise en place des équipements .....	47
	Conclusion partielle.....	48
Chapitre IV.	IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET ETUDE FINANCIERE .....	49
IV.1.	Étude d'impact environnemental .....	49
IV.1.1.	Identification des impacts du projet sur l'environnement .....	49
IV.1.1.1.	Impacts négatifs.....	49

IV.1.1.2. Impacts positifs.....	50
IV.1.2. Mesures d'atténuation des impacts négatifs et des dangers .....	50
IV.2. Devis quantitatif et estimatif des travaux.....	51
Conclusion partielle.....	52
Conclusion générale .....	53
Bibliographie .....	54
Annexes .....	I

## Abréviations et sigles

AST	: Section d'acier tendue
Asc	: Section d'acier comprimée
a, b	: Petit côté et grand côté de l'appareil d'appui
BAEL	: Béton Armé aux États Limites
BB	: Béton Bitumineux
DGIR	: Direction générale des infrastructures routières
e	: Excentricité
ELS	: État Limite de Service
ELU	: Etat Limite Ultime
Fz	: Réaction verticale
$f_e$	: Limite d'élasticité des armatures
$f_{cj}$	: Résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge j jours.
G	: Charges permanentes
kN	: Kilonewton
Lr	: Largeur roulable
Lc	: Largeur chargeable
M <sub>x, y</sub>	: Moment fléchissant suivant l'axe x ou y
M <sub>max</sub>	: Moment fléchissant maximum
M <sub>u</sub>	: Moment fléchissant à l'ELU
M <sub>ser</sub>	: Moment fléchissant à l'ELS
M <sub>tmax</sub>	: Moment maximum en travée
PP73	: Piles et paliers
SETRA	: Service d'Étude des Routes et Autoroutes
ST	: Espacement des barres d'aciers de béton
TPC	: Terre-plein central
T <sub>u</sub>	: Effort tranchant à l'ELU
T <sub>ser</sub>	: Effort tranchant à l'ELS
$\sigma_{max}$	: Contrainte maximale
$\sigma_{adm}$	: Contrainte admissible
$\delta$	: Coefficient de majoration dynamique
$\tau_u$	: Contrainte de cisaillement
$\sigma_{3/4}$	: Contrainte de référence ou contrainte aux trois quarts
2iE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement

## Liste des figures

Figure I-1 : Organigramme de la DGIR .....	4
Figure I-2 : Carte de situation du projet de voies de contournement (source : EBOMAF) .....	6
Figure I-3 : Schéma synoptique de la méthodologie de l'étude .....	9
Figure II-1 : Profil en travers type de la voie d'accès au pont .....	15
Figure II-2 : Ouverture et Gabarit d'un pont sur une voie ferrée avec piste .....	17
Figure II-3 : Domaine d'utilisation des principaux types d'ouvrages .....	18
Figure II-4 : présentation des éléments de la culée .....	22
Figure II-5:Modélisation structure du tablier de l'ouvrage sur RSA 2018 .....	30
Figure II-6:Application des charges roulantes du pont sur RSA 2018 .....	30
Figure II-7:Moments fléchissant maximums à L'ELU 5 .....	31
Figure II-8:Moments fléchissant maximums à L'ELS 5 .....	31
Figure II-9:Réactions maximales sur appuis à L'ELU 5.....	32
Figure II-10:Réactions maximales sur appuis à L'ELS 5 .....	32
Figure II-11: Efforts tranchants maximums à L'ELU5.....	33
Figure II-12: Figure 19:Efforts tranchants maximums à L'ELS5 .....	33
Figure II-14:Modélisation du tablier et calcul des sollicitations dans RSA 2019.....	35
Figure II-15:Schéma ferrailage de la culée .....	41
Figure III-1: réalisation des fouilles et compactage .....	43
Figure III-2 : coffrage.....	43
Figure III-3:réalisation du gros béton.....	44

Figure III-4: ferrailage de la semelle.....	44
Figure III-5: coffrage de la semelle.....	45
Figure III-6: bétonnage de la semelle.....	45
Figure III-7 : ferrailage de la culée .....	46
Figure III-8: coffrage de la culée.....	46
Figure III-9: coulage du béton.....	46

## Liste des tableaux

Tableau II-1 : Analyse comparative multicritère des deux variantes.....	19
Tableau II-2 : récapitulatif du pré-dimensionnement de la superstructure .....	20
Tableau II-3:récapitulatif des éléments de la culée .....	21
Tableau II-4 : coefficient des différents chargement a l'ELU et l'ELS .....	27
Tableau II-5 : Différents cas de combinaisons .....	29
Tableau II-6: Moments fléchissant maximums à L'ELU et à L'ELS .....	32
Tableau II-7:Réactions maximales sur appuis à L'ELU et à L'ELS.....	33
Tableau II-8: Efforts tranchants maximums à L'ELU et à L'ELS.....	34
Tableau II-9 : repartition des aciers dans la poutre .....	34
Tableau II-10:Moments fléchissant dans la dalle de couverture .....	35
Tableau II-11:Efforts tranchant dans la dalle de couverture .....	36
Tableau II-12 : repartition des aciers dans l'entretoise .....	37
Tableau II-13: Moments fléchissant maximums à L'ELU et à L'ELS .....	39
Tableau II-14Moments fléchissant maximums à L'ELU et à L'ELS .....	40
Tableau II-15 : Moments fléchissant maximums de la semelle a L'ELS .....	40

## Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude technique en vue de la construction d'un pont pour le franchissement de la voie ferrée qui se dresse en travers de la route au PK12+ 250 m de la voie de contournement. La réalisation de cet ouvrage entre dans le cadre des travaux de construction et le bitumage de la voie de contournement de la ville de Ouagadougou.

Après analyse pertinente des multiples variantes des ponts pouvant répondre au problème, nous avons choisi le pont à poutre sous chaussée en béton armé à une travée au détriment du pont portique qui représente la solution optimale pour pallier aux contraintes liées au site et à l'obstacle pour ce projet. Ceci après une analyse multicritère où elle a obtenu une note de 30,25/35 contre 26,75/35.

Le pont à poutre soumis à notre étude est un ouvrage totalement en béton armé, constitué de 02 tabliers de 14,12 m de large chacun et séparés par un terre-plein central de 3,00m de large. Chaque tablier comprend 04 voies de 3,00m chacune et 01 trottoir de part et d'autre de chaque tablier. Notre ouvrage comprend également 16 poutres maitresses de 15,80 m de long et 24 cm d'épaisseur pour le hourdis (16 cm d'épaisseur pour le hourdis général et 8 cm d'épaisseur pour les prédalles). Les 02 tabliers sont supportés par deux culées de 30 m de long chacune reposant sur des fondations superficielles.

Le tablier a été modélisé et calculé avec le logiciel Robot Structural Analysis (RSA) afin de faire ressortir les sollicitations et de proposer un plan de ferrailage.

Le coût du projet s'élève à **632 732 926 FCFA** (Six cent trente-deux millions sept cent trente-deux mille neuf cent vingt-six) toutes taxes comprises.

### Mots clés

1. Analyse multicritère
2. Béton armé
3. Chaussée
4. Robot Structural Analysis
5. Voie ferrée

## Abstract

This memorandum deals with the technical study for the construction of a bridge for the crossing of the railroad track which stands across the road at PK12+ 250 m of the bypass.

The present memorandum concerns the technical study for the construction of a bridge to cross the railway line that stands across the road at PK12+ 250 m of the bypass. The construction of this structure is part of the construction and asphaltting of the Ouagadougou bypass road.

After a relevant analysis of the multiple bridge variants that could respond to the problem, we chose the single-span reinforced concrete underpass bridge over the gantry bridge, which represents the optimal solution to overcome the constraints related to the site and the obstacle for this project. This was after a multi-criteria analysis where it scored 30.25/35 against 26.75/35.

The girder bridge submitted to our study is a fully reinforced concrete structure, consisting of 2 decks, each 14.12 m wide and separated by a central median of 3.00 m wide. Each deck includes 04 lanes of 3.00m each and 01 pavement on each side of each deck. Our structure also includes 16 master beams of 15.80 m in length and 24 cm in thickness for the hourdis (16 cm in thickness for the general hourdis and 8 cm in thickness for the predalles). The two decks are supported by two abutments, each 30 m long, resting on shallow foundations.

The deck was modelled and calculated with Robot Structural Analysis (RSA) software in order to highlight the stresses and to propose a reinforcement plan.

The cost of the project amounts to 632 732 926 FCFA (Six hundred and thirty-two million seven hundred and thirty-two thousand nine hundred and twenty-six) including all taxes.

### Key words

1. Multi-criteria analysis
2. Reinforced concrete
3. Causeway
4. Robot Structural Analysis
5. Railroad

## Introduction générale

Dans le monde, aucun pays ne saurait émerger sans le développement des infrastructures routières. En effet, le développement des infrastructures routières est crucial pour enclencher la machine du développement économique d'un pays. C'est ainsi que le gouvernement burkinabé conscient des enjeux des infrastructures routières, lance à travers sa politique de développement durable le projet de construction de l'autoroute de contournement de la ville de Ouagadougou. Cette autoroute s'étant sur un linéaire de 112,49 km, réparti en deux (2) tronçons : le Contournement Nord long de 53,58 km relie la RN1, la RN2, le RN22, la RN3, et la RN4; et le Contournement Sud long de 58,91 km relie la RN4, la RN5, la RN6 et la RN1. Traversant les communes rurales comme : Tanghin-Dassouri, Pabré, Loumbila, Saaba, Koubri, Saponé et Komsilga ainsi que les arrondissements 4 et 8 de la capitale burkinabè, cette voie de contournement aura pour but de désengorger les artères principales de la ville pour assurer la fluidité du trafic, le désenclavement des différentes communes rurales et arrondissements touchés par le projet et le développement du secteur du transport.

C'est dans l'optique de la construction de cette nouvelle voie dans la ville de Ouagadougou que nous avons eu la chance de travailler particulièrement sur un ouvrage d'art routier permettant de maintenir le trafic au-dessus de la voie ferrée qui se dresse au travers de cette route que s'inscrit le thème: « **Études techniques détaillées relatives à la construction d'un pont : cas du pont sur le rail de Yimdi de la voie de contournement** ».

L'objectif général de ce mémoire est de faire une étude technique détaillée du nouvel ouvrage d'art sur le rail de Yimdi. Cet objectif général se décline en plusieurs objectifs spécifiques : faire une conception de l'ouvrage d'après les règles de l'art et un dimensionnement structural du pont suivant les exigences du CCTP ; réaliser une étude des fondations superficielles ; évaluer le coût financier du projet ; proposer une méthodologie d'exécution de l'ouvrage ; faire une étude d'impact environnemental.

Ce mémoire est structuré en quatre (4) grands chapitres : Le chapitre I est consacré à la présentation de la structure d'accueil, du projet et de la zone d'étude ; le chapitre II présente l'étude technique de l'ouvrage ; le chapitre III présente la méthodologie d'exécution, et le dernier chapitre s'intéresse à l'étude financière et l'étude d'impact environnemental.

# Chapitre I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL, DU PROJET ET DE LA ZONE D'ETUDE

Dans ce premier chapitre, il sera question pour nous dans un premier temps de présenter l'entreprise qui nous a accueillies pour la réalisation de notre stage, puis de décrire le contexte dans lequel se réalise le projet soumis à notre étude, et enfin de présenter la situation géographique du site destiné à la réception du projet.

## I.1.Présentation 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 située au secteur n°6 de Ouagadougou, sur l'Avenue Kadiogo. La DGIR agit en tant que maitre d'ouvrage et ou maitre d'ouvrage délégué dans la gestion et la réalisation des projets d'aménagement routier. En effet, c'est l'organe responsable de la mise en œuvre de la politique de développement des infrastructures routières au Burkina Faso.

### I.1.1. Les attributions de la DGIR.

Au compte de ces attributions régie par l'arrêté N°2017-0047/MI/SG/DGIR, nous citons :

- ✓ La gestion administrative des projets de constructions neuves et de réhabilitations ;
- ✓ La mise en application des normes et stratégies de construction des routes du réseau classé ;
- ✓ Le contrôle technique ou de 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 en relation avec la DGNET ;
- ✓ La participation à la réception provisoire et définitive des travaux routiers du réseau classé pour le compte de l'administration ou de tiers ;
- ✓ La vérification et du suivi de décomptes ;
- ✓ La préparation des marchés de travaux du réseau routier classé à soumettre à la DMP ;

- ✓ Le suivi des opérations de constructions neuves d'infrastructures spécifiques ;
- ✓ L'analyse des dossiers d'exécution des projets d'aménagement et de construction d'infrastructures spécifiques réalisés par d'autres services techniques avant production des dossiers définitifs ;
- ✓ Toute autre mission à elle confiée par le Ministre et relevant de ses compétences.

### I.1.2. Organisation de la DGIR

La Direction Générale des Infrastructures Routières pour bien fonctionner comporte en son sein, un Secrétariat Particulier, un Service Administratif et Financier, un Service Passation et Gestion des Marchés, un Service Informatique et de la Documentation. Outre ces services, nous avons aussi 2 principales directions dont :

#### I.1.2.1. La Direction des Travaux Routiers (DTR)

La DTR 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 vérification et/ou du contrôle des quantités et des métrés qui découlent de l'exécution des travaux, de la participation aux réceptions provisoires et définitives des travaux et de la gestion des décomptes.

#### I.1.2.2. 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 pour le compte de l'Administration et de la gestion des décomptes. La Figure I-1 présente l'organigramme de la DGIR.

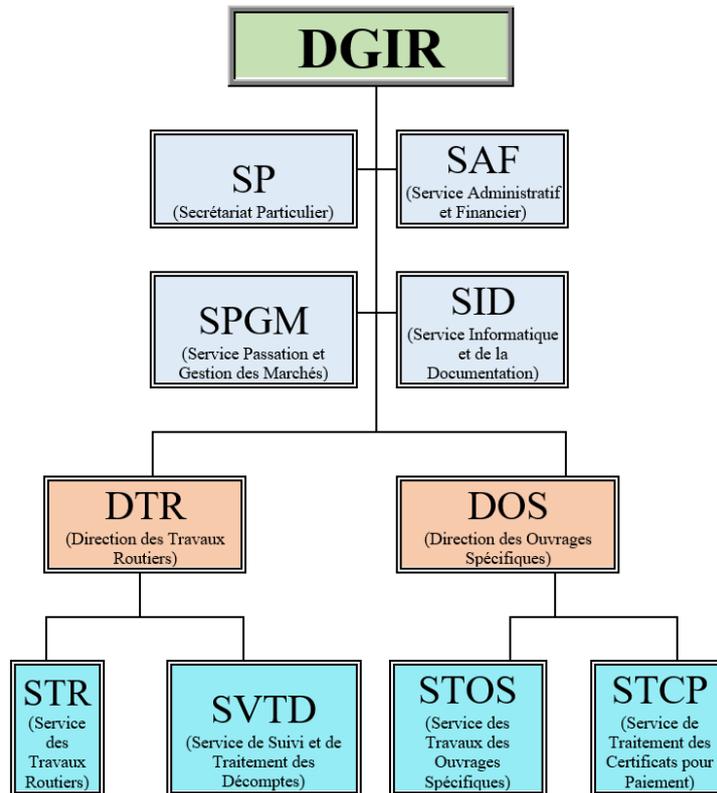


Figure I-1 : Organigramme de la DGIR

## I.2. Présentation du projet

Dans cette partie, nous allons décrire le contexte dans lequel se réalise le projet soumis à notre étude, les objectifs que nous devons atteindre lors de cette étude et ensuite nous allons présenter les données de base relatives au projet.

### I.2.1. Contexte et justification du projet

Dans sa nouvelle stratégie de développement du secteur des transports, le gouvernement du Burkina Faso a élaboré un programme fixant de manière réaliste et pragmatique les objectifs du secteur à court, moyen et à long terme. Ces objectifs permettent entre autres, d'assurer une bonne structuration du réseau national afin de lui permettre de jouer pleinement son rôle dans les actions de développement économique et des échanges commerciaux.

C'est dans cette optique que le projet de construction et d'aménagement des voies de contournement de la ville de Ouagadougou, capitale du Burkina Faso a été initié. À terme, elle devra contribuer non seulement à la décongestion des voiries urbaine du centre-ville, mais aussi et surtout à l'amélioration de la sécurité des usagers et des riverains. L'aménagement de ces

routes vise à améliorer les conditions de déplacements urbains de la capitale burkinabé et à permettre de contribuer significativement au développement économique du pays.

Cet ambitieux projet dont la longueur totale est de 125 km concerne l'aménagement des voies, l'aménagement des différentes intersections (routes nationales, chemins de fer) et la construction d'ouvrages d'assainissement est estimé à 181 milliards de francs CFA et traverse les communes rurales Tanghin-Dassouri, Pabré, Loumbila, Saaba, Koubri, Saponé et Komsilga ainsi que les arrondissements 4 et 8 de la capitale. La Figure I-2 présente Carte de situation du projet de voies de contournement.

### **I.2.2. Objectif de l'étude**

Pour la réalisation de cette étude, les objectifs à atteindre sont de natures diverses. Ainsi nous avons un objectif global et des objectifs spécifiques.

#### **I.2.2.1. Objectif général**

L'objectif général de cette étude est de faire l'étude technique détaillé du pont sur le rail de Yimdi de la voie de contournement.

#### **I.2.2.2. Objectifs spécifiques**

Les objectifs spécifiques de cette étude visent à :

- Faire une conception de l'ouvrage d'après les règles de l'art et un dimensionnement structural du pont suivant les exigences du CCTP ;
- Réaliser une étude des fondations superficielles ;
- Évaluer le coût financier du projet ;
- Proposer une méthodologie d'exécution de l'ouvrage ;
- Faire une notice d'impact environnemental.

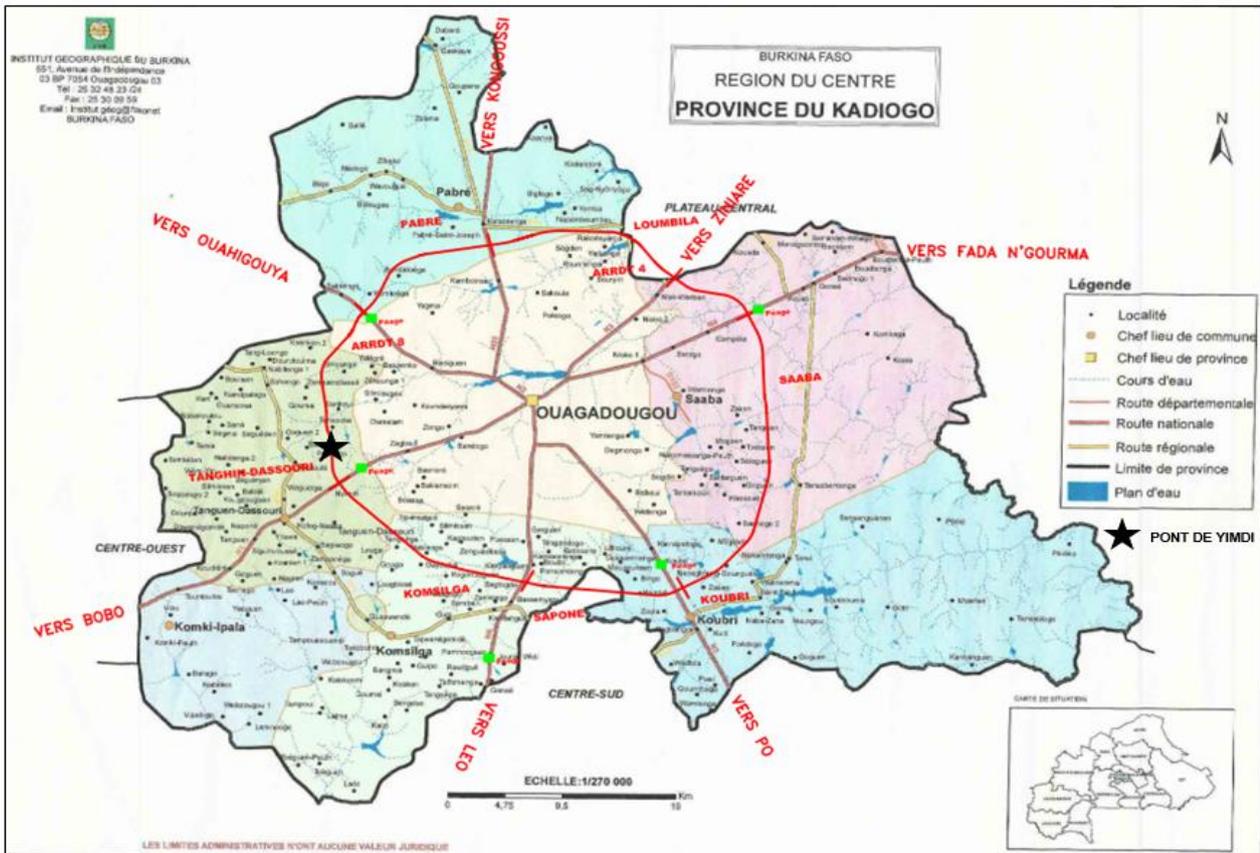


Figure I-2 : Carte de situation du projet de voies de contournement (source : EBOMAF)

### I.3. Présentation de la zone d'étude

#### I.3.1. Situation géographique

La zone du projet se situe dans la région du Centre et concerne principalement la province du Kadiogo. Cette province qui abrite la capitale du Burkina Faso est située globalement dans une fenêtre définie comme suit :

- Entre 2°00' et 1°15' de longitude ouest,
- Et entre 12°45' et 12°00' de latitude nord.

La province du Kadiogo couvre une superficie de 2 854 km<sup>2</sup> et se subdivise en 5 arrondissements (Baskuy, Bogodogo, Boulmiougou, Nongr-Massom, Sig-nonghin) et six départements (Komki-Ipala, Komsilga, Koubri, Pabré, Saaba, Tanghin-Dassouri) renfermant 148 villages. Elle est limitée :

- Au nord, nord-ouest, à l'Est par la région du plateau central,

➤ À l'ouest par la région du centre ouest et au sud par la région du centre sud,

Les voies de contournement prévues dans le cadre de ce projet, ceinturent la commune de Ouagadougou et développent un linéaire de 125 km environ. Le projet se subdivise principalement en deux branches à savoir, la branche nord qui va de la RN4 à la RN1 en traversant la RN3, RN22 et RN2, et la branche sud qui part de la RN4 à la RN1 en traversant la RN5 et RN6. La Figure I-2 illustre la localisation du projet de voies de contournement.

### I.3.2. Végétation, sol et relief

#### I.3.2.1. Végétation

Les écosystèmes de la zone sont caractérisés par des savanes boisées, arborées et arbustives. Ils proviennent de la transformation de formations végétales de forêts claires suite aux actions conjuguées de la péjoration climatique et de l'anthropisation.

#### I.3.2.2. Sol

Quant à la nature des sols, on distingue quatre types de sols :

- Les sols ferrugineux tropicaux lessivés à concrétions : Lessivés sur matériaux sableux, sablo-argileux ou argilo-sableux ;
- Les sols peu évolués d'érosion sur matériaux gravillonnaires : Ce sont des sols à texture généralement sableuse très grossière en surface, avec de très nombreuses concrétions ;
- Les sols bruns eutrophes vertiques : On les rencontre en proportion très faible sur les tronçons étudiés ;
- Les sols hydromorphes minéraux à pseudogley sur matériaux à textures variées : Ce sont des sols engorgés en surface ou sur l'ensemble du profil. Ces sols sont rencontrés surtout au niveau des plaines alluviales bordant le réseau hydrographique (Massili et ses affluents). (Source : Rapport d'APD fourni par l'entreprise)

#### I.3.2.3. Relief

Le relief de la zone de projet s'étant sur une pénéplaine façonnée dans un massif précambrien et se caractérise par un relief monotone dans la majeure partie des cas avec des dénivellations peu marquées. On y retrouve une altitude moyenne variant de 270 à 370 m et quelques singularités marqué par la présence de points hauts constitués par des collines birimiennes ou d'affleurements de roches nues s'y observent.

### I.3.3. Hydrographie

Le réseau hydrographique que rencontre les différentes voies de contournement appartient au bassin du fleuve Nakambé (ex Volta blanche) et ses nombreuses ramifications. Situer plus précisément dans le sous bassin du Massili, la zone du projet est drainée par un réseau hydrographique dense constitué essentiellement de bas-fonds et d'affluents périodiques à régime pluvial tropical fortement tributaire des précipitations.

### I.4.Méthodologie de l'étude

L'approche méthodologique que nous proposons pour réaliser l'étude de ce projet est la suivante :

- Dans un premier temps, il sera question pour nous de faire une collecte de données relatives au projet auprès de l'entreprise et éventuellement recueillir des données complémentaires auprès des instances liées à ce projet et des riverains.
- Ensuite après collecte des données on peut procéder à la conception de l'ouvrage, celle-ci sera guidée essentiellement par l'application des règles de conception d'après le SETRA des ouvrages conditionnés par la nature de l'obstacle à franchir le but étant de pouvoir caractériser de façon géométrique l'aspect de l'ouvrage de manière basique : portée, nombre de travées, largeur du tablier.
- Après avoir ressorti les différentes données clés relatives à l'ouvrage à exécuter, il sera question pour nous d'analyser toutes les contraintes liées au projet : naturelles, architecturales, financières et après évaluation de ces contraintes on pourra procéder au choix optimal d'un ouvrage type dans la gamme des ponts courants proposés par le SETRA.
- La conception détaillée de l'ouvrage sera réalisée ensuite à l'aide des documents du SETRA traitant de la démarche à suivre pour la conception du type de pont courant retenu.
- Le choix du type de fondation sera fait à l'aide des résultats des études géotechniques et la conception de ces fondations sera faite à l'aide du FOND 72 du SETRA.
- Après conception de l'ouvrage, nous procéderons au dimensionnement de l'ouvrage c'est-à-dire le calcul des sollicitations internes à l'aide du manuel de calcul SETRA pour le type d'ouvrage choisit et la détermination des sections d'armatures puis vérification

des contraintes dans l'ouvrage à l'aide des formules du BAEL 91 modifié 99 avec au préalable des hypothèses émises par nous-même.

- Après l'étude structurale de l'ouvrage on fera une proposition financière relative à l'ouvrage que nous allons proposer, cette estimation financière sera faite sur la base d'une étude d'avant métré préalablement réalisée et complétée par le prix en vigueur affecté à chaque matériau. Ces prix seront tirés de la mercuriale des prix du ministère du commerce du Burkina Faso pour l'année 2020.
- Enfin il sera question pour nous de proposer un plan d'impact environnemental une méthodologie d'exécution de l'ouvrage. Cette proposition sera faite en tenant compte des contraintes présentes sur le site : naturelles et techniques et aussi des moyens matériels à la disposition de l'entreprise EBOMAF.

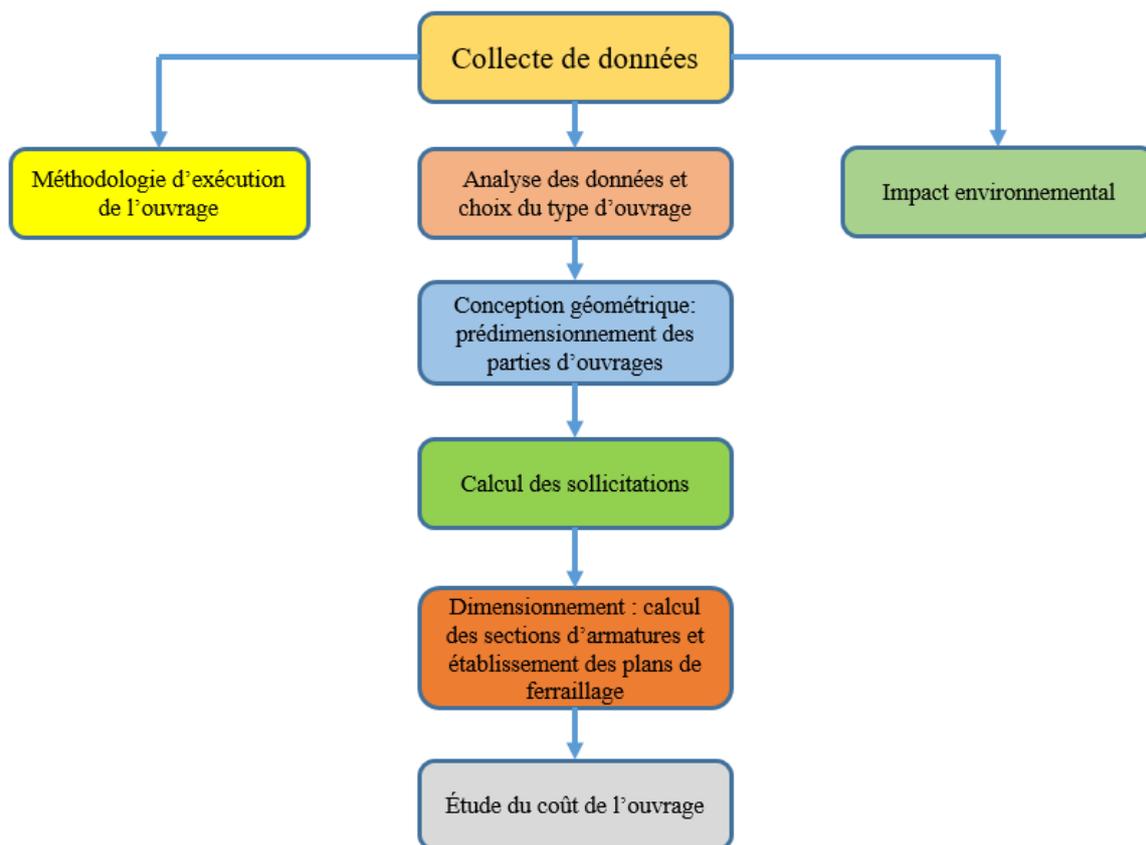


Figure I-3 : Schéma synoptique de la méthodologie de l'étude

## Conclusion partielle

Dans ce chapitre, il s'agissait de faire une présentation de la structure d'accueil, du projet et de la zone d'étude. Ce que nous pouvons noter ici est que la voie de contournement a un linéaire de 125 km et comprends plusieurs ouvrages d'arts. Le chapitre suivant présente l'étude technique de l'ouvrage.

## Chapitre II. ÉTUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

Dans ce chapitre, il sera question pour nous de faire une analyse multicritère suivant les contraintes liées au site destiné à la réalisation de notre projet mais aussi des contraintes liées à l'obstacle à franchir par l'ouvrage afin de procéder à un choix de type de pont technico-économique optimal pour le projet. Ensuite nous ferons une conception détaillée de l'ouvrage retenu et enfin nous procéderons au dimensionnement structural de notre ouvrage.

### II.1. Conception générale de l'ouvrage

#### II.1.1. Généralités

##### II.1.1.1. Ouvrage d'Art

Un **ouvrage** se définit comme une construction de grande importance nécessitée par le rétablissement d'une voie de communication (route, voie ferrée, canal etc...), un dispositif de protection contre l'action de la terre ou de l'eau, un dispositif de retenue des eaux, et autre.

Le terme « **d'Art** » qui accompagne le mot ouvrage pour traduire que leur conception et leur réalisation font intervenir des connaissances ou l'expérience joue un rôle aussi important que la théorie, connaissances appelées « **art de l'ingénieur** ».

##### II.1.1.2. Les Ponts

Un **pont** est ouvrage destiné à franchir un obstacle naturel (ravin, rivière) ou à franchir une autre voie de circulation terrestre, fluviale ou maritime.

Dans le cas du croisement de 2 voies de communications on distingue :

- Les passages supérieurs (PS)
- Les passages inférieurs (PI)

Le niveau de référence est la voie la plus importante ou celle qui a le classement le plus élevé vis-à-vis de l'administration ; dans le cas où l'une des voies est une voie ferrée, le niveau de référence sera la voie ferrée.

### II.1.1.3. Les éléments constitutifs d'un pont

Un pont est constitué de 04 parties principales à savoir :

- **Le tablier** est la partie quasi horizontale située sous la voie portée : il comprend les éléments porteurs dans le cas des ponts à poutre ou est supportée par eux dans le cas des ponts en arc ou des ponts à câbles.
- **Les équipements** sont des éléments indispensables à l'utilisation au fonctionnement et à la durabilité du pont : appareils d'appui, garde-corps, joints, gargouilles etc...
- **Les appuis** sont les éléments verticaux ou quasi verticaux qui reçoivent les charges venant du tablier pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Parmi les appuis on distingue les culées (appuis de rive) et les piles (appuis intermédiaires)
- **Les fondations** : c'est un système au moyen duquel l'ouvrage repose sur le sol et lui transmet les charges qu'il reçoit suivant la nature du sol.

### II.1.2. Les données d'études du projet

La conception d'un pont doit satisfaire à des exigences ou à des données naturelles et fonctionnelles. En ce qui concerne notre projet, pour mieux optimiser et avoir un meilleur coût économique de l'ouvrage nous devons prendre en compte les paramètres suivants :

#### II.1.2.1. Les données naturelles

Ce sont tous les paramètres d'ordre naturels à prendre en compte en vue de la conception de notre ouvrage.

##### a. Les données topographiques

Les données topographiques à exploiter dans le cadre de la conception de l'ouvrage nous ont été fournies par l'entreprise via un fichier autocad sur lequel est représenté le profil en long de tout le tronçon. L'obstacle à franchir étant une voie ferrée, nous considérons comme longueur de la brèche, la largeur totale de l'obstacle à franchir qui représente également la longueur de l'ouvrage.

b. *Les données géotechniques*

Pour tout ouvrage de génie civil, la connaissance des caractéristiques mécaniques et physiques du sol en place est un élément très capital. Elle a pour but de :

- Reconnaître les terrains de fondation ;
- Déterminer les contraintes de rupture du sol de fondation ;
- Définir et vérifier les différentes possibilités de fondation ;
- Déterminer la classe de sol constituant le sol de plateforme ;

i. *Essais pressiométriques*

Les essais pressiométriques ont été exécutés à l'aide du pressiomètre MENARD de type GA équipé de sonde BX de 60 mm de diamètre.

Réalisé à tous les mètres, ces essais permettent de déterminer les pressions limites (P1) et les modules pressiométriques (E) des différentes couches rencontrées. L'examen de ces caractéristiques permet de retenir ce qui suit :

- Sondage SP1 YIMDI :  $3,13 \text{ bar} \leq P1 \leq 4,8 \text{ bar}$   
 $81 \text{ bar} \leq E \leq 11433 \text{ bar}$
- Sondage SP2 YIMDI :  $9,13 \text{ bar} \leq P1 \leq 17,04 \text{ bar}$   
 $73,1 \text{ bar} \leq E \leq 650,7 \text{ bar}$

ii. *Calcul de la contrainte admissible par la méthode pressiométrique*

La contrainte admissible sous une semelle de fondation (en adoptant un coefficient de sécurité) est donnée par la formule :

$$q_a \leq q_0 + \frac{k}{F} (P_{te} *)$$

Avec :

- ✓  $q_0$  = contrainte verticale totale initiale du sol au niveau de la fondation ;
- ✓ K = facteur de portance qui est en fonction du type de sol, des dimensions et de l'encastrement relatif de la fondation (en pratique, on adopte les valeurs 0,8 ; 0,9 ou 1 en fonction de l'encastrement de fondation) ;
- ✓ F = coefficient de sécurité (généralement pris égal à 3) ;

- ✓  $P_{le}^*$  = pression limite nette équivalente (pression moyenne calculée sur une profondeur de 1,5 B sous la fondation) ;

$$q_a \leq 0 + \frac{0,8}{3}(12,5 - 0) = 3,37 \text{ bars}$$
$$q_a = 1,70 \text{ bars}$$

c. *Les données hydrauliques et hydrologique*

L'obstacle à franchir n'étant pas un cours d'eau, la prise en compte des données hydrauliques et hydrologiques n'est pas prépondérante pour le choix du type d'ouvrage.

II.1.2.2. Les données fonctionnelles

Ce sont les données à prendre en compte pour que la voie portée sur le tablier puisse remplir sa fonction. Nous avons entre autres :

a. *Le tracé en plan*

Il correspond à la ligne définissant la géométrie de l'axe de la voie portée, dessinée sur un plan de situation et repérée par les coordonnées de ses points caractéristiques. Pour les ouvrages d'art il est recommandé d'éviter les tracés en plan qui conduisent à des ouvrages mécaniquement très biais ou très courbes (angle <70 grades). Il s'agit de l'angle entre l'axe de la voie portée et la direction des lignes d'appui du pont.

Dans le cadre de ce projet nous opterons pour un pont droit, soit un biais de 100 grades suivant l'axe de la voie portée.

b. *Le profil en long*

C'est une ligne continue obtenue par l'exécution d'une coupe longitudinale fictive de l'ouvrage, donc il exprime la variation de l'altitude de l'axe routier en fonction de l'abscisse curviligne. Il doit être défini en tenant compte de nombreux paramètres liés aux contraintes fonctionnelles de l'obstacle franchit ou aux contraintes naturelles et en fonction du type d'ouvrage de franchissement envisageable. La largeur de l'obstacle à franchir étant relativement faible, nous opterons pour ce projet une altitude de ligne rouge de valeur constante.

### c. Le profil en travers

Le profil en travers est l'ensemble des éléments qui définissent la géométrie et les équipements de la voie dans le sens transversal. Dans le cas des ponts routiers, il est très fortement conseillé d'adopter un profil en travers épousant celui de la voie de prolongement. On adopte dans le cadre du projet un gabarit identique à celui de la chaussée ainsi l'ouvrage suivra le même profil en travers type que celui de ses voies d'accès et pour les équipements on retiendra ceux préconisés par le CCTP. La Figure II-1 illustre le profil en travers type de la voie d'accès au pont.

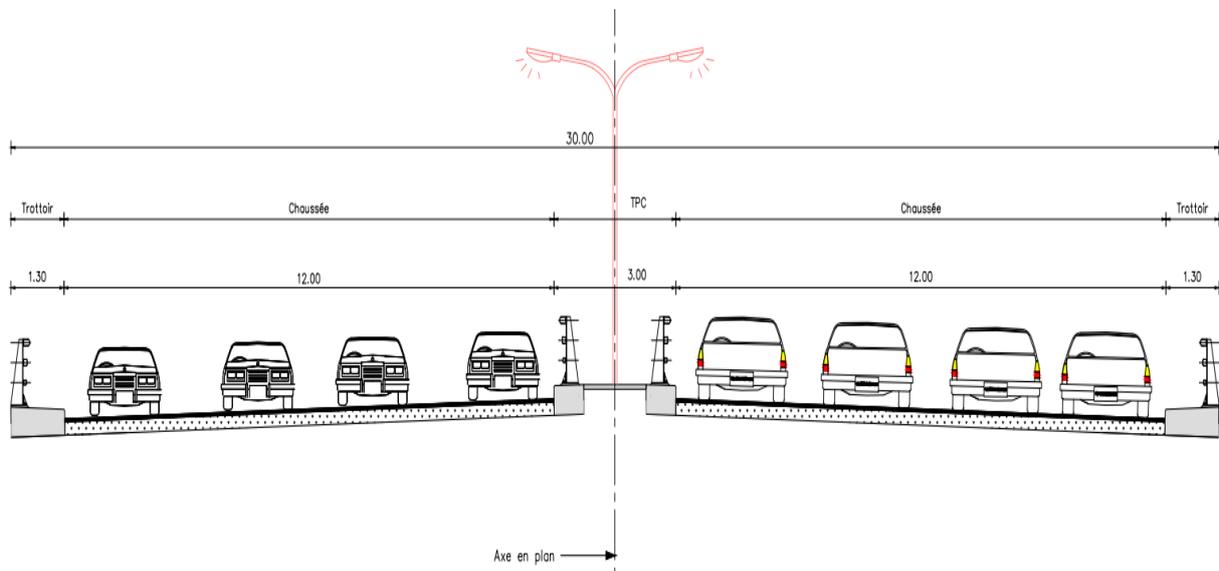


Figure II-1 : Profil en travers type de la voie d'accès au pont

Les principales caractéristiques du pont sont donc les suivantes :

- 02 tabliers de 14,12 m de large ;
- 02 chaussées de largeur totale 12 m ;
- 02 trottoirs de 1,30 m de large ;
- 01 TPC de 3,00 m de large.

#### II.1.2.3. Les données relatives à l'obstacle franchi

Les données relatives à l'obstacle franchi sont le gabarit et l'ouverture du pont. Lorsque l'ouvrage franchit une voie de communication, il est nécessaire de respecter les caractéristiques fonctionnelles relatives à cette voie.

a. *Le gabarit*

C'est la hauteur minimale à dégager au-dessus de la voie franchie, mesurée perpendiculairement à cette voie. Dans le cas du franchissement sur un chemin de fer, la hauteur libre ou le tirant d'air minimal à respecter est de  $H = 4,80\text{m}$  pour une voie non électrifiée. (« Cours d'ouvrage d'art tome 1 conception », Mongi ben Ouezdou, septembre 2012).

b. *L'ouverture*

C'est la largeur utile comptée entre nus intérieurs des appuis de l'ouvrage qui l'encadrent. L'obstacle à franchir par notre ouvrage est constitué de deux voies ferrées dont une voie déjà existante et une autre voie à construire tout proche de l'existante d'après les informations indiquées par la DGIR.

- On a la distance minimale entre l'axe d'une voie et le nu d'un appui :
  - Sans piste :  $d = 3,25\text{ m}$
  - Avec piste :  $d = 5\text{m}$

Nous prévoyons une piste piétonne des deux côtés des pieds d'appuis alors on retient la deuxième hypothèse :  $d = 5\text{m}$ .

- La distance entre l'axe de la voie des rails existants et l'axe des futurs rails à construire. La distance entre axes de deux rails dépend de la vitesse de pointe des trains qui passent dessus.

$$e^* = \begin{cases} 3,57 & \text{pour } V = 120\text{km/h} \\ 3,62 & \text{pour } 120 < V < 160\text{km/h} \\ 3,67 & \text{pour } 160 < V < 200\text{km/h} \end{cases}$$

Les informations recueillies par nous auprès de la société internationale de transport africain par rail (SITARAIL) nous renseignent que tous leurs trains en état de circulation peuvent atteindre des vitesses maximales de  $180\text{ km/h}$ . ce qui nous amène à adopter une distance entre axes de nos deux voies ferrées :

$$e^* = 3,67\text{m}$$

Pour mesure de sécurité nous prendrons :

$$e^* = 4\text{ m}$$

Ainsi nous avons une longueur d'ouverture d'ouvrage de :

$$L = 5 \times 2 + 4$$

$$L = 14 \text{ m.}$$

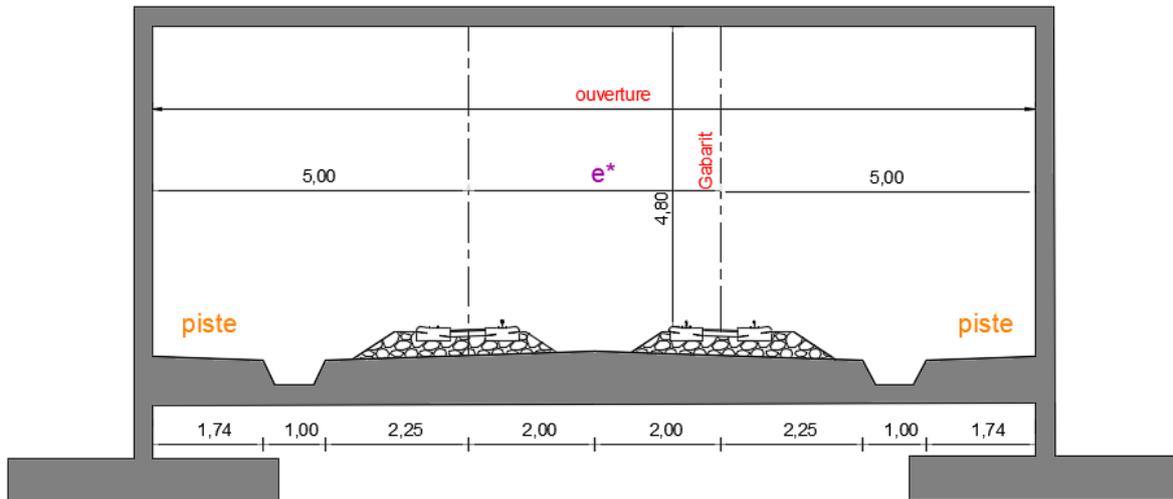


Figure II-2 : Ouverture et Gabarit d'un pont sur une voie ferrée avec piste

### II.1.3. Le choix du type d'ouvrage

Dans le cadre de ce projet étant donné que l'obstacle franchi est une voie ferrée, nous avons la contrainte de proposer un type d'ouvrage qui ne perturbera en aucun cas le trafic ferroviaire en dessous de lui. Ensuite, compte tenu de la faible longueur de la brèche à franchir (14m) nous décidons d'opter pour un pont à travée unique sans appui intermédiaire sous tablier.

#### II.1.3.1. Différents types de ponts envisageables pour le projet

Le paramètre fondamental pour le choix du type d'un ouvrage est sa portée déterminante ou portée principale (plus grande distance entre les axes de deux appuis successifs). Dans le cas de ce projet nous avons une longueur d'ouverture de 14m ; distance que nous considérons approximative à celle de la portée. La gamme d'ouvrages envisageables retenus pour cette portée est celle du SETRA et le choix du type d'ouvrage est fait suivant l'abaque de la Figure II-2.

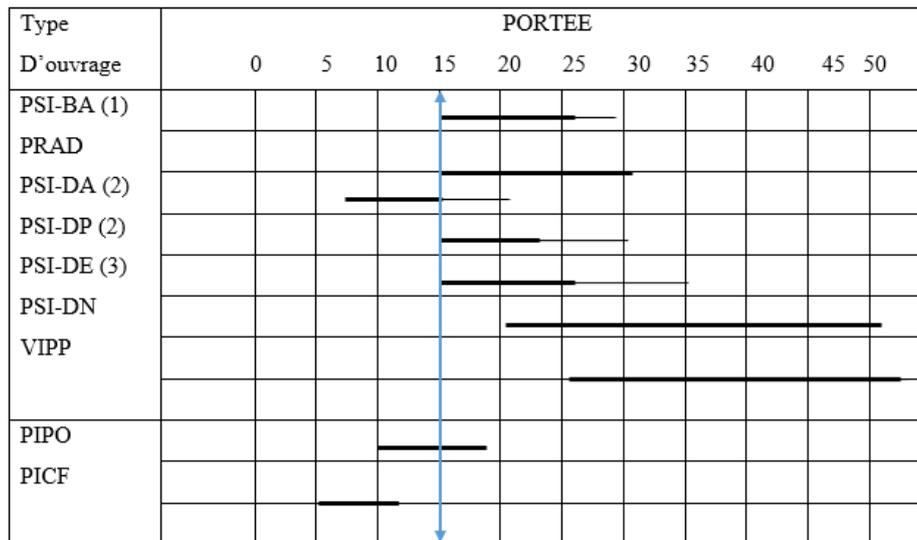


Figure II-3 : Domaine d'utilisation des principaux types d'ouvrages [3]

Les différentes solutions envisagées pour le cas de l'ouvrage échéant sont donc :

- PSI-BA : Passage supérieur ou inférieur à poutres en béton armé ;
- PRAD : Pont à poutrelles précontraintes par fil adhérent ;
- PSI-DA : Passage supérieur ou inférieur en dalle armée ;
- PSI-DP : Passage supérieur ou inférieur en dalle précontrainte ;
- PSI-DE : Passage supérieur ou inférieur en dalle élégie ;
- PIPO : Passage inférieur en portique ouvert.

#### II.1.4. Analyse multicritère

L'analyse multicritère est une méthode de comparaison quantitative de solutions pour un projet donné. Les résultats sont présentés sous la forme d'un tableau à double entrée. Elle est un outil d'aide à la décision pour le choix de la variante envisagée.

Les ponts en béton précontraint seront exclus pour les raisons suivantes :

- Nécessité d'un matériel de mise en place des poutres très coûteux et d'une main d'œuvre qualifiée ;
- La non-maîtrise des procédés de la réalisation par les entreprises locales ;
- La non-disponibilité des aciers de précontrainte localement.

Il nous reste dans ce cas, le PSI-BA (pont à poutre) et le PIPO (cadres et portique).

Le Tableau II-1 présente en fonction des critères les notes obtenues par chacune des variantes.

*Tableau II-1 : Analyse comparative multicritère des deux variantes*

Critères	Barème	Note variante	Note variante	Observations
		1	2	
		Pont à poutre (PSI-BA)	Portique (PIPO)	
Délai	2	1.75	1	L'utilisation des poutres préfabriquées dans la variante 1 constitue un gain de temps
Accès	3	3	3	Pas de problème d'accès pour les deux variantes
Coût	10	10	9	La Variante 1 est relativement moins onéreuse que la variante 2
Faisabilité	6	5	4,5	Manque de coffreurs qualifiés dans la variante 2
préfabrication	6	5	2,5	La variante 1 est plus accessible en préfabrication (poutre, prédalles...) que la variante 2 (qui constitue un bloc)
Durabilité et entretien	4	3	3,5	La variante 2 ne nécessite pas trop d'entretien
Impact environnemental	2	1,5	1,5	Impact environnemental relativement mineur pour chaque variante
Esthétique	2	1	1,75	Tablier épais (variante 1)
Total	35	30,25	26,75	Variante 1 adoptée

#### II.1.4.1. Variante retenue

Avec une note de 30,25/35 contre 26,75/35, la Variante 1 de franchissement avec poutres en béton armé apparaît comme la mieux adaptée à la brèche.

Le type d'ouvrage que nous retenons dans le cadre de ce projet est le pont à poutre en béton armé (**variante 1**) car comme le train passe en moyenne trois fois par jours, il sera facile de préfabriquer les poutres et les prédalles à la base afin de venir les déposer sur les culées coulées en place.

## II.2. Conception détaillée du pont à poutre

La conception détaillée a consisté au pré-dimensionnement de toutes les parties de l'ouvrage et à l'étude des équipements.

### II.2.1. Pré-dimensionnement de la variante retenue

Le pré-dimensionnement des différents éléments sera fait selon les prescriptions normatives et constructives [3], [7].

#### II.2.1.1. Pré-dimensionnement des éléments de la superstructure

La superstructure est constituée du hourdis, des poutres et des entretoises. Le Tableau II-2 présente le récapitulatif des dimensions de chaque élément. Les détails de calcul du pré-dimensionnement des différents éléments de la superstructure sont présentés à Annexe 1.

*Tableau II-2 : récapitulatif du pré-dimensionnement de la superstructure*

Éléments	Caractéristiques (m)		
<b>Poutres</b>	Hauteur	$H_p$	0,90
	Épaisseur	$b$	0,40
	Entraxe	$\lambda$	1,96
	Nombre	$N$	16
<b>Hourdis</b>	Épaisseur	$e_h$	0,20
<b>Prédalles</b>	Épaisseur	$e_p$	0,08
	Largeur	$l_p$	1,62
<b>Entretoises</b>	Hauteur	$H_e$	0,6
	Épaisseur	$b_e$	0,20

#### II.2.1.2. Pré-dimensionnement de l'infrastructure

Les culées sont les appuis qui sont situés à l'extrémité de part et d'autre du pont. Elles supportent le poids du tablier et des surcharges. Elles sont constituées essentiellement de :

- Un mur de front sur lequel s'appuie le tablier, ce mur a pour rôle aussi de soutenir le remblai d'accès,
- Des murs latéraux appelés mur en retour s'ils sont parallèles au pont (ou mur en aile s'ils sont inclinés), ils assurent le soutènement des remblais d'accès,
- Un mur garde-grève, pour séparer le tablier du remblai,
- Dalle de transition, se reposant d'une part sur un corbeau situé dans le mur de front et d'autre part sur le remblai d'accès, permet de limiter le tassement du remblai à l'abord du tablier.

*Tableau II-3:récapitulatif des éléments de la culée*

Désignations	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur ou épaisseur (m)	Nombres
<b>Culée</b>				
Dalle de transition	5,00	13,82	0,30	04
Muret-cache	-	-	0,10	04
Mur garde-grève	29,4		0,30	02
Mur de front	29,4	6,62	1,00	02
Mur en retour	7,68	5,00	0,30	04
Corbeau d'appuis	29,4	0,30	0,30	02
<b>Fondation</b>				
semelles	30,80	5,00	1,00	02

Les culées seront pré-dimensionnées en suivant les prescriptions du dossier pilote PP73 du SETRA ainsi que des recommandations du document de CALGARO [3].

Des culées remblayées seront mises en place pour supporter les charges provenant du tablier et jouer le rôle de soutènement des remblais d'accès. Également le choix sera porté sur des murs en retour plutôt que des murs en aile.

Les résultats du pré-dimensionnement de l'infrastructure sont consignés dans le Tableau II-3 et les détails de calculs sont présentés en Annexe 2.

La Figure II-4 ci- dessous illustre les parties de notre culée après pré-dimensionnement

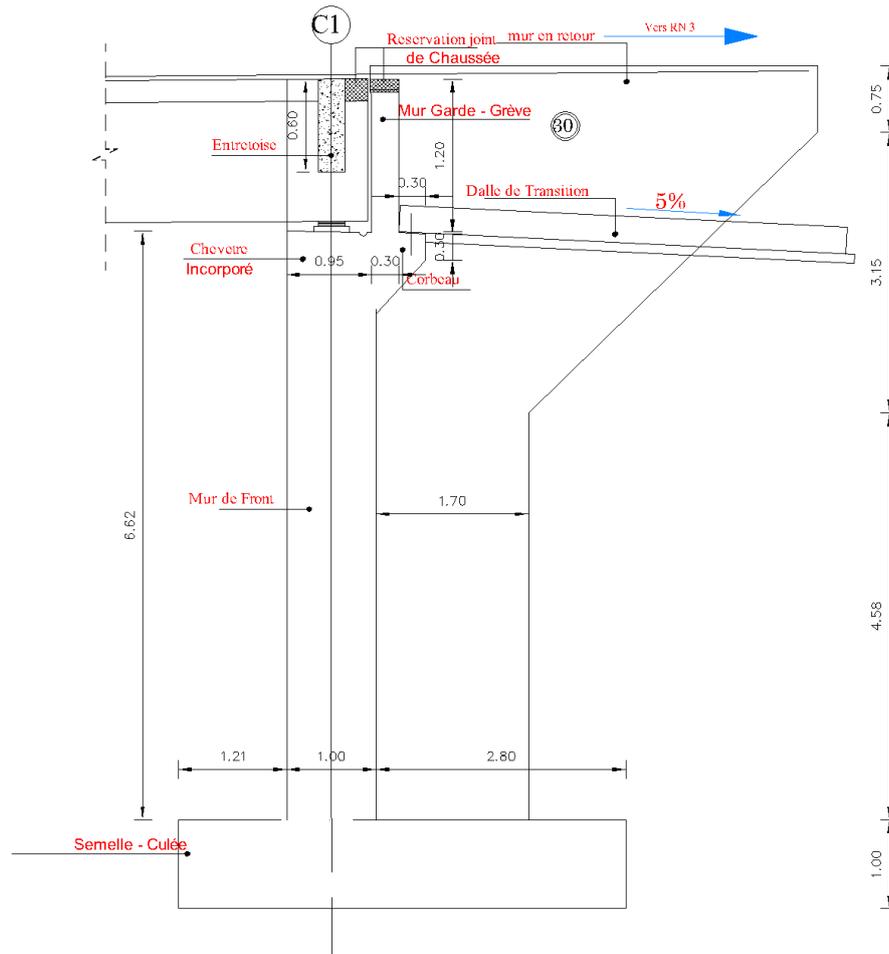


Figure II-4 : présentation des éléments de la culée

### II.2.2.Équipements des ponts

Ce sont des éléments indispensables à l'utilisation, au fonctionnement et à la durabilité du pont : appareils d'appui, garde-corps, joints, gargouilles etc...

Cependant ils jouent un rôle majeur pour l'exploitation de l'ouvrage. En effet ils peuvent jouer les rôles suivants :

- Esthétique (corniches),
- De sécurité des usagers (garde-corps),
- De la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement).

### II.2.2.1. Étanchéité

Elle est destinée à assurer l'adhérence du tablier, à éviter le fluage par sa résistance mécanique et à résister aux chocs thermiques provoqués par la mise en œuvre de la couche de roulement, on peut les rencontrer sous forme de deux types :

- Chapes épaisses (de 3 à 3,5cm) à base d'asphalte coulé à chaux en bicouche à haute température.
- Chapes minces (de 0,2 à 0,3cm) à base de résine synthétique adhérent au support.

Notre choix s'effectue sur la chape épaisse car elle est moins chère et facile à exécuter, tandis que la chape mince nécessite un personnel technique qualifié et un coût élevé. On utilise donc la chape mince avec :

- Épaisseur  $e=4$  mm
- Poids volumique :  $22 \text{ KN/m}^3$

### II.2.2.2. Revêtement

La couche de roulement doit, sur ouvrage d'art comme en section courante, présenter un bon uni et offrir une bonne caractéristique antidérapante. Elle doit être adaptée et présenter une adhérence pérenne avec le système d'étanchéité. La couche de roulement est constituée par un tapis d'enrobé bitumineux dont l'épaisseur courante est de 7 à 8cm.

On utilise donc un revêtement en béton bitumineux de :

- Épaisseur :  $e=7$  cm
- Poids volumique :  $22 \text{ KN/m}^3$

### II.2.2.3. Les garde-corps

Il sert à empêcher les chutes de piétons. Le garde-corps doit résister à la pression verticale et la poussée horizontale d'une foule et être conçu de telle sorte qu'un enfant ne puisse passer à travers ou l'escalader.

Nous utiliserons :

- Les gardes corps type BN4
- Masse linéaire :  $0.65 \text{ KN/m}$

#### II.2.2.4. La corniche

Elles ont un rôle essentiellement esthétique. Elles Situées à la partie haute du tablier et dessinent la ligne du pont. Les corniches sont soit coulées en place soit préfabriquées, le premier type est moins cher mais il nécessite un coffrage spécial. La corniche préfabriquée est alors la solution optimale. Sa masse linéaire sera 3,5 kN/ml.

#### II.2.2.5. Les trottoirs

Le trottoir sert à protéger les piétons en les isolants de la circulation à la chaussée. Deux types de trottoirs se présentent généralement : trottoir sur caniveau et trottoir plein. Nous optons pour un trottoir plein.

Notre trottoir aura une largeur de 1,30m et une épaisseur de 20 cm.

#### II.2.2.6. Les appareils d'appui

Les tabliers des ponts reposent, en général, sur leurs appuis par l'intermédiaire d'appareils d'appuis conçus pour transmettre les efforts.

Nous choisissons des appareils d'appuis en élastomère fretté qui sont d'usage courant.

### II.3. Étude structurale de l'ouvrage

L'étude structurale de pont est faite en respectant les prescriptions relatives à l'utilisation du béton aux états limites [4] et les prescriptions liées aux charges d'exploitation des ouvrages d'art [1]. Les documents du SETRA relatif aux appuis des tabliers [15] et aux dalles de transition des ponts-routes [16] sont utilisés, ainsi que les Documents Techniques Unifiés (DTU) 13.1 et 13.2 pour les Fondations [17].

#### II.3.1. Descriptions de l'ouvrage

Le pont a une longueur de 15 m. il sera composé d'une (01) travées isostatiques.

La voie portée est composée d'une chaussée de :

- Quatre (04) voies × 2 de 3,00 m chacune,
- Deux trottoirs de 1,30 m chacun,
- Un TPC de 3,00 m.

Ce qui donne une largeur totale de 30,00 m.

### II.3.2. Matériels utilisés

Le matériel utilisé pour mener à bien notre dimensionnement est le suivant :

#### II.3.2.1. Matériel calcul

Robot Structural Analysis 2018 a été utilisé afin de déterminer les différentes sollicitations dans les éléments de la structure porteuse

#### II.3.2.2. Matériel de traitement

- Civil 3D 2020 a été utilisé pour la réalisation des plans de la structure ;
- Le logiciel Word pour la rédaction du présent document ;
- Le logiciel Excel pour l'automatisation des calculs.

### II.3.3. Caractéristiques des matériaux

#### II.3.3.1. Béton

Pour les ouvrages d'art, il est recommandé d'utiliser un béton de résistance à 28 jours de 30 MPa et un béton de 20 MPa pour le béton de propreté. Résistance nominale à 28 jours :

- En compression  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$  ;
- En traction  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$

✚ Contrainte admissible limite du béton en compression à l'ELU :

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

✚ Contrainte admissible limite du béton en compression à l'ELS :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

✚ Module de déformation longitudinale

- Instantané (à court terme) :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times 30^{\frac{1}{3}} = 34\,179,58 \text{ MPa}$$

- différé (à long terme) :

$$E_{\nu j} = \left( \approx \frac{E_{ij}}{3} \right) = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times 30^{\frac{1}{3}} = 11\,496,76 \text{ MPa}$$

✚ Module moyen de déformation longitudinale :

$$E_{moyen} = \frac{E_{ij} + E_{\nu j}}{2} = \frac{34179,58 + 11496,76}{2} = 22\,838,17 \text{ MPa}$$

✚ Coefficient de poisson :  $\nu = 0,20$

✚ Coefficient d'applications d'actions :  $\theta = 1$

### II.3.3.2. Aciers

✚ Nuance : acier de haute adhérence (HA) FeE500

✚ Limite d'élasticité :  $f_e = 500 \text{ MPa}$

✚ Module d'élasticité :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$

✚ Coefficient d'adhérence de fissuration :  $\eta = 1,6$

✚ Coefficient d'adhérence de scellement :  $\psi_s = 1,5$

✚ Fissuration jugée préjudiciable tel que recommandé par le CCTP

✚ Contrainte limite de l'acier :

- ELU :  $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$

- ELS :  $\sigma_{st} = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 * \sqrt{1,6 * f_{tj}}) \right] = 250 \text{ MPa}$

Enrobage : pour les exigences du CCTP il est pris égal à 5cm pour les culées et les semelles et le restes 3 cm.

### II.3.4. Coefficient de pondérations des charges

Les coefficients de pondération donnés par le BAEL pour les ponts sont consignés dans le tableau suivant :

*Tableau II-4 : coefficient des differents chargement a l'ELU et l'ELS*

Etat limite	ELU			ELS		
	Coefficient pour valeur nominale	Coefficient du BAEL	Produit	Coefficient pour valeur nominale	Coefficient du BAEL	Produit
Charges permanentes	1	1,35	1,35	1	1	1
Caractère normal (A, B*)	1,07	1,5	1,6	1,2	1	1,2
Caractère particulier (M*, D, E)	1	1,35	1,35	1	1	1
Surcharges sur trottoirs	1,07	1,5	1,6	1,2	1	1,2
Surcharges sur remblais	1,07	1,5	1,6	1,2	1	1,2

### II.3.5.Évaluation des charges et surcharges

#### II.3.5.1. Évaluation des charges

L'ouvrage doit être capable de résister aux efforts appliqués qui sont les suivants :

- Les charges permanentes  $G_1$  (CP) ;
- Les charges permanentes complémentaires  $G_2$  (CCP) ;
- Les surcharges routières.

##### a. Les charges permanentes $G_1$

Elles sont constituées du poids propre des poutres, des entretoises et de la dalle en béton. Après évaluation (Voir Annexe 3), Les charges permanentes de l'ouvrage sont estimées à  **$G_1=2341,096$  kN.**

b. *Les charges permanentes complémentaires G2*

Elles sont constituées du reste des équipements fixes du tablier (couche de roulement, couche d'étanchéité, trottoirs, corniches, garde de corps BN4). Pour notre ouvrage les charges permanentes complémentaires sont estimées à **G2= 679,083 kN**.

Les détails de calculs d'estimation des charges permanentes G1 et complémentaires G2 sont présentés en *Annexe 3*.

**II.3.5.2. Évaluation des surcharges**

D'après le fascicule 61 titre II du Document Technique Réglementaire (D.T.R). On distingue :

- ✓ Les surcharges de types A(L) ;
- ✓ Le système B ;
- ✓ La surcharge militaire Mc 120 ;
- ✓ Charge exceptionnelle (convoi type E)
- ✓ Les efforts de freinage ;
- ✓ Les surcharges du trottoir ;
- ✓ Les surcharges sur remblai.

Les détails de calcul des évaluations des surcharges sont présentés en *Annexe 4*.

**II.3.5.3. Définition des combinaisons**

Une structure est soumise à un grand nombre d'actions qui doivent se combiner entre elles. Chaque combinaison d'action regroupe des actions qui s'exercent simultanément en les affectant de coefficient de pondération. Les combinaisons d'actions considérées doivent tenir compte des cas de charges pertinents, permettant l'établissement des conditions de dimensionnement déterminantes dans toutes les sections de la structure.

Le Tableau II-5 présente les différents cas de combinaisons de charge du projet.

*Tableau II-5 : Différents cas de combinaisons*

ELU	Combinaison de charges	ELS	Combinaison de charges
ELU 1	$1,35G + 1,6A(L) + 1,6S_{trottoir}$	ELS 1	$G + 1,2A(L) + 1,2S_{trottoir}$
ELU 2	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,69B_c$	ELS 2	$G + 1,2S_{trottoir} + 1,26B_c$
ELU 3	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,67B_t$	ELS 3	$G + 1,2S_{trottoir} + 1,25B_t$
ELU 4	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,66B_r$	ELS 4	$G + 1,2S_{trottoir} + 1,24B_r$
ELU 5	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,44M_{c120}$	ELS 5	$G + 1,2S_{trottoir} + 1,07M_{c120}$

Nous pouvons remarquer que chaque combinaison est constituée de charges permanentes, d'exploitation et des différents cas de surcharge routière. Ce qui nous permettra de déterminer la surcharge la plus défavorable à l'ouvrage. Les détails de calculs des différents cas de combinaisons sont présentés en Annexe 5.

### II.3.6. Modélisation du tablier

La modélisation aura pour but d'élaborer un modèle capable de décrire d'une manière approchée le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions. L'ouvrage une fois modélisé et calculé nous permettra d'avoir une appréciation réelle du comportement de notre structure via les sollicitations appliquées à travers les efforts internes résultant d'une analyse numérique sous les différents cas de charge.

L'ouvrage est modélisé à l'aide des éléments finis poutre (éléments béton armé) et en éléments finis coque (dalle en béton armé) afin d'obtenir les sollicitations maximales dans la dalle et les poutres en béton armé.

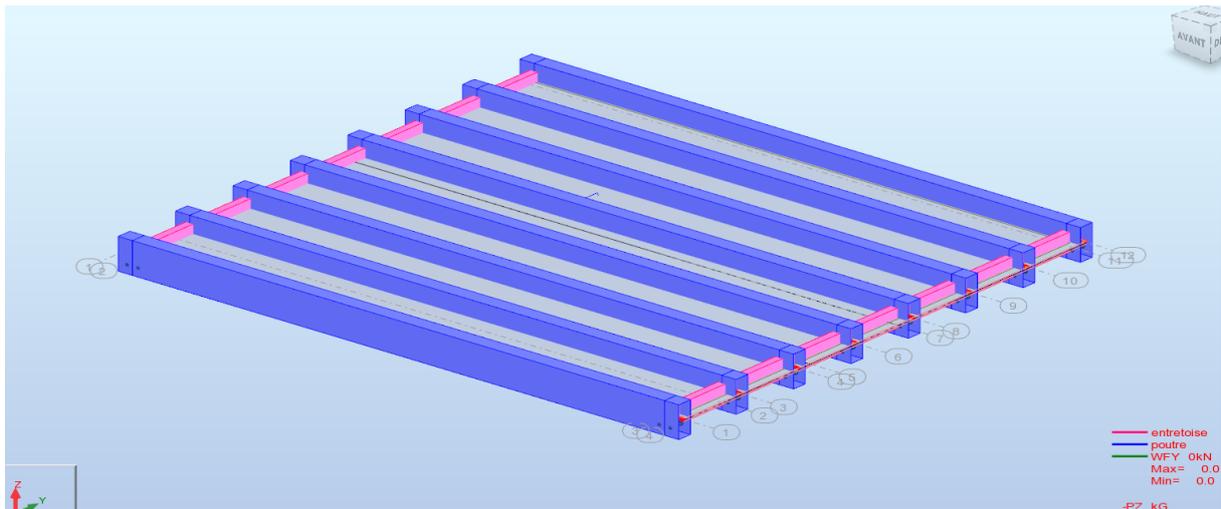


Figure II-5: Modélisation structure du tablier de l'ouvrage sur RSA 2018

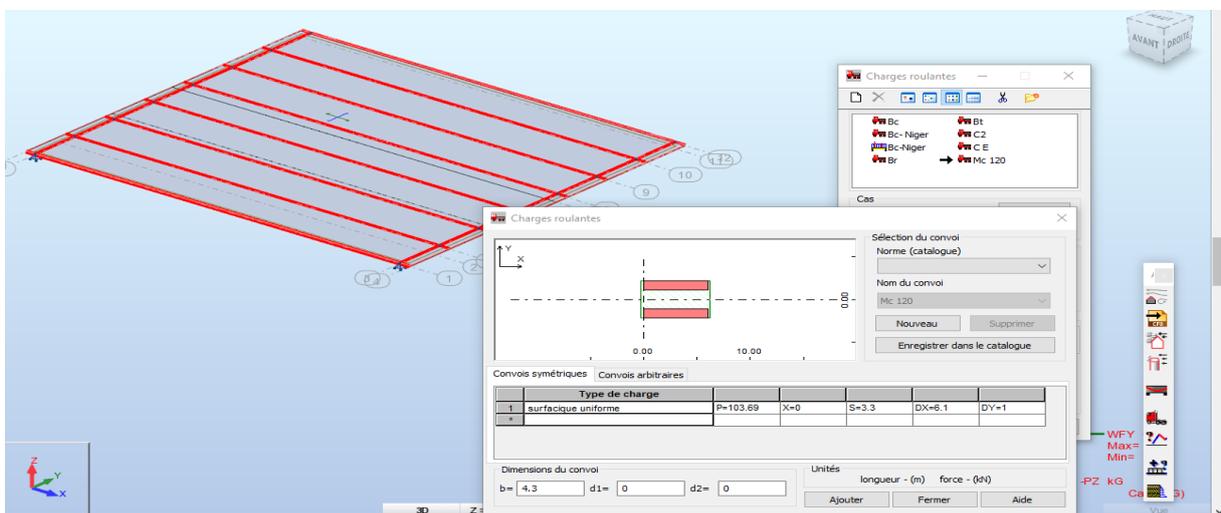


Figure II-6: Application des charges roulantes du pont sur RSA 2018

### II.3.6.1. Étude de la poutre

En ce qui concerne le calcul structural, il sera présenté les sollicitations ainsi que les sections d'aciers nécessaires. Pour plus de clarification sur les calculs, se référer à Annexe 6 du présent document.

#### a. Détermination des sollicitations dans RSA 2018

Pour l'analyse de la structure de notre projet, nous avons utilisé le logiciel Robot Structural Analysis 2018 (RSA2018) qui est un logiciel de calcul de structure d'ingénieur particulièrement

adapté aux ouvrages de génie civil permettant de calculer les sollicitations dans une structure suivant le principe des éléments finis.

i. Cas des moments fléchissant maximums

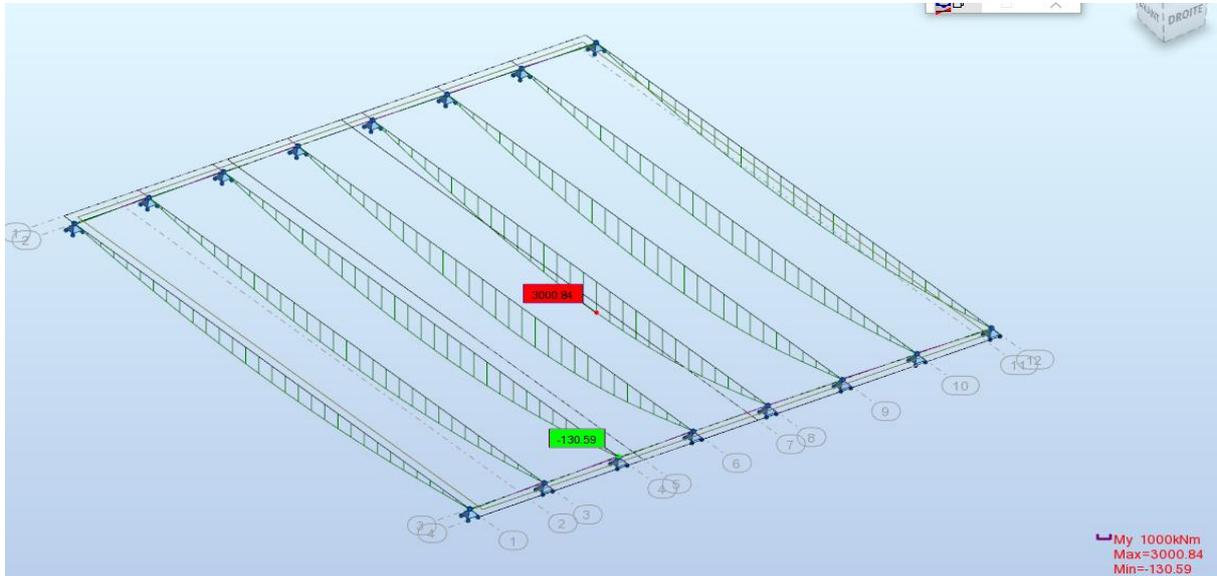


Figure II-7: Moments fléchissant maximums à L'ELU 5

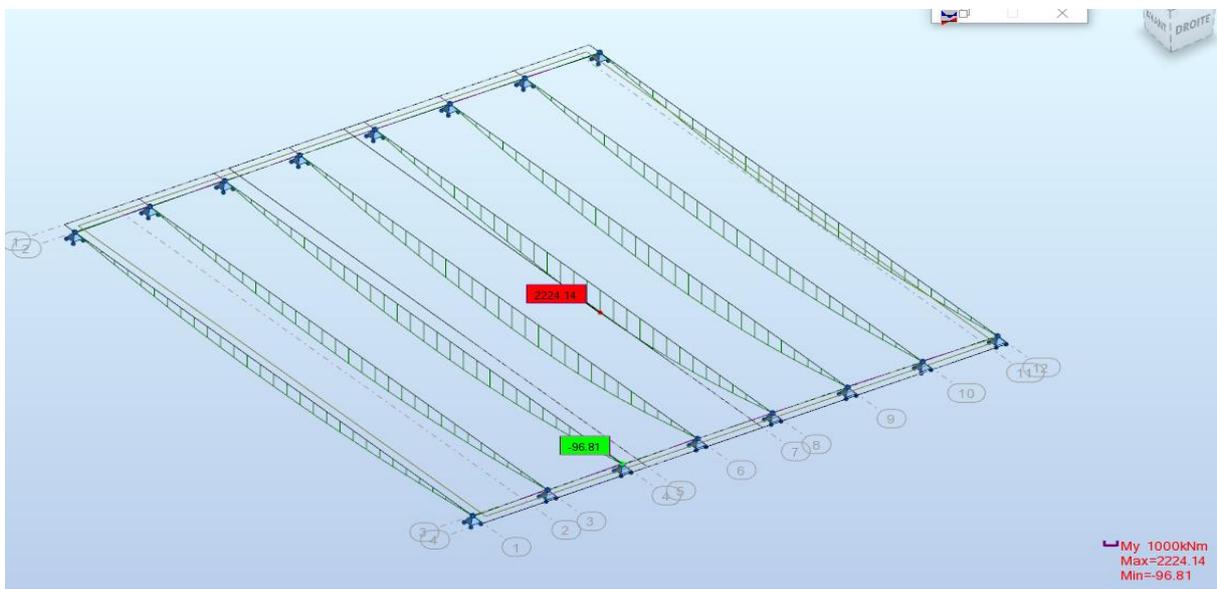


Figure II-8: Moments fléchissant maximums à L'ELS 5

Tableau II-6: Moments fléchissant maximums à L'ELU et à L'ELS

	Combinaison max à l'ELU et l'ELS	Poutre 05
<b>M</b> (kN.m)	$ELU\ 5 : 1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,55M_{c120}$	<b>3000,84</b>
	$ELS\ 5 : G + 1,2S_{trottoir} + 1,15M_{c120}$	<b>2224,14</b>

ii. Cas des réactions maximales sur appui

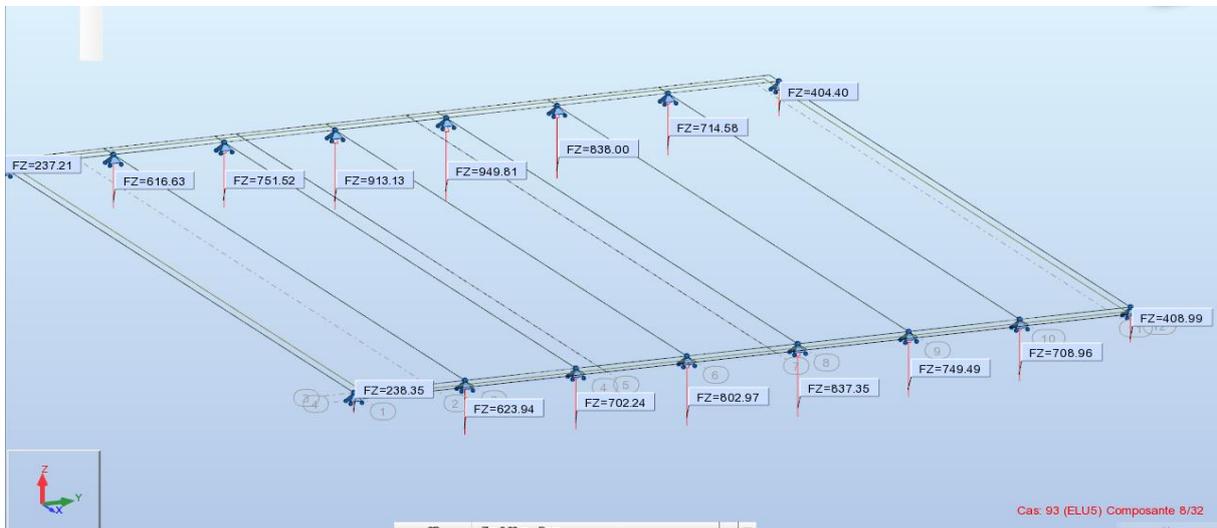


Figure II-9: Réactions maximales sur appuis à L'ELU 5

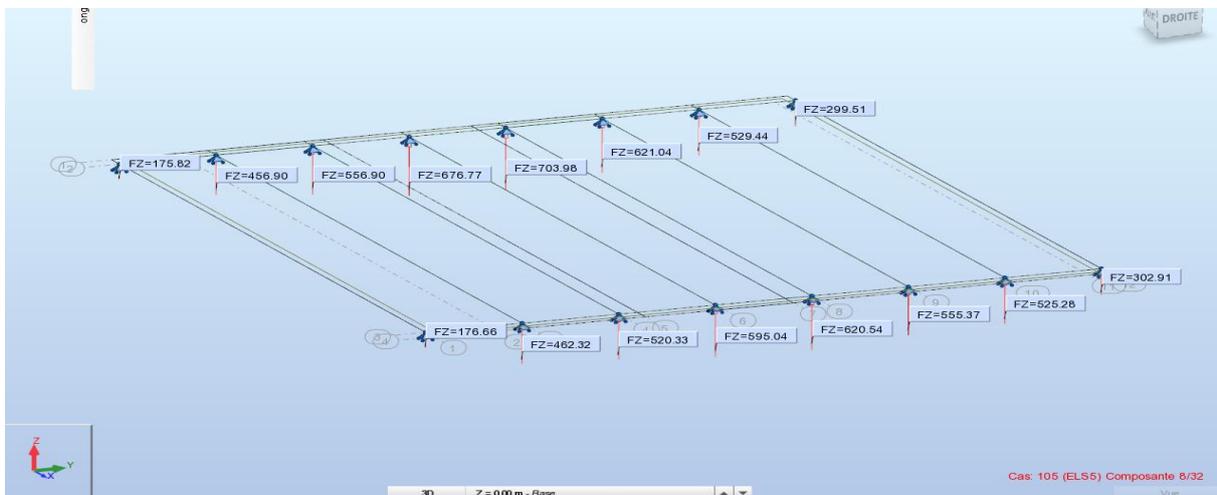


Figure II-10: Réactions maximales sur appuis à L'ELS 5

Tableau II-7: Réactions maximales sur appuis à L'ELU et à L'ELS

	Combinaison max à l'ELU et l'ELS	Poutre 05	
		Appui 0	Appui 1
$F_z$ (kN)	$ELU 5 : 1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,55M_{c120}$	949,81	837,35
	$ELS 5 : G + 1,2S_{trottoir} + 1,15M_{c120}$	703,98	620,54

iii. Cas des efforts tranchants maximums

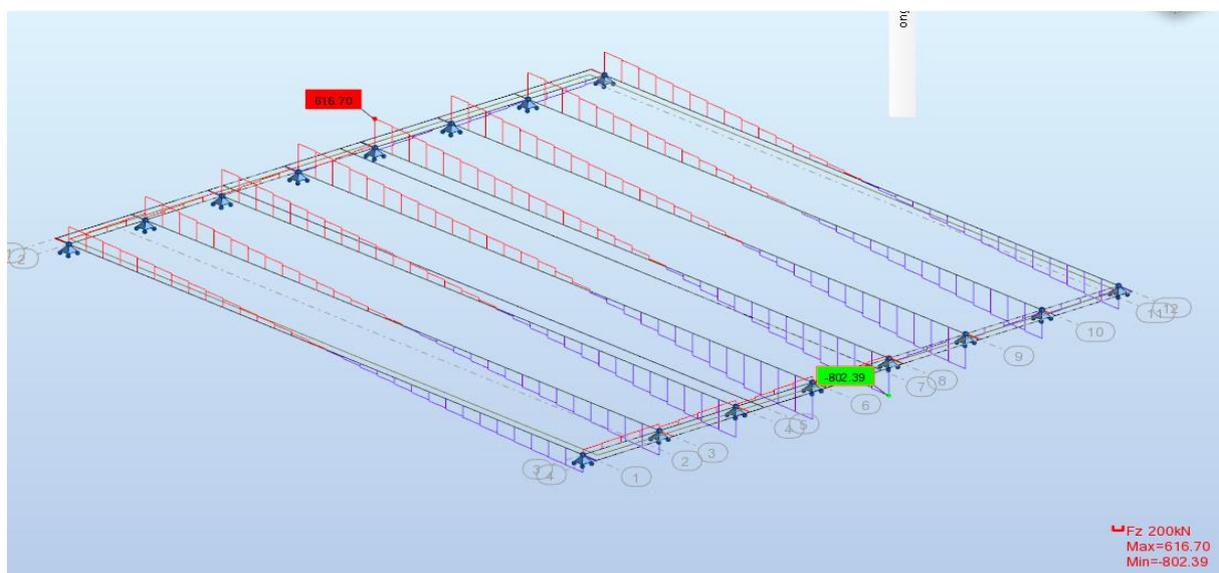


Figure II-11: Efforts tranchants maximums à L'ELU5

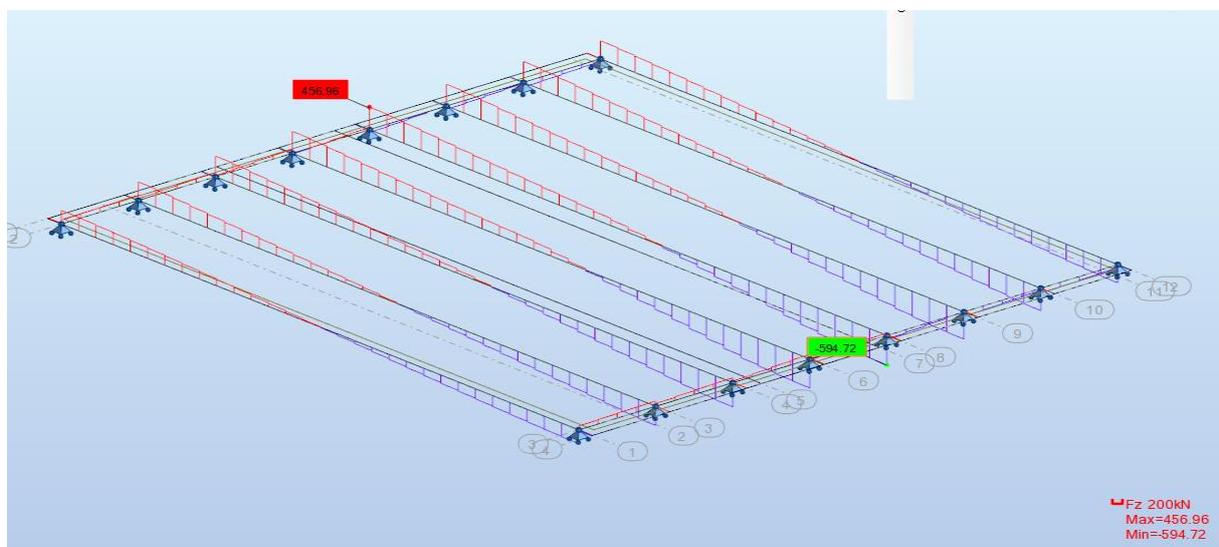


Figure II-12: Figure 19: Efforts tranchants maximums à L'ELS5

Tableau II-8: Efforts tranchants maximums à L'ELU et à L'ELS

	Combinaison max à l'ELU et l'ELS	Poutre 05	
		Appui 0	Appui 1
<b>T</b> (kN)	$ELU\ 5 : 1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,55M_{c120}$	802,39	616,70
	$ELS\ 5 : G + 1,2S_{trottoir} + 1,15M_{c120}$	594,72	456,96

b. *Calcul des aciers*

Le calcul des aciers est fait à l'ELS, la poutre sera dimensionnée comme une poutre en T. La section d'acier théorique obtenue est :  $A_{st\ th} = 115,07\ cm^2$ . Les détails de calcul sont représentés en Annexe 6.

▪ Choix des aciers

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{24HA25 = 117,8\ cm^2/ml} \\ \mathbf{Aciers tendus} \\ \mathbf{(armatures principales inferieures)} \end{array} \right.$$

Tableau II-9 : repartition des aciers dans la poutre

Types d'armatures	Types d'aciers	Diamètres (mm)	Nombres
Principales supérieures	HA500	12	12
Principales inferieures	HA500	25	24
Supérieures de construction	HA500	8	6
Longitudinales de peau	HA500	12	8
Transversales de peau	HA500	10	76

II.3.6.2. *Calcul du hourdis*

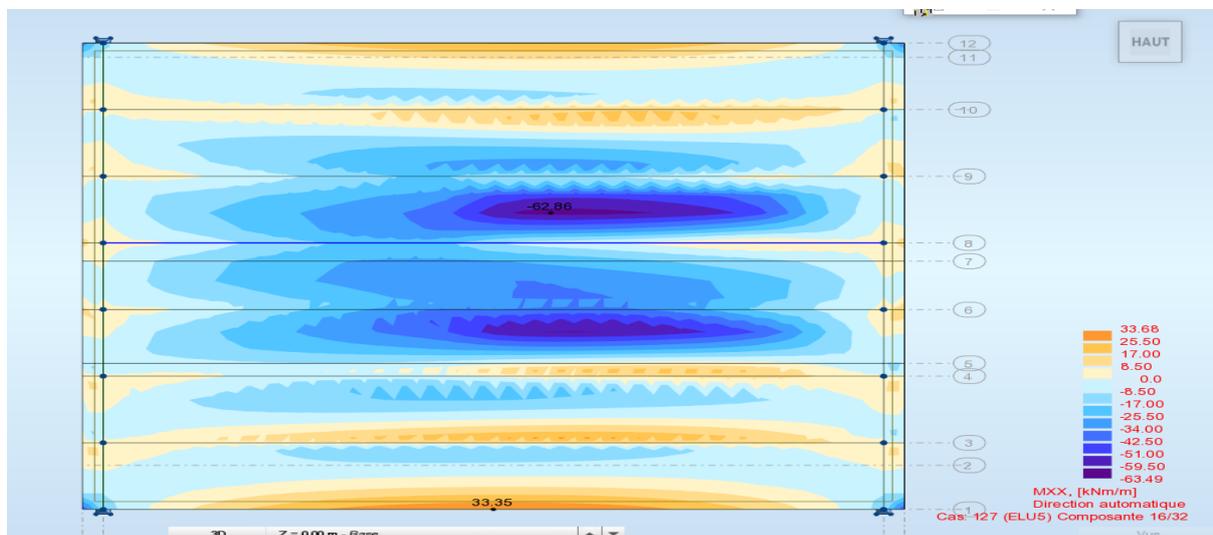
La dalle d'un pont sert de couverture destinée à recevoir la couche de roulement de la chaussée (Revêtement, étanchéité ...) et les surcharge des véhicule (civile, militaires, exceptionnelles) et transmettre leurs efforts aux poutres.

Le calcul des sollicitations dans la dalle, est effectué par le logiciel RSA 2018. La structure est modélisée comme suit :

- Sur sa largeur de 14,12 m le tablier sera modélisé avec une épaisseur constante de 16 cm sur des appuis simple linéaire espacé de 1,96 m correspondant à l'entraxe des poutres.

a. *Détermination des Sollicitations*

Le calcul de ferrailage du tablier du pont doit être fait dans un environnement préjudiciable; cependant nous effectuerons les calculs en flexion simple à l'ELU et à l'ELS et le cas le plus défavorable sera retenu. Voir Annexe 7 pour plus de détail de calcul.



*Figure II-13: Modélisation du tablier et calcul des sollicitations dans RSA 2019*

- ✓ **Présentation des sollicitations à l'ELU et L'ELS**
- **Moments fléchissant dans la dalle de couverture**

*Tableau II-10: Moments fléchissant dans la dalle de couverture*

Sollicitations		ELU	ELS
$M_{xx}$ (KN.m)	$M_{t,max}$	62,86	46,62
	$M_{app,max}$	33,35	24,71
$M_{yy}$ (KN.m)	$M_{t,max}$	55,85	41,40
	$M_{app,max}$	7,18	5,32

Nous avons dans le tableau ci-dessus les moments maximums en travée et sur appuis dans les directions x et y de la dalle.

- **Efforts tranchant dans la dalle de couverture**

*Tableau II-11: Efforts tranchant dans la dalle de couverture*

Sollicitations	ELU	ELS
$T_{xx}$ (KN)	115,20	85,45
$T_{yy}$ (KN)	37,80	28,02

Nous avons dans le tableau ci-dessus les efforts tranchants maximums en travée et sur appuis dans les directions x et y de la dalle.

i. Choix des aciers à L' ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{08 HA16 = 16,13 cm^2/ml} \\ \mathbf{S_t = 12,5 cm} \end{array} \right. \text{ (Aciers porteurs)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{07 HA16 = 14,07/ml} \\ \mathbf{S_t = 14 cm} \end{array} \right. \text{ (Aciers de répartitions)}$$

b. *Vérification du hourdis au non poinçonnement*

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées telle que le « Br. » ; il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :

La condition suivante doit être vérifiée pour qu'il n'y ait pas poinçonnement :

$$q_{elu} \leq q_{adm} = \frac{0,45 * h * u_c * f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_{elu}$ : Charge de calcul à l'état limite ultime.

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$h$  : Épaisseur totale de la dalle.

$h_r$  : Épaisseur du revêtement.

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

$$q_{adm} = \frac{0,45 * 0,16 * 3,32 * 30000}{1,5} = 4780,8 \text{ KN}$$

**Donc  $q_{etu} \leq q_{adm}$  donc il n'y a pas risque de poinçonnement de la dalle**

### II.3.6.3. Calcul de l'entretoise

Les entretoises d'appui solidarisent la section transversale, mais elles sont aussi nécessaires surtout lors de l'opération du vérinage. Cette opération est souvent effectuée pour changer les appareils d'appuis. Ces appareils d'appuis ont une durée de vie limitée.

Lors de cette opération les vérins seront placés à côté de chaque poutre de rive (0,75 m) et un vérin au milieu du pont. Pour plus de détail voir Annexe 9.

Le logiciel RSA sera utilisé pour le calcul et la disposition des aciers. Les résultats sont les suivants :

Tableau II-12 : repartition des aciers dans l'entretoise

Types d'armatures	Types d'aciers	Diamètres (mm)	Nombres
Principales supérieures	HA500	12	3
Principales inférieures	HA500	20	3
Transversales principales	HA500	12	100

### II.3.6.4. Etude de la prédalle

La prédalle est soumise aux charges suivantes :

- ✓ Charges permanentes dues à son propre poids ;
- ✓ Charges permanentes dues aux poids du hourdis sur la prédalle.

Le calcul des sollicitations nous donne :

- Moment fléchissant : 2,78 KN/ml
- L'effort tranchant : 6,89 KN

Le calcul des aciers nous donne :  $\begin{cases} 05 HA12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$

Les détails de calcul sont présentés en Annexe 10.

### II.3.7. Étude technique de la culée

#### II.3.7.1. Étude de la stabilité externe de la culée

L'étude de la stabilité de la culée va consister essentiellement à vérifier à l'État Limite de Service (ELS) comme à l'État Limite Ultime (ELU) après calculs des différentes sollicitations qui affectent la stabilité externe de la culée :

- Le non-poinçonnement du sol d'assise (La résistance du sol sous la semelle) ;
- Le non-glissement sur le sol d'assise (Stabilité au glissement) ;
- Le non-renversement de la culée (Stabilité au renversement) ;
- La résistance structurale de la culée (Stabilité interne).

Les calculs menés pour l'étude de la stabilité externe de la culée ont montré que toutes ces conditions sont vérifiées donc la culée est stable. Les détails de calcul de la stabilité externe de la culée sont présentés en Annexe 11.

#### II.3.7.2. Étude de la stabilité interne de la culée

L'étude de la stabilité interne de la culée va consister à dimensionner les différentes parties de la culée à savoir :

##### a. Etude du mur garde grève et du corbeau d'appui

Le mur garde-grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres : poussée des terres, poussée de charges en arrière du mur garde-grève, freinage (SETRA, appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires et ferrailage type, octobre 1977),

Les hypothèses sur l'action des différentes charges sont incertaines, ce qui rend le calcul complexe, Cependant le document « SETRA, appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires et ferrailage type, octobre 1977 » propose un ferrailage type en fonction de la hauteur et de l'épaisseur du mur.

Les détails de ferrailages du mur garde grève et du corbeau d'appui se trouvent en Annexe 12 pour plus d'éclaircissement.

b. *Etude de la dalle de transition*

La dalle de transition est dimensionnée conformément aux recommandations du SETRA dans le guide « Dalles de transition des ponts-routes-Techniques et réalisation, octobre 1984 ». Sa largeur est égale à la largeur de l'ouvrage, Ses hypothèses de calcul sont les suivantes :

- ✓ Elle est calculée en la supposant simplement appuyée d'une part sur le corbeau d'appui et d'autre part prenant appui sur le remblai par une bande de 0,6 m de largeur, Ce bord libre est renforcé par une armature de chaînage,
- ✓ Elle est soumise aux surcharges provenant du système des essieux tandem Bt.

Les détails de calculs se trouvent en Annexe 13 pour plus d'éclaircissement.

▪ **Détermination des sollicitations**

Tableau II-13: Moments fléchissant maximums à L'ELU et à L'ELS

	Combinaison max à l'ELU et l'ELS	Dalle de transition
<b>M</b> (kN.m)	<i>ELU</i> : $1,35M_G + 1,6M_Q$	119
	<i>ELS</i> : $M_G + 1,25M_Q$	89,5

▪ **Choix des aciers**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{08 HA16 = 16,13 \text{ cm}^2/ml} \\ \mathbf{S_t = 12,5 \text{ cm}} \end{array} \right. \text{ (Aciers porteurs)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{05 HA14 = 7,70 \text{ cm}^2/ml} \\ \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}} \end{array} \right. \text{ (Aciers de répartitions)}$$

c. *Etude du mur de front*

▪ **Détermination des sollicitations**

Tableau II-14 Moments fléchissant maximums à L'ELU et à L'ELS

	Combinaison max à l'ELU et l'ELS	Mur de front
<b>M</b> (kN.m)	$ELU: 1,35G + 1,5Q + 1,6[A(l) + Q_{tr} + Q_F]$	776
	$ELU: G + Q + 1,2[A(l) + Q_{tr} + Q_F]$	577

▪ **Choix des aciers**

$$\left\{ \begin{array}{l} 08 \text{ HA16} = 16,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12,5 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ (Aciers principaux)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 04 \text{ HA14} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ (Aciers secondaires)}$$

Les détails de calculs se trouvent en Annexe 15 pour plus d'éclaircissement.

d. Etude de la semelle

▪ **Détermination des sollicitations**

Tableau II-15 : Moments fléchissant maximums de la semelle a L'ELS

	Moments fléchissant maximums L'ELS	Valeurs
<b>M</b> (kN.m/ml)	<i>Patin</i>	145,44
	<i>Talon</i>	999

Conclusion ferrailage semelle : Pour des raisons constructives, nous allons adopter le même type de ferrailage aussi bien en talon qu'en patin, soit 07 HA 32/ml ; St=14 cm

Pour les armatures secondaires, nous adoptons la section suivante : 7HA16/ml (14,07cm<sup>2</sup>) ; St=14cm.

La Figure II-14 présente les conclusions adoptées pour les dimensionnements des différentes parties de la culée. Les détails de calculs se trouvent en Annexe 16 pour plus d'éclaircissement.

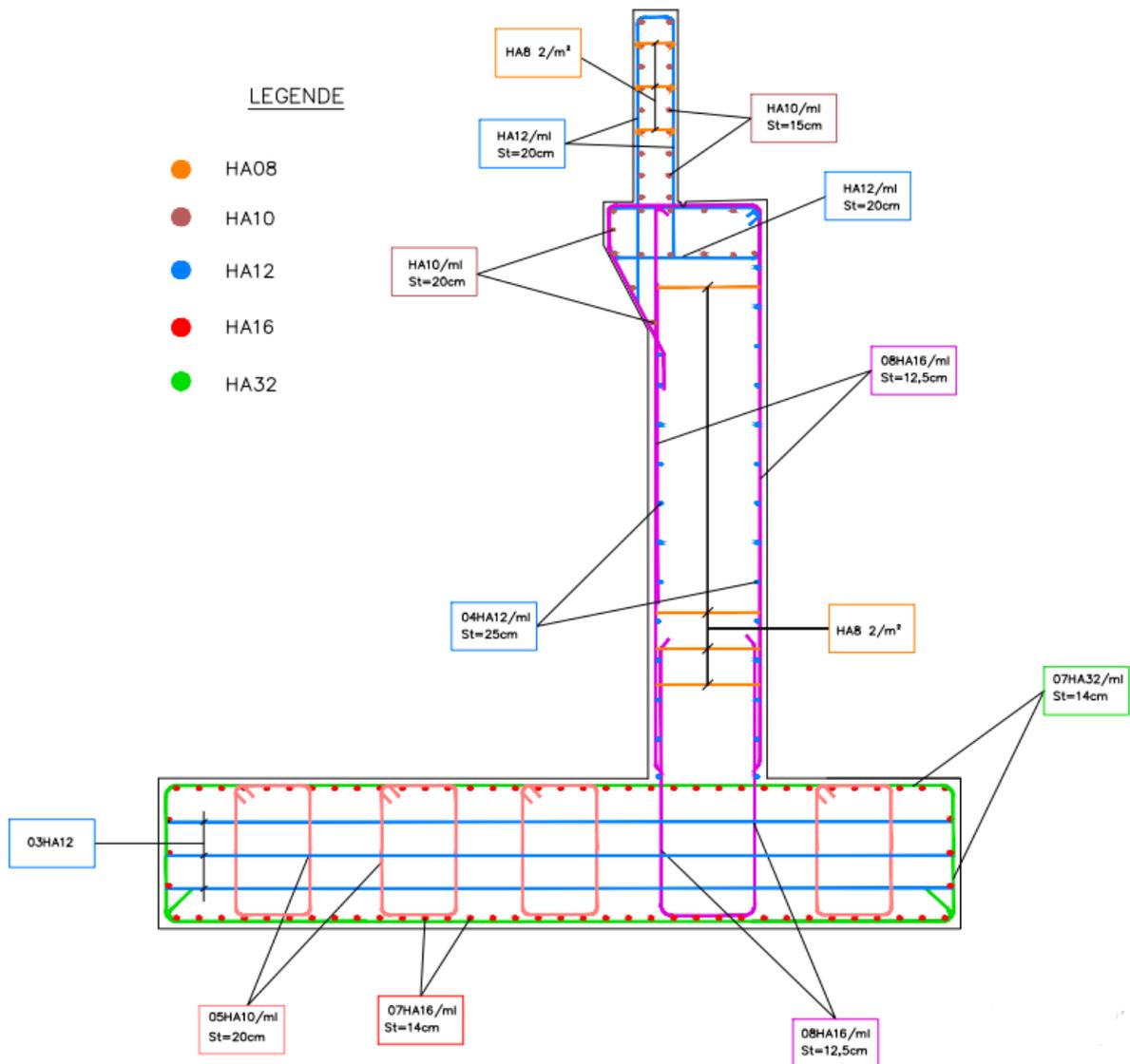


Figure II-14: Schéma ferrailage de la culée

## Conclusion partielle

Ce chapitre a consisté à vérifier la résistance de l'ouvrage vis-à-vis des contraintes liées à son utilisation. Les éléments du tablier qui sont les poutres, les entretoises et le hourdis général ont été vérifiés. C'est également le cas des culées où la stabilité externe a été vérifiée avec succès et les différentes parties (Mur de front, mur garde grève, semelle) constituant la culée ont également été calculés.

## Chapitre III. METHODOLOGIE D'EXECUTION DE L'OUVRAGE

En fonction des différentes contraintes présentes dans un site de construction, et en plus des caractéristiques physiques des ouvrages, il est judicieux pour la bonne exécution d'un ouvrage et le respect des délais contractuels, de choisir le bon procédé d'exécution pour chaque partie d'ouvrage.

Il est donc question pour nous dans ce chapitre de proposer une technique d'exécution à utiliser en phase de construction pour chaque partie de notre pont.

### III.1. Implantation de l'ouvrage

L'implantation représente la phase préliminaire de tout travail de construction d'un ouvrage, elle intervient après le nettoyage de l'emprise du projet et consiste au repérage de l'ouvrage dans l'espace et la matérialisation des lignes et axes des éléments de la fondation. Pour l'implantation de notre pont, il sera question premièrement de repérer la position exacte de l'ouvrage sur le tronçon. Le matériel utilisé à cette étape est essentiellement constitué d'appareils topographiques dont : théodolites, station totale, piquets etc...

### III.2. Exécution des fondations

Nous avons exécuté les fondations en 02 étapes (le gros béton et ensuite les semelles isolées).

#### III.2.1. Mise en œuvre du gros béton

Le gros béton très important pour la résistance des fondations et de l'ouvrage. Sa construction est suivie de près et passe par plusieurs étapes.

##### III.2.1.1. Le compactage

Après avoir terminé les fouilles, le compactage est l'activité qui fut réalisée. Les opérations de compactage effectuées ont pour objectif premier d'améliorer la qualité du terrain et fournir un terrain ferme et solide pour accueillir les fondations. Cela permet d'éliminer les poches d'air du sol car elles peuvent potentiellement causer des mouvements lors de la construction. La Figure III-1 ci-dessous illustre la réalisation des fouilles et compactage.



Figure III-1: réalisation des fouilles et compactage



Figure III-2 : coffrage

#### III.2.1.2. Le coffrage

Une fois le compactage réalisé, l'étape qui suit c'est le coffrage. Le coffrage permet de maintenir et de contenir le béton frais jusqu'à son durcissement et de lui conférer la forme souhaitée. La hauteur fixée pour la mise en place du gros béton était de 1m. Des fers d'un diamètre de 12 mm ont été disposés de façon verticale, à l'intérieur de l'espace délimité par les coffreurs. Ces fers implantés dans le sol avaient une hauteur de 1, 2 m, avec 0,2m implantés dans le sol et 1m libres en surface. La disposition s'est faite sur la largeur et la longueur de la surface. La Figure III-2 ci-dessus matérialise le coffrage du gros béton.

#### III.2.1.3. L'exécution (bétonnage)

L'exécution du radier s'est faite en deux temps. Le béton était formé à la centrale de Pabré puis transporté par des camions toupies jusqu'au chantier. A l'aide d'une pompe, le béton a été déversé dans l'espace délimité. Une première couche de béton fut déposée et ensuite des roches sauvages ont été placées dans l'enceinte, avant de poursuivre le travail avec le béton. Le travail s'est intercalé ainsi jusqu'à atteindre la hauteur de 1,00 m.

La Figure III-3 ci-dessous illustre la mise en œuvre du gros béton pouvant accueillir la semelle de la culée.



Figure III-3: réalisation du gros béton



Figure III-4: ferrailage de la semelle

### III.2.2. Réalisation de la semelle de fondation

Tout comme le gros béton, la semelle fait partir de la fondation de l'ouvrage. Elle intervient dans sa stabilité et la répartition des charges dans le sol.

#### III.2.2.1. Ferrailage de la semelle de fondation

Le ferrailage constitue la charpente de l'infrastructure. Il permet à l'ouvrage de mieux résister à la traction. Il faut donc s'appliquer à cette étape pour la résistance de la structure. Les armatures ont été disposées par la suite sur la longueur du gros béton. Elles étaient disposées dans le respect des espacements tel que prévu dans les plans de ferrailage. La Figure III-4 ci-dessus illustre le ferrailage de la semelle de la culée.

#### III.2.2.2. Coffrage

Le coffrage de la semelle s'est effectué à l'aide des planches métalliques qui ont été disposées horizontalement et verticalement, soutenues par les étais. Les planches ont d'abord été lubrifiées afin de faciliter le décoffrage. La Figure III-5 ci-dessous illustre le coffrage de la semelle de la culée de notre ouvrage.



Figure III-5: coffrage de la semelle

Figure III-6: bétonnage de la semelle

### III.2.2.3. Le bétonnage

Le béton déversé dans le ferrailage était vibré afin d'éliminer toutes les poches d'air et permettre une bonne adhérence entre l'acier et le béton. Le travail a été fait tout en respectant le niveau de la hauteur de la semelle qui était de 1m. La Figure III-6 ci-dessus illustre le bétonnage de notre semelle.

## III.3. Réalisation de la culée

La culée d'un pont est la partie située sur la rive destinée à supporter le poids du tablier à poutre.

### III.3.1. Ferrailage de la culée

Le ferrailage de la culée a commencé presque avec celui de la semelle. Les armatures formées plutôt ont été utilisées directement pour continuer le travail. Elles devraient être disposées de sortes à former de pentes du milieu vers les extrémités. Les topographes sont donc venus marquer des niveaux afin que les ferrailleurs puissent réaliser le travail. La Figure III-7 ci-dessous illustre le ferrailage de la culée de notre ouvrage.



Figure III-7 : ferraillage de la culée

Figure III-8: coffrage de la culée

### III.3.2. Coffrage de la culée

Le coffrage de la culée a suivi le même processus que celui de la semelle mais a suscité plus d'attention car des éléments nouveaux y ont intervenu dans sa réalisation. Les étais qui soutiennent les planches métalliques prennent appuis sur les piquets implantés dans le béton lors de la réalisation de la semelle. La hauteur finie de la culée après coulage est de 7 m. La Figure III-8 ci-dessus illustre le coffrage de la culée de notre ouvrage.

### III.3.3. Coulage du béton

Cette étape a suivi le même processus que les réalisations précédentes. Lors de cette réalisation, nous n'avons pas procédé par bloc comme au niveau de la semelle, mais par couche. La Figure III-9 ci-dessous illustre le bétonnage de la culée de notre ouvrage.



Figure III-9: coulage du béton

### III.4. Réalisation du tablier

La réalisation du tablier est l'étape la plus délicate, car elle doit se faire au millimètre près. Pour sa bonne exécution plusieurs étapes doivent être respectées :

#### III.4.1. La pose des poutres préfabriquées

Les poutres préfabriquées sont posées à l'aide d'une grue sur les appareils d'appuis posés en avance. Pour se faire, elle a besoin de 04 techniciens :

- ✓ 02 techniciens au sol pour guider les poutres sur les culées ;
- ✓ Et les 02 autres techniciens sur les culées, pour réceptionner les poutres et bien les positionner sur les appareils d'appui.

#### III.4.2. Le ferrailage, le coffrage et le bétonnage des entretoises

Une fois la pose des poutres faite, les techniciens passeront par la suite ferrailer les entretoises en se repérant des attentes laissées sur les poutres (au niveau des appareils d'appuis). Après ce processus place au coffrage et au bétonnage.

#### III.4.3. Pose des prédalles

La pose des prédalles s'effectue comme la pose des poutres ; c'est-à-dire toujours à l'aide d'une grue et les techniciens. Les prédalles seront déposées sur les poutres afin de faciliter le ferrailage et le bétonnage du hourdis.

#### III.4.4. Ferrailage et bétonnage du hourdis

Une fois les poses des prédalles faites ; place maintenant au ferrailage et au bétonnage de notre hourdis. Le ferrailage doit se faire suivant les plans d'exécutions.

### III.5. La mise en place des équipements

Elle consistera en la construction des dalles de transition et la pose des équipements. Avant l'exécution des dalles de transition, il est primordial tout d'abord de procéder au remblaiement en arrière de la culée car rappelons le, la dalle de transition repose sur deux appuis avec d'un côté le corbeau d'appui situé sur la culée et de l'autre côté le remblai technique en arrière de la culée. Ainsi après la mise en œuvre et compactage du remblai à l'aide d'engins de terrassements

tels que la pelle en retro ou en bute ou la chargeuse pour le travail de chargement des terres ; l'utilisation d'une niveleuse pour l'épandage des remblais ; le compacteur et la dame sauteuse pour effectuer le compactage du remblai, on procède à la mise en place des dalles qui seront ferrillées puis coulées sur place. En dernière étape on peut donc procéder à la mise en place des autres équipements dont les barrières de sécurité qui doivent être scellés manuellement dans leurs massif de fixation situé en about du trottoir, les bordures de trottoirs qui doivent être posés sur la traverse à travers un mortier de pose et suivant l'alignement de celles situées sur les voies d'accès et enfin le revêtement constitué de l'enrobé bitumineux est mis en place sur la traverse à l'aide d'un finisher et compacté à l'aide d'un compacteur à roues. Ce revêtement ne pourra être mis en œuvre qu'après application des couches d'étanchéité sur la plateforme.

### Conclusion partielle

Dans ce chapitre, nous avons présenté la méthodologie d'exécution du projet, en expliquant avec image en appui le processus de mise en œuvre des différentes parties de l'ouvrage. Au cours de notre stage nous avons assisté de l'implantation jusqu'au bétonnage de la culée.

## Chapitre IV. IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET ETUDE FINANCIERE

Dans ce présent chapitre, il sera question pour nous d'analyser les préoccupations environnementales et les effets susceptibles d'être générés par la construction et l'exploitation de notre ouvrage et par la suite d'effectuer une étude financière pour déterminer le cout financier global de la réalisation de notre ouvrage.

### IV.1. Étude d'impact environnemental

Le projet de construction du pont, comprend un ensemble d'activités qui généreront des impacts pendant les travaux de construction et durant toute sa phase d'exploitation. L'aboutissement de ce travail d'analyse va permettre de faire une proposition des mesures d'atténuation appropriées pour les impacts négatifs et de mesures de bonification pour renforcer les impacts positifs.

#### IV.1.1. Identification des impacts du projet sur l'environnement

##### IV.1.1.1. Impacts négatifs

Les impacts négatifs du projet les plus significatifs sur l'environnement concernent, entre autres, la/le/l' :

- Augmentation de l'effet de serre : elle sera principalement due à l'émission de  $CO_2$  lors de la combustion des combustibles fossiles, dans les voitures, les camions, les engins, les centrales à béton ;
- Destruction de la couche d'Ozone : Elle se manifeste par un amincissement de la couche d'ozone dans la stratosphère et se produit lorsqu'il y a rupture d'équilibre dynamique entre la production d'ozone et de la destruction d'ozone ;
- Pollution de l'air par les poussières et les fumées dues aux passages des véhicules sur le chantier ;
- Destruction de la végétation dans l'emprise de l'ouvrage et des zones d'emprunt du remblai ;
- Destruction et perturbation de la faune et de son habitat ;
- Risque de développement des maladies et nuisances liées à la poussière et au bruit ;

- Risque de contraction et de propagation de la maladie épidémique de la covid 19.

#### IV.1.1.2. Impacts positifs

Les impacts positifs les plus significatifs du projet sur l'environnement sont entre autres, le/la/l' :

- Création d'emploi pour les populations locales à travers le recrutement de la main d'œuvre par l'entreprise adjudicataire du marché ;
- Renforcement du patrimoine infrastructurel et de l'aspect esthétique de la ville de Ouagadougou ;
- Développement des activités génératrices de revenus en rapport avec le chantier en phase construction (restauration, commerce, etc...).

#### IV.1.2. Mesures d'atténuation des impacts négatifs et des dangers

C'est l'ensemble des dispositions à adopter que nous proposons comme solutions pour la limitation des impacts négatifs du projet sur l'environnement et dans la société locale. Ces mesures sont celles qui suivent :

- À l'aide d'un camion-citerne arroseur, arroser au préalable de façon journalière, les pistes servant au passage des véhicules et engins de chantier afin d'éviter le soulèvement de poussière et couvrir à l'aide de bâches les matériaux entreposés ou en cours de transport ;
- Éviter toute émission de bruit non indispensable et également les travaux de nuit ;
- Tracer les pistes d'accès aux emprunts de manière à éviter formellement les zones boisées, les zones de forte concentration de la faune et les zones d'intérêts agricole et pastorale ;
- Élaborer et mettre en œuvre rigoureusement un plan de gestion des déchets ;

Trouver un accord avec la société ferroviaire du Burkina Faso pour qu'elle mette à disposition sur le chantier des agents qui auront pour rôle en phase de construction d'alerter les ouvriers en cas d'arriver du train.

## IV.2. Devis quantitatif et estimatif des travaux

Le devis quantitatif notamment estimatif a pour but de donner au Maître d'ouvrage une idée réelle du coût d'exécution de son projet. Le tableau ci-dessous donne le coût estimatif d'exécution du projet en toute taxe comprise.

N	Désignations	Unités	Quantités	Prix unitaires	Prix total
<b>Lot 100: Installation et terrassements</b>					
101	Amené et repli	ff	1.00	50 000 000	50 000 000
102	Installation du chantier	ff	1.00	20 000 000	20 000 000
103	Implantation et fouilles	U	1.00	7 000 000	7 000 000
TOTAL LOT 100					77 000 000
<b>Lot 200 : Tablier</b>					
201	Béton pour poutres	m <sup>3</sup>	150.88	190 000	28 667 200
202	Acier pour poutre	Kg	24241.03	1 200	29 089 236
203	Coffrage pour poutres	m <sup>2</sup>	481.60	20 000	9 632 000
204	Béton pour hourdis	m <sup>3</sup>	71.40	190 000	13 566 000
205	Acier pour hourdis	Kg	11471.43	1 200	13 765 716
206	Béton pour TPC	m <sup>3</sup>	11.38	190 000	2 162 200
207	Acier pour TPC	Kg	1828.36	1 200	2 194 032
208	Béton pour prédalles	m <sup>3</sup>	28.84	190 000	5 479 600
209	Béton pour entretoise	m <sup>3</sup>	5.69	190 000	1 081 100
210	Acier pour entretoise	kg	913.86	1 200	1 096 632
211	Coffrage pour entretoises	m <sup>2</sup>	85.32	20 000	1 706 400
TOTAL LOT 200					108 440 116
<b>Lot 300 : Culée</b>					
301	Béton pour culée	m <sup>3</sup>	405.17	190 000	76 982 300
302	Acier pour culée	Kg	47708.58	1 200	57 250 296
303	Coffrage pour culée	m <sup>2</sup>	1019.91	20 000	20 398 200
304	Béton pour semelle	m <sup>3</sup>	300.00	190 000	57 000 000
305	Béton de propriété pour semelle	m <sup>3</sup>	60.00	70 000	4 200 000

306	Acier pour semelle	Kg	35324.86	1 200	42 389 832
307	Coffrage pour semelle	m <sup>2</sup>	140.00	20 000	2 800 000
TOTAL LOT 300					256 820 628
<b>Lot 400 : Equipements du pont</b>					
401	Béton de trottoir	m <sup>3</sup>	8.22	190 000	1 561 800
402	Barrière de retenue BN4	ml	63.20	40 000	2 528 000
403	Corniche	ml	31.60	25 000	790 000
404	Gargouille de descente d'eau	U	30.00	15 000	450 000
405	Joint de chaussée	ml	60.00	15 000	900 000
406	Étanchéité	m <sup>2</sup>	446.19	20 000	8 923 800
407	Appareils d'appuis	U	32.00	1 200 000	38 400 000
TOTAL LOT 400					53 553 600
<b>Lot 500: Mesure environnementale et sociale</b>					
501	Mesure d'atténuation lors des travaux	ff	1.00	20 000 000	20 000 000
502	Plantation d'arbre	U	50	8 000	400 000
503	Remise en état du site après les travaux	ff	1.00	20 000 000	20 000 000
TOTAL LOT 500					40 400 000
TOTAL HORS TAXE					536 214 344
TVA (18%)					96 518 582
<b>MONTANT TOTAL TTC</b>					<b>632 732 926</b>

Le coût de réalisation de notre ouvrage est de **632 732 926 FCFA** (Six cent trente-deux millions sept cent trente-deux mille neuf cent vingt-six)

### Conclusion partielle

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'étude financière et l'impact environnemental. En ce qui concerne l'étude financière, notre projet s'élevé à **632 732 926 FCFA**. Pour sa bonne exécution, il devra toutefois respecter l'environnement afin que les populations ne soient pas mal à l'aise lors des travaux.

## Conclusion générale

Parvenu au terme de notre étude où l'objet de notre travail portait sur la construction d'un ouvrage d'art pour le franchissement du chemin de fer à YIMDI. Après plusieurs analyses des contraintes liées au lieu de réception du projet et aussi des contraintes liées aux caractéristiques de l'obstacle à franchir, nous avons retenus un pont à poutre en béton armé à une travée comme solution optimale par rapport à ce projet.

Le pont à poutre ainsi retenu a une portée de 15,00 m et a une hauteur de tirant d'air de 5,00 m. Il est constitué de 02 tabliers de 14,12 m chacun et deux trottoirs de 1,30 m de largeur chacun. L'ouvrage repose sur des fondations superficielles.

L'étude de la méthodologie d'exécution de notre pont nous a permis de proposer la méthode du gros béton pour la construction des fondations superficielles, l'utilisation des coffrages verticaux classiques tels que les banches métalliques ou les coffrages en bois et la méthode de coulage sur site pour la réalisation des culées et murs en retours de l'ouvrage. Pour l'exécution du tablier, les poutres seront des préfabriqués.

Les quantités de bétons et d'aciers calculées pour des semelles et des culées sont légèrement inférieures à celles réalisées sur le terrain (entreprise). Cet ouvrage allie d'autant plus un coût économique acceptable au vu de l'enveloppe du marché que nous estimons à la somme de 632 732 926 FCFA.

## Bibliographie

- [1] Commission Centrale des Marchés (CCM), Fascicule 61 (Conception, Calcul et Epreuves des Ouvrages d'Art) -Titre II : Programme de charge et épreuves des ponts routiers, Direction des Transports Routiers et Ferroviaires (DTRF), 1971
- [2] E. W. KEZIE, Etude technique d'un pont à poutres en Béton Armé à Boadé (Togo), Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE, Ouagadougou
- [3] J.A. CALGARO, Projet de construction des ponts, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2000
- [4] J.P. MOUGIN, Béton Armé, BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, Editions EYROLLES, 2000
- [5] J. PERCHAT, J. ROUX, Pratiques du BAEL 91 Cours avec exercices corrigés, Deuxième édition, Éditions EYROLLES, Paris, 2001, pp. 89-362.
- [6] K.A. GALLEY, Dimensionnement du tablier du pont à poutres en Béton Précontraint sur la rivière TOUM au Togo, Institut de Formation Technique Supérieure IFTS, 2017, Lomé, pp. 9-128
- [7] M. BEN OUEZDOU, Cours d'Ouvrages d'Art, *Tome 1 : Conception*, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Tunis, 2008, pp. 1-162
- [8] M. BEN OUEZDOU, Cours d'Ouvrages d'Art, *Tome 2 : Dimensionnement*, Tunis, 2008, pp. 1-162
- [9] O. BEN MEKKI, Cours de Pont, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Tunis, 2011
- [10] P.J. O. BOUNDJOU, Conception, dimensionnement et exécution d'un pont à poutres sur la rivière TOUM au Togo, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE, Ouagadougou, pp. 30-99
- [11] Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), Guide Technique : Appareil d'appui en Elastomère Fretté-Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, Paris, 2007, pp. 9-72

[12] W.S.M. KABORE, Conception et dimensionnement d'un pont pour le franchissement du cours d'eau BERE et aménagement des voies d'accès, Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2iE, Ouagadougou, pp. 69-113.

[13] M. ISSOUFOU TAMBOURA, Cours d'ouvrages d'art 2IE, 2015.

[14] CENTRALE DES MARCHES, fascicule N°62-TitreV : Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil., 1993

[15] Bulletin technique numéro 4 concernant les appareils d'appui et document LCPCSETRA relatif à leur environnement (recueil des règles d'art), juin 1990.

[16] SETRA (1984), relatif aux dalles de transition des ponts-routes-Techniques et réalisation.

[17] Documents Techniques Unifiés (DTU 13.1 et 13.2 pour les Fondations), mars 1988

## Annexes

Annexe 1 : pré-dimensionnement du tablier .....	II
Annexe 2 : pré-dimensionnement de la culée .....	V
Annexe 3 : Évaluation des charges.....	IX
Annexe 4 : Évaluation des surcharges.....	XII
Annexe 5 : Définition des combinaisons.....	XX
Annexe 6 : Calcul du ferrailage de la poutre.....	XXIII
Annexe 7 : Calcul du ferrailage de la dalle .....	XXVIII
Annexe 8 : Étude des appareils d'appuis .....	XLIII
Annexe 9 : Calcul du ferrailage entretoise .....	XLV
Annexe 10 : Étude de la prédalle .....	XLVIII
Annexe 11 : Étude de stabilité externe de la culée.....	L
Annexe 12 : Dimensionnement du mur garde grève et du corbeau .....	LX
Annexe 13 : Dimensionnement de la dalle de transition.....	LXII
Annexe 14 : Dimensionnement du sommier .....	LXVI
Annexe 15 : Dimensionnement du mur de front .....	LXVIII
Annexe 16: Dimensionnement semelle de la culée.....	LXXV

*Annexe 1 : pré-dimensionnement du tablier*

Il s'agira dans cette annexe de montrer plus en détails les calculs et les justifications ayant permis d'aboutir au choix d'une section pour chaque élément du tablier :

1. Poutres

a. La hauteur des poutres (HP)

Les poutres doivent avoir une hauteur comprise dans l'intervalle :

$$\frac{1}{17} \leq \frac{H_p}{L} \leq \frac{1}{15} \quad (\mathbf{H_p} \text{ désigne la hauteur totale de la poutre sous le hourdis et } \mathbf{L} \text{ la portée})$$

$$0,88 \leq \frac{H_p}{L} \leq 1$$

Nous choisirons donc **HP = 0,90 m**

b. La largeur (b) des poutres

La largeur b des poutres doit être supérieure ou égale au tiers de la hauteur.

L'inéquation suivante traduit cette expression.

$$b \geq \frac{HP}{3}$$

$$b \geq \frac{0,90}{3}$$

$$b \geq 0,33$$

Nous choisirons donc **b = 0,40 m**

c. Le nombre de poutre (N)

Le nombre de poutres à prendre est fonction de la largeur du tablier. Le tableau proposé par Calgaro nous donne les correspondances suivantes :

**Tableau de Calgaro donnant le nombre de poutres en fonction de la largeur du tablier**

Largeur du tablier (m)	< 6	6 à 9	9 à 11	11 à 14
N	2	3	4	5

La largeur de notre pont étant de **30m**, nous étudierons le demi-tablier de notre ouvrage (14,12 m)

Dans ce cas d'après le tableau de Calgaro on a : **N=6 poutres** (demi-tablier).

- **Entraxe des poutres ( $\lambda$ )**

Il n'y aura pas de partie en encorbellement pour éviter l'emploi de coffrage en porte à faux. L'entraxe entre poutre  $\lambda$  est alors :

$$\lambda = \frac{lt - b}{N - 1} \quad (\text{lt désigne la largeur du tablier ; } \mathbf{b} \text{ la largeur de la poutre})$$

$$\lambda = \frac{14,12 - 0,4}{6 - 1}$$

$$\lambda = \mathbf{2,74 \text{ m}}$$

Or l'entraxe doit être comprise entre 1 et 2 ; ( $1 \leq \lambda \leq 2$ )

D'où le nombre de poutre N (demi tablier) est de :

$$\lambda = \frac{L}{N-1} \quad (L=14,12 \text{ m la largeur du demi tablier (tablier indépendant)})$$

On adoptera  $\lambda=1,96 \text{ m}$

$$N = \frac{L}{\lambda} + 1$$

$$N = \frac{14,12}{1,96} + 1$$

$$\mathbf{N = 8 \text{ Poutres}}$$

## 2. Les entretoises

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

- Sa hauteur notée  $H_e$  varie comme suit :

$$0,8H_p \leq H_e \leq 0,9H_p \Rightarrow 0,8 \times 0,9 \leq H_e \leq 0,9 \times 0,9$$

$$\Rightarrow 0,72 \leq H_e \leq 0,81$$

Nous retiendrons  **$H_e = 0,8$  m**

Pour permettre de pouvoir placer les vérins lors des opérations de changement des appareils d'appuis, nous allons réduire la hauteur de l'entretoise de 20 cm (hauteur nécessaire pour placer les vérins). La hauteur définitive de l'entretoise sera donc :

$$**HE = 0.8 - 0,2 = 0,6** m$$

## 3. Hourdis

Dans notre cas nous allons prendre l'épaisseur  $e_h$  du hourdis égal à 24 cm

- Prédalle = 8 cm;
- Hourdis général = 16 cm.

## *Annexe 2 : pré-dimensionnement de la culée*

Les culées sont les appuis qui sont situés à l'extrémité de part et d'autre du pont. Elles supportent le poids du tablier et des surcharges. Elles sont constituées essentiellement de :

- Un mur de front sur lequel s'appuie le tablier, ce mur a pour rôle aussi de soutenir le remblai d'accès,
- Des murs latéraux appelés mur en retour s'ils sont parallèles au pont (ou mur en aile s'ils sont inclinés), ils assurent le soutènement des remblais d'accès,
- Un mur garde-grève, pour séparer le tablier du remblai,
- Dalle de transition, se reposant d'une part sur un corbeau situé dans le mur de front et d'autre part sur le remblai d'accès, permet de limiter le tassement du remblai à l'abord du tablier.

Les culées seront pré-dimensionnées en suivant les prescriptions du dossier pilote PP73 du SETRA ainsi que des recommandations du document de CALGARO.

Des culées remblayées seront mises en place pour supporter les charges provenant du tablier et jouer le rôle de soutènement des remblais d'accès. Egalement le choix sera porté sur des murs en retour plutôt que des murs en aile.

### 1. Le mur garde-grève

Il a pour rôle de séparer physiquement l'ouvrage et le remblai. C'est une voile en béton armé construit après l'achèvement du tablier.

#### a. Hauteur du mur

La hauteur du mur garde-grève est définie comme suit :

$H_{gg}$  = hauteur du tablier + hauteur appareil d'appuis et son bossage

La hauteur de l'appareil d'appui et de son bossage doit être supérieure à 25 cm. Une hauteur totale de **30 cm** sera adoptée.

$$H_{gg} = 0,9 + 0,3$$

$$H_{gg} = 1,2$$

b. Epaisseur du mur

L'épaisseur du mur est donnée en fonction de sa hauteur :

Hauteur (m)	$\leq 1$	1 à 2	$\geq 2$
Epaisseur (cm)	20	20 à 30	30

Une épaisseur de **30 cm** sera prise en compte

2. Le mur de front

a. Hauteur du mur de front

La hauteur du mur est la hauteur entre la partie supérieure de la semelle et le sommier d'appuis. En fixant les fondations à 1 m en dessous du terrain naturel, la hauteur sera :

$$H_{mf} = 6,62 \text{ m}$$

b. Epaisseur du mur de front

D'après CALGARO, l'épaisseur est définie par la formule suivante :

$$Emf = \sup(0,6 ; H/8)$$

$$Emf = \sup(0,6 ; 6,62/8)$$

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

3. Le mur en retour

a. Epaisseur du mur en retour

L'épaisseur du mur est donnée en fonction de la longueur  $l$  du mur par la formule :

$$Emr = \frac{l+2}{20} ; \text{ pour } 2 \leq l \leq 6$$

Dans ce cas, la valeur de  $l$  sera fixée à 4 m.

$$Emr = \frac{4+2}{20}$$

$$Emr = 0.3 \text{ m}$$

b. Hauteur du mur en retour

La hauteur du mur est égale à la hauteur totale de la culée.

$H_{mr}$  = hauteur du mur de front + hauteur du mur garde grève

$$H_{mr} = 6,62 + 1,2$$

$$H_{mr} = 7,82 \text{ m}$$

4. Le corbeau d'appuis

Il fait partie du mur garde grève et est situé à l'arrière du mur et à 50 cm de l'arase supérieur du mur. Il sert d'appuis à la dalle de transition. Son épaisseur sera de **30 cm**.

5. Les murets-caches

Ce sont des murs en béton ou parpaing situés aux extrémités du mur garde-grève. Ils permettent de protéger les appareils d'appuis des eaux et des terres. Leur épaisseur est de **20 cm**.

6. Dalle de transition

✓ Sa longueur est déterminée par la formule suivante :  $L_{dt} = \text{inf.}(6m; \text{sup.}(3m; 0,6 \times h))$

Avec **h** la hauteur du remblai :  **$h = 7,82 \text{ m}$**

$$L_{dt} = \text{inf.}(6m; \text{sup.}(3m; 0,6 \times 7,82))$$

$$L_{dt} = 5,00 \text{ m}$$

✓ Epaisseur

Son épaisseur est généralement de **30 cm**.

7. Pré-dimensionnement des semelles de la culée

Tout projet de génie civil met en jeu des systèmes de fondations (superficielles ou profondes) dont la conception conditionne la pérennité des ouvrages. Le type de fondation retenu pour notre ouvrage est une fondation superficielle ; il s'agira des semelles qui vont reposer

directement sur le sol porteur afin de lui transmettre directement les charges et surcharges de la structure. Son pré-dimensionnement se fait suivant les expressions suivantes :

a. Pré-dimensionnement de la largeur de la semelle  $l_s$  :

$$\frac{H_t}{3} \leq l_s \leq \frac{2H_t}{3}$$

$$\text{Soit } \frac{7,82}{3} \leq l_s \leq 2 \times \frac{7,82}{3} \iff 2,61 \leq l_s \leq 5,21$$

On adopte  $l_s = 5,00 \text{ m}$

b. Pré-dimensionnement de l'épaisseur de la semelle  $h_s$  :

$$h_s \cong \frac{H_t}{12} = \frac{7,82}{12} = 0,65 \text{ m}$$

On adopte  $h_s = 1,00 \text{ m}$

c. Pré-dimensionnement de la largeur du patin  $l_p$  :

$$\frac{H_t}{8} \leq l_p \leq \frac{H_t}{5}$$

$$\text{Soit } \frac{7,82}{8} \leq l_p \leq \frac{7,82}{5} \iff 0,98 \leq l_p \leq 1,56$$

On adopte  $l_p = 1,20 \text{ m}$

d. Pré-dimensionnement de la largeur du talon de la semelle  $l_t$  :

$$l_t = l_s - (l_p + \text{épaisseur mur en de front})$$

$$l_t = 5,00 - (1,20 + 1,00) = 2,80 \text{ m}$$

$$l_t = 2,80 \text{ m}$$

e. Pré-dimensionnement de la longueur de la semelle  $L_s$  :

$$L_s = \text{largeur de la voie} + 2 * \text{épaisseur mur en retour} + 2 * \text{débord éventuel}$$

$$L_s = 30 + 2 \times 0,3 + 2 \times 0,10 = 30,80 \text{ m}$$

*Annexe 3 : Évaluation des charges*

1. Évaluation des charges :

L'ouvrage doit être capable de résister aux efforts appliqués qui sont les suivants :

- Les charges permanentes  $G_1$  (CP) ;
- La charge permanente complémentaire  $G_2$  (CCP) ;
- Les surcharges routières.

i. Les charges permanentes  $G_1$

Elles sont constituées du poids propre des poutres, le poids propre des entretoises et le poids propre de la dalle. Le tableau suivant nous présenté le calcul des charges permanentes :

**Evaluation des charges permanentes  $G_1$**

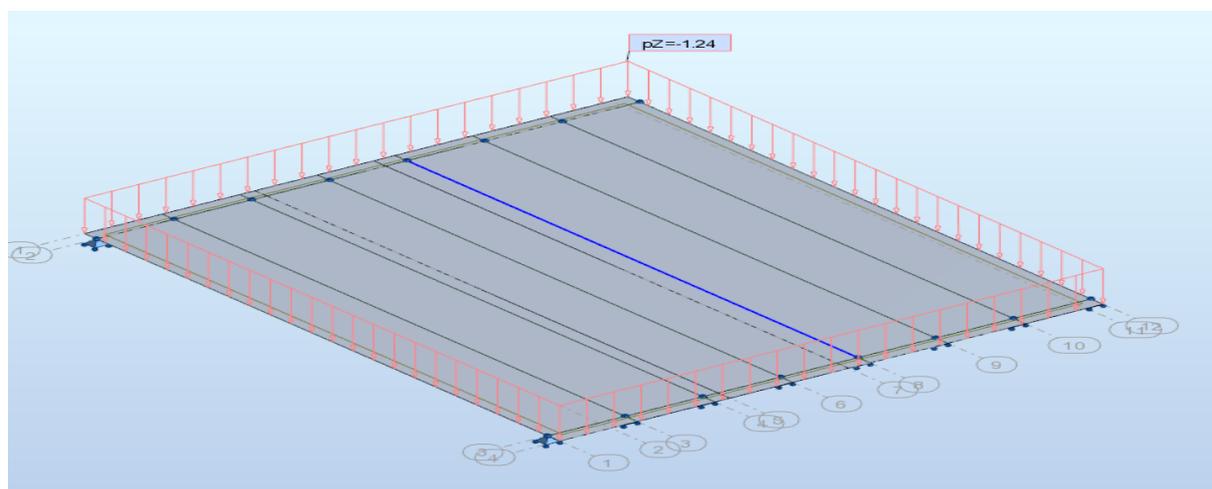
Éléments	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Section (m <sup>2</sup> )	Nombre d'éléments	Section totale (m <sup>2</sup> )	Poids (kN/ml)
Poutres principales 0,66*0,4	25	0,264	8	2,112	52,8
TPC 1,40*0,20	25	0,1848	1	0,1848	4,62
Entretoises 0,6*0,2	25	0,12	2	0,24	6
Dalles béton armé	25	3,39	1	3,39	84,75
<b>TOTAL (kN/ml)</b>					<b>148,17</b>
<b>G<sub>1</sub>= Poids total (KN)</b>					<b>2341,086</b>

ii. Les charges permanentes complémentaires  $G_2$

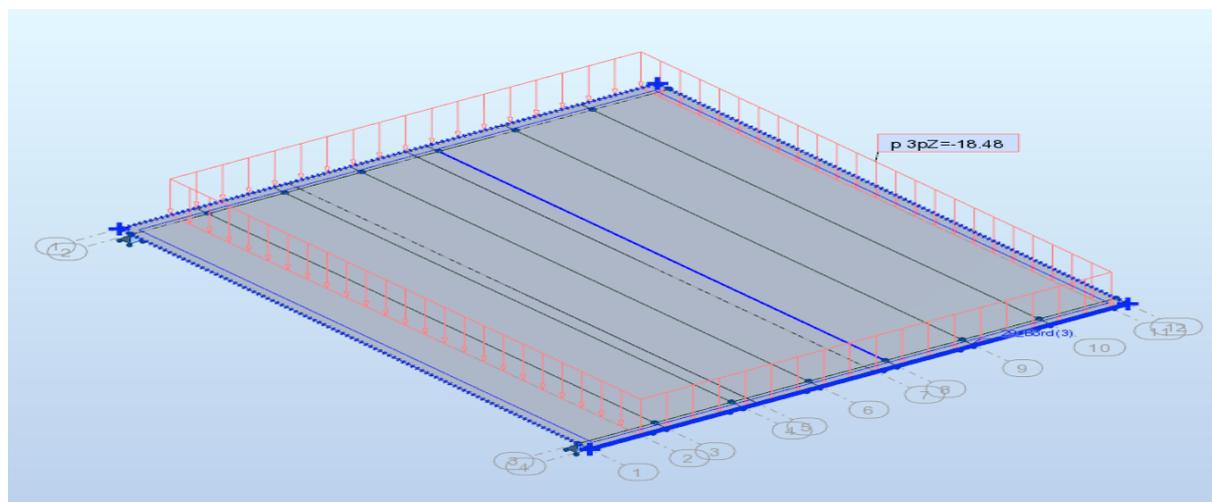
Elles sont constituées du reste des équipements fixes du tablier (couche de roulement, couche d'étanchéité, trottoirs, corniches, cunette en béton, garde de corps BN4). Le tableau suivant nous présenté le calcul des charges permanentes complémentaire :

**Les charges permanentes complémentaires G2 (CPC)**

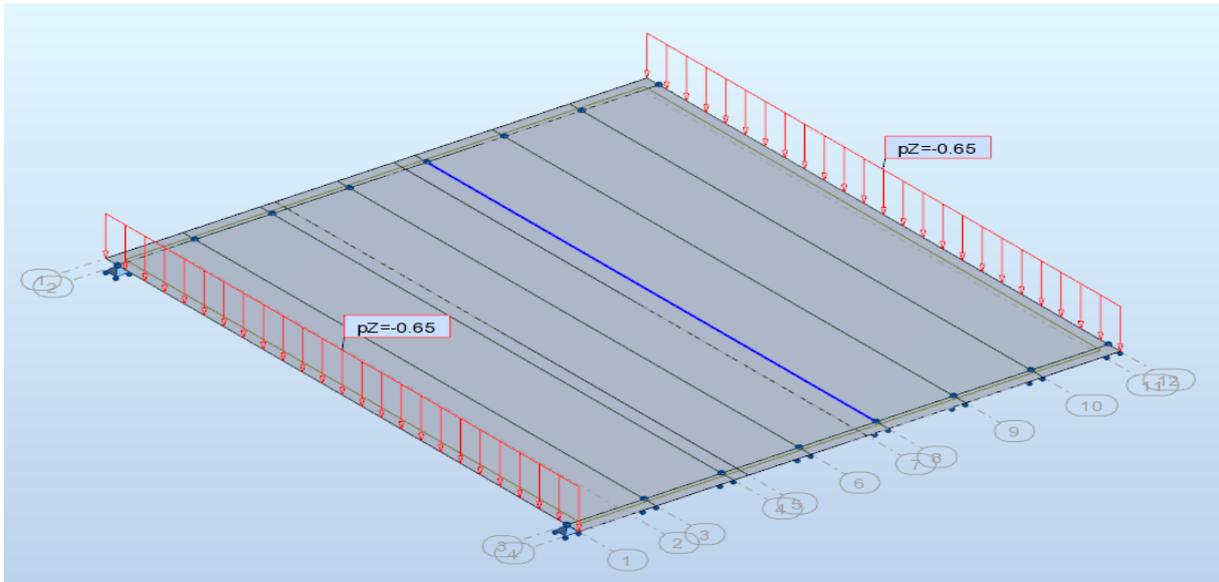
Éléments	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Section (m <sup>2</sup> )	Nombre d'éléments	Poids (kN/ml)
Couche de roulement	22	0,84	1	18,48
Couche d'étanchéité	22	0,056	1	1,24
Trottoirs	25	0,26	1	6,5
Corniches	25	0,14	1	3,5
Garde de corps BN4	0,65 KN/ml		2	1,3
<b>TOTAL (KN/ml)</b>				<b>31,02</b>
<b>G2= Poids total (KN)</b>				<b>679,084</b>



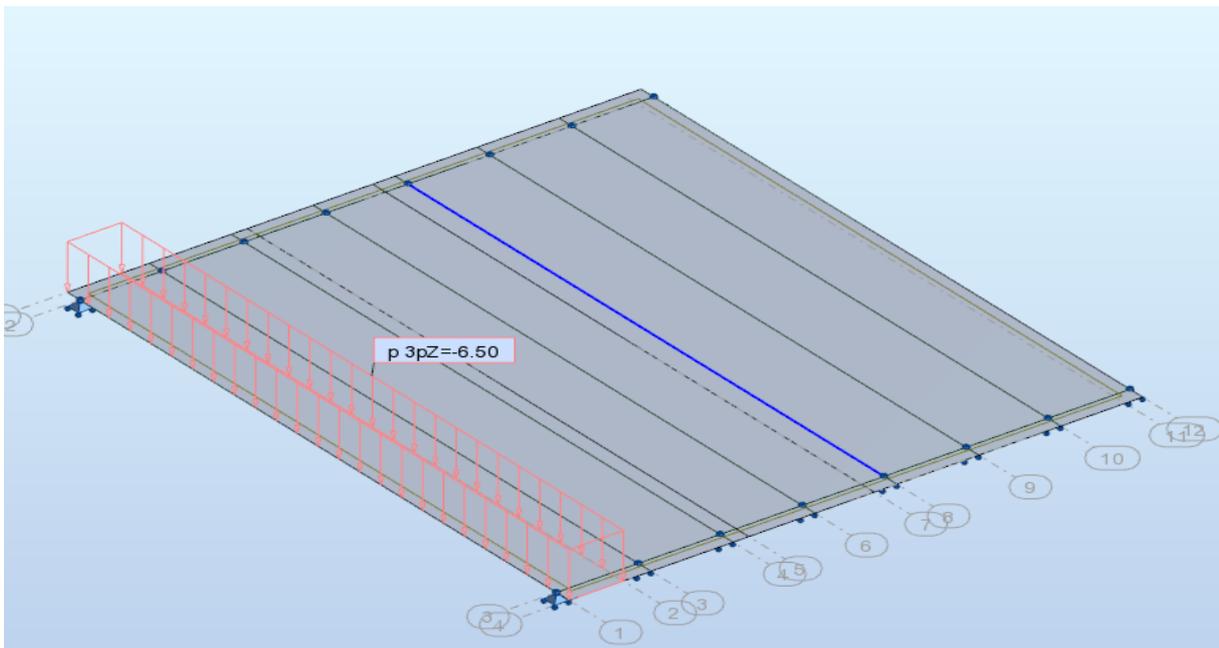
**Charges dues à l'étanchéité**



**Revêtement en béton bitumineux**



**Charges dues aux gardes corps**



**Charges dues au trottoir**

*Annexe 4 : Évaluation des surcharges*

1. Evaluation des surcharges

On distingue :

- ✓ Les surcharges de types A(L) ;
- ✓ Le système B ;
- ✓ La surcharge militaire Mc 120 ;
- ✓ Les efforts de freinage ;
- ✓ Les surcharges du trottoir ;
- ✓ Les surcharges sur remblai,

- **Classification du pont**

- ❖ La largeur roulable ( $L_r$ )

La largeur roulable  $L_r$  est définie comme la largeur comprise entre dispositifs de retenue ou de bordures de trottoir, Dans notre cas nous avons :

$$L_r = 12 \text{ m}$$

- ❖ La largeur chargeable ( $L_c$ )

Elle se déduit de la largeur roulable en enlevant une bande de 0,5m le long de chaque dispositif de retenue lorsqu'il existe, Dans le cas contraire, la largeur chargeable est égale à la largeur roulable  $L_c = L_r$  en cas d'existence de bordures de trottoir,

Dans notre cas nous avons donc  $L_r = L_c = 12 \text{ m}$

- ❖ Le nombre de voies

Les chaussées comportent un nombre de voies de circulation égal à la partie entière du quotient par 3 de leur largeur chargeable ;

$$N = \frac{L_c}{3}$$

Donc :  $N = \frac{12}{3} = 4$  d'où  $N = 4$  voies

- ❖ Classe de pont :

On distingue trois classes de pont, le tableau ci-dessous nous donne les différentes classes en fonction de leur largeur roulable,

**Classe de pont en fonction de la largeur roulable**

Classe	Largeur roulable
1	$L_r \geq 7 \text{ m}$
2	$5,5 \text{ m} < L_r < 7 \text{ m}$
3	$L_r < 5,5 \text{ m}$

Pour notre ouvrage nous avons  $L_r \geq 7 \text{ m}$  donc notre pont est de première classe,

i. Système de surcharge A(L)

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie dont l'intensité dépend de la largeur **L** chargée ; elle est donnée par la formule suivante :

$$A(L) = a_1 \times a_2 \times A(L) ; \text{ Avec}$$

$$A(L) = 2,3 + \frac{360}{12+L} ; \mathbf{L} : \text{ portée du pont (L= 15 m)}$$

$$A(15) = 2,3 + \frac{360}{12 + 15} = 15,63 \text{ kN/m}^2$$

De plus, cette charge est dégressive dans le sens transversal : la valeur de A(L) donné par la formule précédente est multiplié par un coefficient  $a_1$  décroissant en fonction du nombre de voies chargées, et variant suivant la classe du pont,

$a_1$  : coefficient de dégressivité transversale de la charge, est donné par le tableau suivant

**Coefficient  $a_1$  en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées (Source : Cours Ponts-Ouvrage d'Arts M, Issouf TAMBOURA 2ie)**

Classe	Nombre de voies chargées				
	1	2	3	4	5
<b>1</b>	1	<b>1</b>	0,9	0,75	0,75
2	1	0,9	-	-	-
3	0,9	0,8	-	-	-

Lorsque la valeur de la charge calculée après application du coefficient  $a_1$  est inférieure à  $400 - 0,2L$  c'est cette dernière qui doit être prise en compte, Un autre coefficient  $a_2$  permet d'ajuster la valeur de la charge de manière qu'elle soit indépendante de la largeur exacte de chaque voie de circulation,

$$\text{Avec : } a_2 = \frac{v_0}{v}$$

$v$  étant la largeur d'une voie et  $v_0$  ayant les valeurs suivantes :

$$v_0 = \begin{cases} 3,5 \text{ m pour les ponts de première classe} \\ 3 \text{ m pour les ponts de deuxième classe} \\ 2,75 \text{ pour les ponts de troisième classe} \end{cases}$$

Pour notre cas nous avons un pont de première classe donc :

$$a_2 = \frac{3,5}{3} = 1,17$$

On a  $A(l) = \max[a_1 \times a_2 \times A(L); (4 - 0,002L)]$  en  $\text{kN/m}^2$

$$A(l) = \max[1,17 \times 0,75 \times 15,63 ; (4 - 0,002 \times 15)] = \max[13,71 ; 3,97]$$

$$A(l) = \mathbf{13,71 \text{ kN/m}^2}$$

## ii. Système de charge B

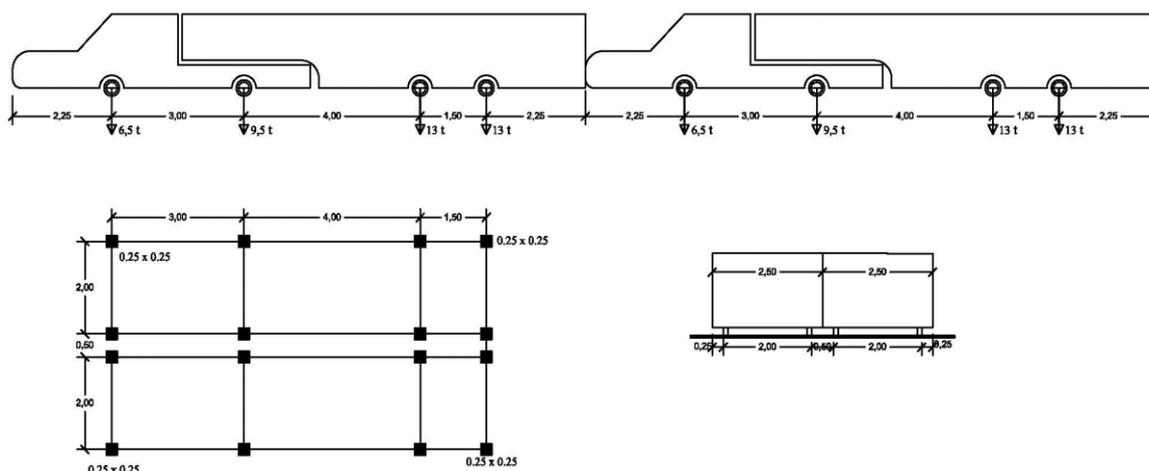
Le système de charge de charge B comprends trois sous-systèmes :

- Le sous-système Bc- Niger qui se compose de camions types (42t)
- Le sous-système Bt qui se compose d'une route isolée
- Le sous-système Br qui se compose de groupes de deux essieux dénommés essieux tandem (8t)
- ✓ Les surcharges du système Bc-Niger

On dispose sur la chaussée au plus autant de files ou convois de camions que la chaussée comporte de voies de circulation, placés de façon à créer l'effet le plus défavorable pour l'élément étudié,

Transversalement, chaque file est supposée circuler dans l'axe d'une bande longitudinale de 2,50m de large, bandes pouvant être contigus ou séparés,

Longitudinalement, le nombre de camions par file est limité à 2, La distance des 2 camions d'une même file est déterminer pour produire l'effet le plus défavorable ; les camions homologues des diverses files sont disposés de front, tous les camions étant orientés dans le même sens,



**Disposition convoi selon le nsystème Bc**

En fonction de la classe du pont et du nombre de files considérées, la valeur des charges du système Bc- niger prise en compte est multiplié par le coefficient Bc, donner dans suivant,

**Coefficient bc en fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées (Tamboura, 2017)**

Classe du pont	Nombre de files considérées				
	1	2	3	4	>5
1	1,20	1,10	0,95	0,80	0,70
2	1,00	1,00	//	//	//
3	1,00	0,80	//	//	//

Pour notre cas nous avons  $b_c=0,80$

Le système Bc est affecté d'un coefficient de majoration dynamique :

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

Avec :

L=portée du pont ;

G= Charge permanente de l'ouvrage ;

S= Poids total maximal des essieux du système B (Bc-Niger ou Bt) qui est possible de placer sur la longueur L du pont;

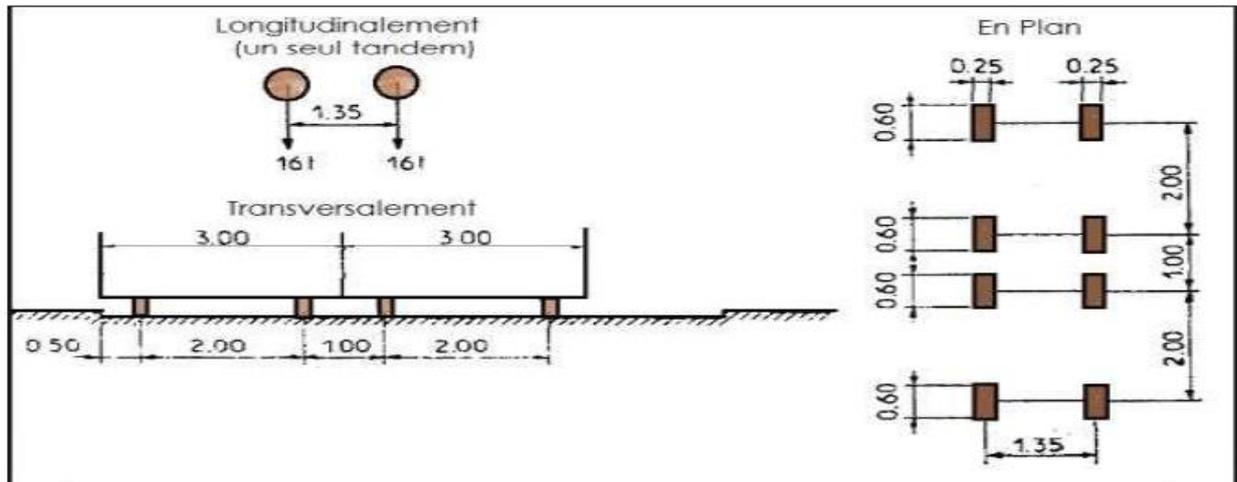
42 t=420 kN ; S = 420 x8x0,80 = 2688 kN et G=3020,17 kN

$$\delta_{Bc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 15} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{3020,17}{2688}} = 1,21$$

$$\delta_{Bc} = 1,21$$

✓ Surcharges du système Bt

Le système Bt est composé de deux tandems à deux essieux de quatre roues chacun, Le poids de chaque essieu est de 16tonnes, Ce système de charge s'applique uniquement sur les ponts de 1er et de 2e classe,



**Disposition des charges selon le système Bt (Eurocode 1)**

Le nombre de camions est limité à un dans le sens longitudinal et à deux dans le sens transversal et ceci quel que soit le nombre de voies, Il est affecté d'un coefficient bt égal à 1 pour les ponts de premier classe et 0,9 pour ceux de deuxième classe,

Notre ouvrage étant un pont de premier classe, le coefficient **bt=1,00**

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

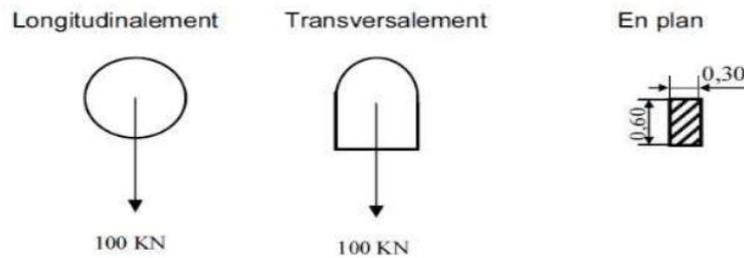
32t=320kN ; S = 320x2x1 = 640 kN et G=3020,17 kN

$$\delta_{Bt} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 15} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{3020,17}{640}}$$

**$\delta_{Bt} = 1,13$**

✓ Surcharges du système Br

Le système Br est composé d'une roue isolée transmettant un effort de 10tonnes à travers une surface d'impact rectangulaire de 0,60x0,30m (la dimension 0,60 est perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'ouvrage),



**Disposition des charges selon le système Bt (Eurocode 1)**

Le système Br est frappé du même coefficient que Bt,

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

Le coefficient  $br=bt=1,00$  ;  $10t=100kN$  ;  $S=100x1=100kN$  ;  $G=3020,17kN$

$$\delta_{Br} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 15} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{3020,17}{100}}$$

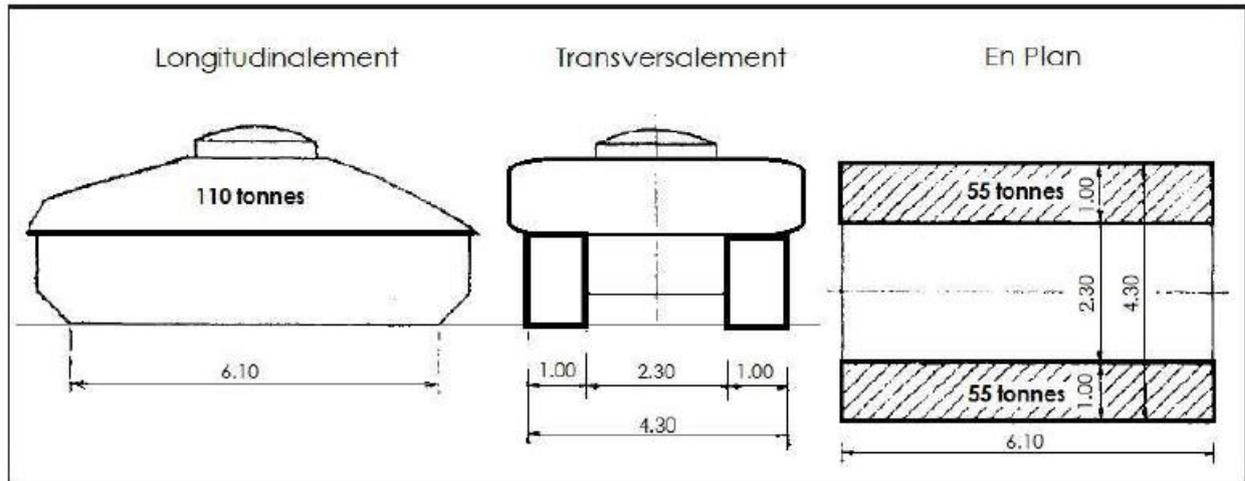
$$\delta_{Br} = 1,11$$

iii. Surcharge militaire Mc120

Un véhicule type Mc120 comporte deux chenilles et répond aux caractéristiques suivantes :

- Masse totale : 110tonnes ;
- Longueur d'une chenille : 6,10m ;
- Largeur d'une chenille : 1,00m ;
- Distance entraxe des deux chenilles : 3,30m ;
- Charge surfacique par chenille : 9,02tonnes/m<sup>2</sup> ou 90,20kN/m<sup>2</sup> ;

Dans le sens transversal, un seul convoi est supposé circuler quelle que soit la largeur de la chaussée, Dans le sens longitudinal, le nombre de véhicules du convoi n'est pas limité et la distance entre deux véhicules successifs d'un convoi est au moins égale à 30,50m entre les points de contact avec la chaussée, Leur position est choisie de manière à obtenir l'effet le plus défavorable,



**Disposition des charges selon le système Mc120 (Source : Eurocode 1)**

Le système Mc120 est affecté d'un coefficient de majoration dynamique :

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{G}{S}}$$

$S=1100 \text{ kN}$ ;  $G=3020,17 \text{ kN}$

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 * 15} + \frac{0,6}{1 + 4 \frac{3020,17}{1100}}$$

$$\delta_{Mc120} = 1,15$$

iv. Surcharges sur les trottoirs (qtr)

Nous appliquerons sur les trottoirs une surcharge uniforme de  $150\text{kg/m}^2$  réservée uniquement à la circulation des piétons :  **$(150\text{kg/m}^2=1,50\text{kN/m}^2)$** ,

v. Efforts de freinage

Nous allons ici considérer l'effort de freinage le plus défavorable qui est celui du système Bc-Niger dont un seul camion de  $42\text{t}$  est censé freiné,

*Annexe 5 : Définition des combinaisons*

Pour l'analyse de la structure de notre projet nous avons utilisé le logiciel Robot Structural Analysis 2018 (RSA2018) qui est un logiciel de calcul des structures d'ingénieur particulièrement adapté aux ouvrages de génie civil, C'est un logiciel qui permet le calcul des efforts internes dans une structure, et qui utilise le principe des éléments finis,

1. Définition des combinaisons

Les combinaisons d'action à prendre en compte avec les différents coefficients partiels de sécurité sont les suivantes :

- ✓ Sollicitations de calcul vis-à-vis des États Limites Ultimes (ELU) de résistance et de stabilité de forme :

$$1,35G_{Max} + G_{Min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum \Psi_{Qi}Q_i$$

- ✓ Sollicitations de calcul vis-à-vis des États Limites de Service (ELS) de résistance et de stabilité de forme :

$$G_{Max} + G_{Min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum \Psi_{Qi}Q_i$$

$G_{max}$  ,  $G_{min}$  = ensemble des actions permanentes défavorables, favorables;

$\gamma_{Q1}$  = coefficient de pondération = 1,50 dans le cas général;

$Q_1$  = action variables dites de base;

$Q_i$  = autres actions variables dites d'accompagnement (avec  $i > 1$ );

$\Psi_{Qi}$  = coefficients de pondération

**coefficient des differents chargement a l'ELU et l'ELS**

Etat limite	ELU			ELS		
	Coefficient pour valeur nominale	Coefficient du BAEL	Produit	Coefficient pour valeur nominale	Coefficient du BAEL	Produit
Charges permanentes	1	1,35	1,35	1	1	1
Caractère normal (A,B*)	1,07	1,5	1,6	1,2	1	1,2
Caractère particulier (M*,D,E)	1	1,35	1,35	1	1	1
Surcharges sur trottoirs	1,07	1,5	1,6	1,2	1	1,2
Surcharges sur remblais	1,07	1,5	1,6	1,2	1	1,2

\* A multiplier par le coefficient de majoration dynamique

$$\delta_{Bc} = 1,21$$

$$\delta_{Bt} = 1,13$$

$$\delta_{Br} = 1,11$$

$$\delta_{Mc120} = 1,15$$

Après multiplication par les coefficients de majoration dynamique on obtient les combinaisons suivantes :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q + \text{Max}[1,6A(L) ; 1,94Bc ; 1,81Bt ; 1,78Br ; 1,55Mc120]$$

$$\text{ELS : } G + Q + \text{Max}[1,2A(L) ; 1,45Bc ; 1,37Bt ; 1,33Br ; 1,15Mc120]$$

Le tableau suivant présente le récapitulatif des combinaisons de charges obtenues à l'ELU et l'ELS pour notre projet :

**Différents cas de combinaisons**

ELU	Combinaison de charges	ELS	Combinaison de charges
ELU 1	$1,35G + 1,6A(L) + 1,6S_{trottoir}$	ELS 1	$G + 1,2A(L) + 1,2S_{trottoir}$
ELU 2	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,94B_{c-Niger}$	ELS 2	$G + 1,2S_{trottoir} + 1,45B_{c-Niger}$
ELU 3	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,81B_t$	ELS 3	$G + 1,2S_{trottoir} + 1,37B_t$
ELU 4	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,78B_r$	ELS 4	$G + 1,2S_{trottoir} + 1,33B_r$
ELU 5	$1,35G + 1,6S_{trottoir} + 1,55M_{c120}$	ELS 5	$G + 1,2S_{trottoir} + 1,15M_{c120}$

Nous pouvons remarquer que chaque combinaison est constituée de charges permanentes, d'exploitation et des différents cas de surcharge routière, Ce qui nous permettra de déterminer la combinaison la plus défavorable à l'ouvrage,

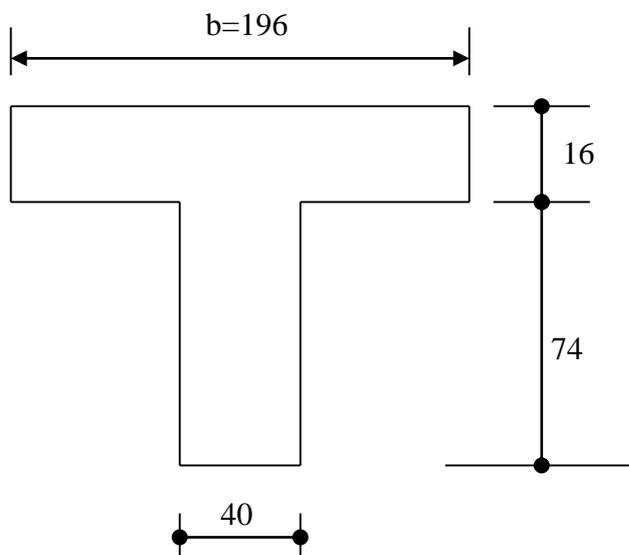
*Annexe 6 : Calcul du ferrailage de la poutre*

Rappel des données sur les caractéristiques des matériaux :

- ✓ La résistance des aciers est  $F_e = 500 \text{ MPa}$ ,
- ✓ La résistance à la compression du béton à 28 jours est  $F_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,
- ✓ L'enrobage est pris égal à 3 cm,
- ✓ Le diamètre du plus gros granulats est de 25 mm,

Dimensions de la poutre :

- ✓ La hauteur de la table de compression est de 16 cm,
- ✓ La largeur de la table de compression est de 196 cm,
- ✓ La hauteur de la poutre est de 90 cm,
- ✓ La largeur de la retombée de 40 cm,



1. Calcul des armatures longitudinales

La démarche de calcul est consignée dans le tableau suivant :

*Études techniques détaillées relatives à la construction d'un pont : cas du pont sur le rail de Yimdi de la voie de contournement*

Données		
Dimensions caractéristiques	Largeur de la table	b = 1.96 m
	Largeur de la retombée	bo = 0.40 m
	Hauteur de la table	ho = 0.16 m
	Hauteur utile des aciers tendus	d = 0.81 m
	Hauteur utile des aciers comprimés	d' = 0.08 m
Contrainte de l'acier utilisé		Fe = 500 MPa
Contrainte du béton à 28 jours		Fc28 = 30 MPa
Moment de service	G + Q	Mser = 2.224 MN.m
Conditions de fissuration	( 1 ) FP ; ( 2 ) FTP	Type : 1

Calcul des contraintes de travail		
Contrainte limite du béton en traction	$0.6 + ( 0.06 \times Fc28 )$	Ft28 = 2.40 MPa
Contrainte admissible des aciers tendus	FP = mini ( 2/3 Fe ; maxi ( 1/2 Fe ; 110 x (( h x Ftj ) <sup>1/2</sup> ) ) )	
	FTP = 0.80 x sst ( FP )	sst = 250.00 MPa
Contrainte admissible du béton comprimé	( 0,6 x Fc28 )	sbc.ad = 18 MPa
Contrainte de travail du béton comprimé	( sst x ho ) / ( 15 ( d - ho ) )	sbc = 4.10 MPa
Moment repris par la table	( 1/2 ) x sbc x ho x b x ( d - ( ho / 3 ) )	Mtser = 0.487 MN.m
Détermination du mode de calcul	Si Mtser > Mser => Calcul rectangulaire Si Mtser < Mser => Calcul en T	<b>La section se calcule en T</b>

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	( 15 x sbc.ad ) / (( 15 x sbc.ad ) + sst )	a = 0.519
Ordonnée de la fibre neutre	a x d	y = 0.42 m
Moment résultant du béton de service	( 1/2 ) x b x y x sbc.ad x ( d - ( y / 3 ) ) - ( 1/2 ) x ( b - bo ) ( y - ho ) x sbc.ad x (( y - ho ) / y ) x ( d - ho - (( y - ho ) / 3 ) )	Mrbser = 3.693 MN.m
Mode de calcul de la section	Si Mrbser > Mser => Aciers simples Si Mrbser < Mser => Aciers comprimés	Système d'armatures Aciers simples

Détermination des sections d'aciers		
Bras de levier du couple interne	d - ( ho / 2 )	Zb = 0.73 m
Contrainte des aciers comprimés	15 x sbc.adm x (( y - d' ) / y )	ssc = MPa
Section théorique des aciers comprimés	( Mser - Mrbser ) / (( d - d' ) x ssc )	Asc = cm <sup>2</sup>
Section théorique des aciers tendus	Si Mrbser > Mser => ( Mser / ( Zb x sst ) ) Si Mrbser < Mser => ( Mrbser / ( Zb x sst ) ) + [( Mser - Mrbser ) / (( d - d' ) x sst )]	Ast = 115.07 cm <sup>2</sup>

## 2. Calcul des armatures d'âme

Les poutres soumises à un effort tranchant sont vérifiées à l'ELU, Cette vérification concerne les armatures d'âme,

La contrainte tangentielle admissible  $\tau_{ul}$  doit être inférieure à la contrainte de calcul :

$$\tau_{ul} \geq \frac{V_U}{b_0 \times d}$$

✚ Calcul de la contrainte tangentielle admissible  $\tau_{ul}$  :

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 \times 30}{1,5}; 4 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_{ul} = 3 \text{ Mpa}$$

✚ Calcul de la contrainte  $\tau_u$  :

$$\tau_u = \frac{0,802}{0,4 \times 0,81}$$

$$\tau_u = 2,47 \text{ Mpa} \leq 3 \text{ Mpa}$$

**Conclusion : contrainte tangentielle justifiée**

✚ Section minimale des armatures :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{900}{35}; \frac{400}{10}; 32\right)$$

$$\phi_t \leq 25,71 \text{ mm}$$

On a:  $\phi t = \phi l/3 = 8,57 \text{ mm}$        $\phi t = 10 \text{ mm}$

Soit 1 cadre  $\phi HA10$

Ferraillage transversal adopté pour la poutre  $\phi HA10$

✚ Espacement des cours d'armature transversales

Condition à vérifier

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(113,4 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

✓ Section minimale

$$s_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4 b_0}$$

$$S_{t0} = 38,08 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

Nous retenons 1 cadre  $\phi HA10$  espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

### 3. Aciers de peau

Si la hauteur de la poutre dépasse 50 cm, il faut prévoir des armatures de peau, Ces armatures de peau sont censées limiter les fissurations dues au retrait dans les retombées de la poutre, On prévoit 3 cm<sup>2</sup>/m de parement,

Le parement de la poutre est de  $p = 2 \times$  hauteur de la poutre

$$p = 2 \times 0,9 = 1,8$$

La section d'acier de peau  $A_p$  est alors de :

$$A_p = 1,8 \times 3 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Le choix sera donc de 6HA12 totalisant 6,79 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 25 cm,

**Recapitulatif du choix des aciers**

Types d'armatures	Types d'aciers	Diamètres (mm)	Nombres
Principales supérieures	HA500	12	12
Principales inférieures	HA500	25	24
Supérieures de construction	HA500	8	6
Longitudinales de peau	HA500	12	8
Transversales de peau	HA500	10	76

*Annexe 7 : Calcul du ferrailage de la dalle*

La dalle d'un pont sert de couverture destinée à recevoir la couche de roulement de la chaussée (Revêtement, étanchéité ,,,) et les surcharge des véhicule (civile, militaires, exceptionnelles) et transmettre leurs efforts aux poutres,

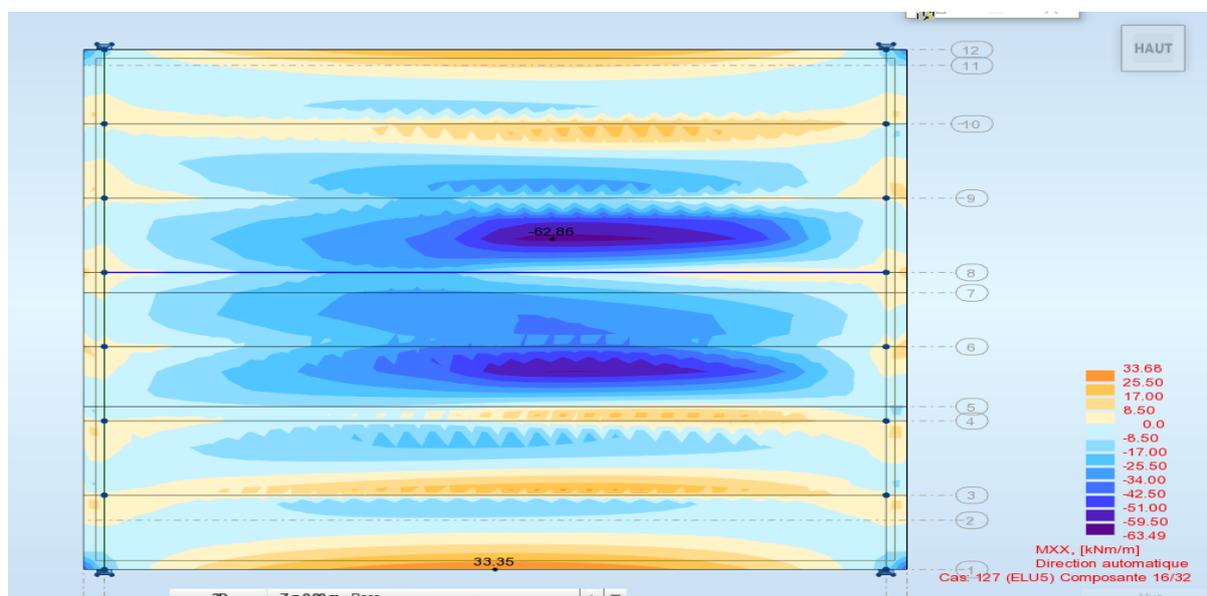
Le calcul des sollicitations dans la dalle, est effectué par le logiciel RSA 2018, La structure est modélisée comme suit :

- Sur sa largeur de 14,12 m le tablier sera modélisé avec une épaisseur constante de 16 cm sur des appuis simple linéaire espacé de 1,96 m correspondant à l'entraxe des poutres,

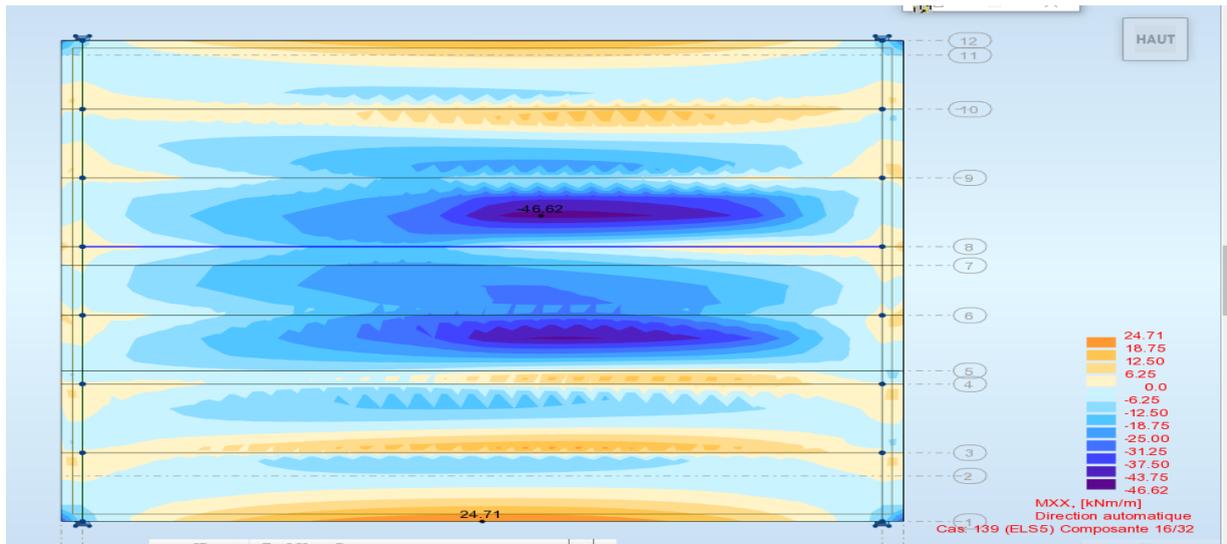
Le calcul de ferrailage du tablier du pont doit être fait dans un environnement préjudiciable; cependant nous effectuerons les calculs en flexion simple à l'ELU et à l'ELS et le cas le plus défavorable sera retenu,

1. Détermination des sollicitations dans RSA 2018
  - i. Présentation des sollicitations à l'ELU et l'ELS

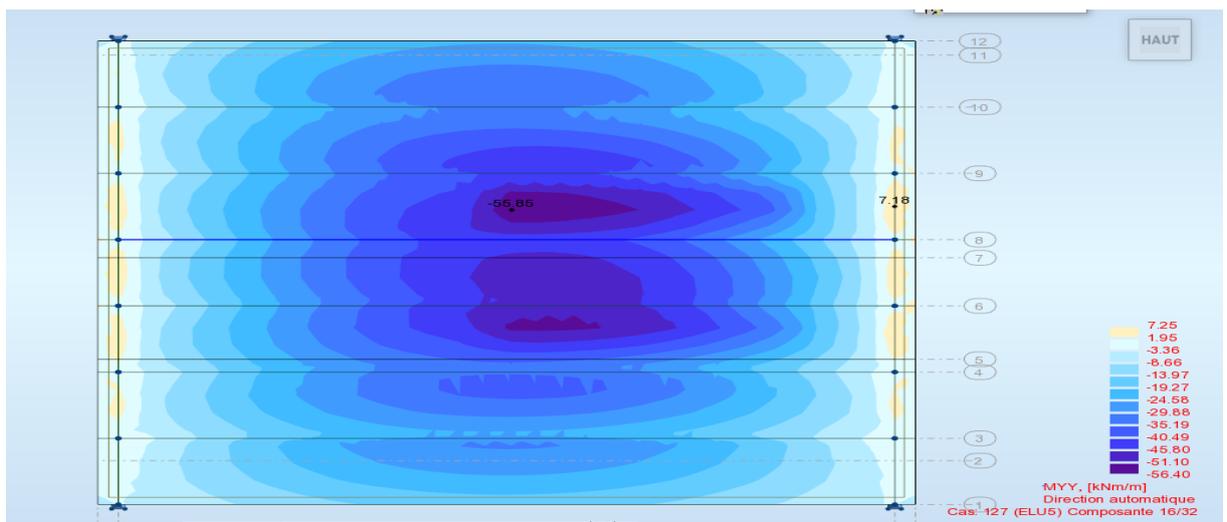
 Moments fléchissant dans la dalle de couverture



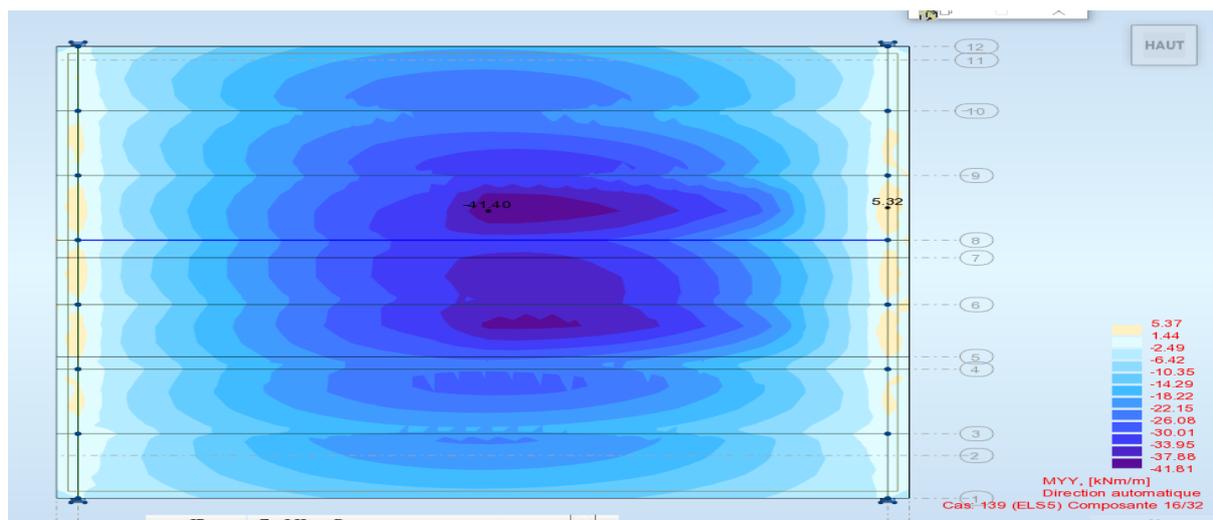
**Moments fléchissant dans la dalle de couverture a L'ELU suivant XX**



**Moments fléchissant dans la dalle de couverture a L'ELS suivant XX**



**Moments fléchissant dans la dalle de couverture a L'ELU suivant YY**

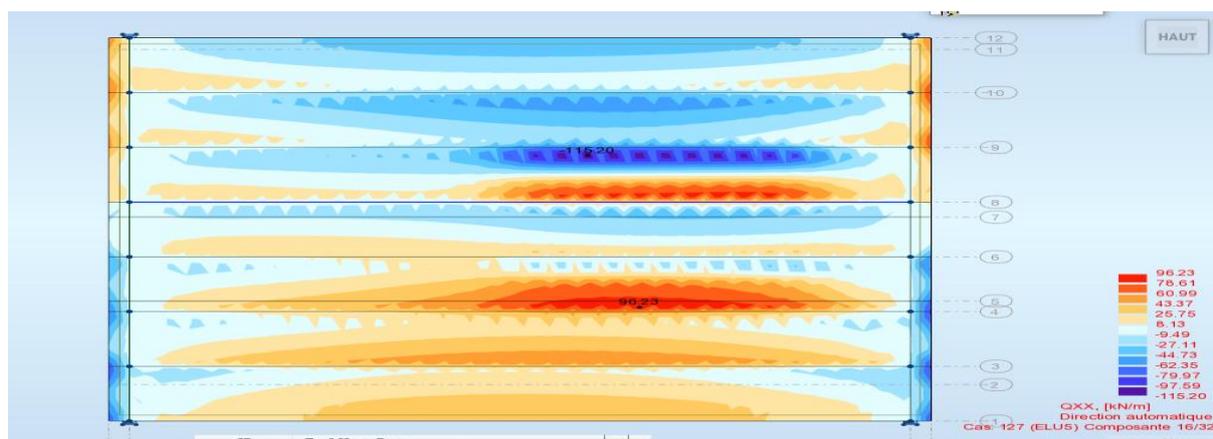


**Moments fléchissant dans la dalle de couverture a L'ELS suivant YY**

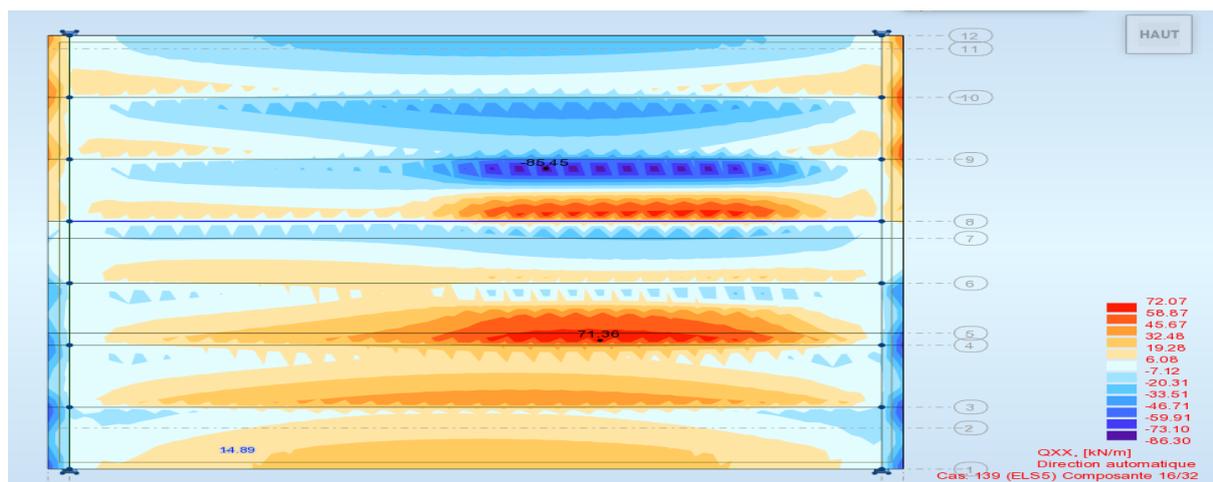
**Moments fléchissant dans la dalle de couverture**

Sollicitations		ELU	ELS
$M_{xx}$ (KN,m)	$M_{t,max}$	62,86	46,62
	$M_{app,max}$	33,35	24,71
$M_{yy}$ (KN,m)	$M_{t,max}$	55,85	41,40
	$M_{app,max}$	7,18	5,32

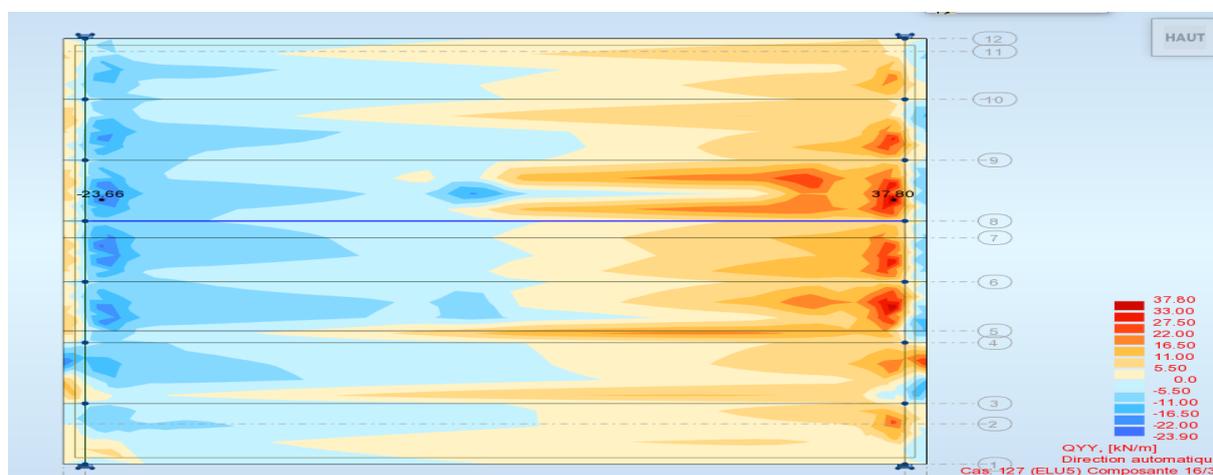
**Efforts tranchant dans la dalle de couverture**



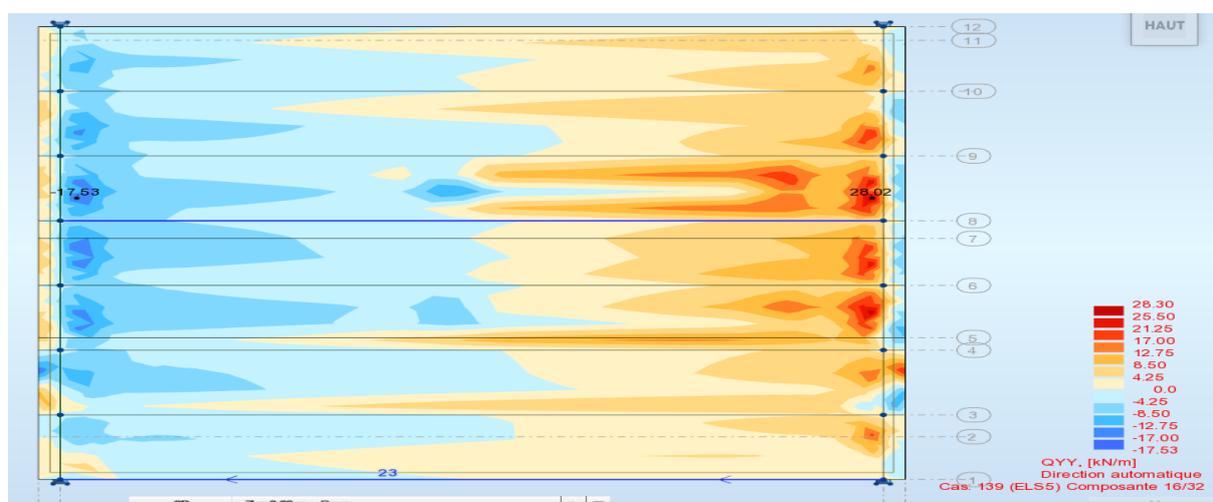
**Efforts tranchant dans la dalle de couverture ELU suivant XX**



**Efforts tranchant dans la dalle de couverture ELS suivant XX**



**Efforts tranchant dans la dalle de couverture ELU suivant YY**



**Efforts tranchant dans la dalle de couverture ELS suivant YY**

**Efforts tranchant dans la dalle de couverture**

Sollicitations	ELU	ELS
$T_{xx}$ (KN)	115,20	85,45
$T_{yy}$ (KN)	37,80	28,02

ii. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage sera calculé pour toutes les sections pour 1 mètre linéaire,

❖ **Ferrailage à l'ELU**

✓ **Ferrailage transversal :**

- En travée :

On a  $M_u = 62,86 \text{ KN, m}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1 \times 1,5} = 17 \text{ Mpa}$$

Moment réduit ultime :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

Avec  $d = 0,9h = 0,9 * 0,225 = 0,14 \text{ m}$

$$\mu_u = \frac{0,05688}{1 * 0,144^2 * 17} = 0,17$$

**On a  $\mu_u < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow$  pivot A donc pas besoin d'aciers comprimés,**

Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha_u = 1,25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * \mu_u)} = 1,25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * 0,17)} = 0,73$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_u = \alpha_u * d = 0,73 * 0,144 = 0,105 \text{ m}$$

Bras de levier du couple interne :

$$Z_u = (d - 0,4 * y_u) = (0,144 - 0,4 * 0,105) = \mathbf{0,10\ m}$$

Calcul de la section d'aciers :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * f_{su}} = \frac{0,05688}{0,10 * 434,78} = 13,08\ cm^2/ml$$

$$\text{Choix : } \begin{cases} \mathbf{07\ HA16 = 14,07\ cm^2/ml} \\ \mathbf{S_t = 14\ cm} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,14 * \frac{2,4}{500} = 1,54\ cm^2/ml$$

On a :  $A_{st} = 14,07\ cm^2 > A_{min}$  donc la condition est vérifiée

- En appui :

On a  $M_u = 33,35\ KN, m$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 30}{1 * 1,5} = 17\ MPa$$

- Moment réduit ultime :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

Avec  $d = 0,9h = 0,9 * 0,16 = 0,144\ m$

$$\mu_u = \frac{0,03335}{1 * 0,144^2 * 17} = 0,095$$

On a  $\mu_u < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow$  pivot A donc pas besoin d'aciers comprimés,

- Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha_u = 1,25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * \mu_u)} = 1,25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * 0,095)} = 0,54$$

- Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_u = \alpha_u * d = 0,54 * 0,144 = 0,078m$$

- Bras de levier du couple interne :

$$Z_u = (d - 0,4 * y_u) = (0,144 - 0,4 * 0,078) = 0,11 m$$

- Calcul de la section d'aciers :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * f_{su}} = \frac{0,03335}{0,11 * 434,78} = 6,97 \text{ cm}^2/ml$$

**Choix :**  $\left\{ \begin{array}{l} 05 HA14 = 7,70 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 20cm \end{array} \right.$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,14 * \frac{2,4}{500} = 1,54 \text{ cm}^2/ml$$

On a :  $A_{st} = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{min}$  donc la condition est vérifiée

✓ **Ferraillage longitudinal :**

- En travée :

On a  $M_u = 55,85 \text{ KN}, m$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 30}{1 * 1,5} = 17 \text{ Mpa}$$

- Moment réduit ultime :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

Avec  $d = 0,9h = 0,9 * 0,16 = 0,144 m$

$$\mu_u = \frac{0,05585}{1 * 0,144^2 * 17} = 0,158$$

On a  $\mu_u < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow$  pivot A donc pas besoin d'aciers comprimés,

- Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha_u = 1,25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * \mu_u)} = 1,25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * 0,158)} = 0,70$$

- Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_u = \alpha_u * d = 0,70 * 0,144 = 0,10 \text{ m}$$

Bras de levier du couple interne :

$$Z_u = (d - 0,4 * y_u) = (0,144 - 0,4 * 0,10) = 0,10 \text{ m}$$

- Calcul de la section d'aciers :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * f_{su}} = \frac{0,05585}{0,10 * 434,78} = 12,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**Choix :**  $\left\{ \begin{array}{l} 07 \text{ HA16} = 14,07 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 14 \text{ cm} \end{array} \right.$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,14 * \frac{2,4}{500} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On a :  $A_{st} = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{min}$  donc la condition est vérifiée

- En appui :

On a  $M_u = 7,18 \text{ KN}, \text{ m}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 30}{1 * 1,5} = 17 \text{ Mpa}$$

- Moment réduit ultime :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bu}}$$

Avec  $d = 0,9h = 0,9 * 0,16 = 0,144 \text{ m}$

$$\mu_u = \frac{0,00718}{1 * 0,144^2 * 17} = 0,020$$

On a  $\mu_u < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow$  pivot A donc pas besoin d'aciers comprimés,

Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha_u = 1,25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * \mu_u)} = 1,25 * \sqrt{1 - (1 - 2 * 0,020)} = 0,25$$

- Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_u = \alpha_u * d = 0,25 * 0,144 = 0,036 \text{ m}$$

Bras de levier du couple interne :

$$Z_u = (d - 0,4 * y_u) = (0,144 - 0,4 * 0,036) = 0,13 \text{ m}$$

- Calcul de la section d'aciers :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z * f_{su}} = \frac{0,00718}{0,13 * 434,78} = 1,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } \begin{cases} \mathbf{05 HA8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}} \end{cases}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,14 * \frac{2,4}{500} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On a :  $A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{min}$  donc la condition est vérifiée

#### ❖ Ferrailage à l'ELS

✓ Ferrailage transversal :

- En travée :

On a  $M_{ser} = 46,62 \text{ KN}, \text{m}$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{st}} = \frac{15 * 18}{18 * 15 + 250} = 0,52$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0,52 * 0,144 = 0,075 \text{ m}$$

- Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0,12 \text{ m}$$

- Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \bar{\sigma}_{bc} * z = 0,5 * 1 * 18 * 0,075 * 0,119 = \mathbf{0,080 \text{ MN, m}}$$

On a  $M_{ser} < M_{rsb}$  donc pas besoin d'aciers comprimés

- Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\bar{\sigma}_{st} * z)} = \frac{0,04662}{250 * 0,12} = \mathbf{15,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

Choix :  $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{08 HA16 = 16,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}} \\ \mathbf{S_t = 12,5 \text{ cm}} \end{array} \right.$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,225 * \frac{2,4}{500} = \mathbf{3,49 \text{ cm}^2}$$

On a:  $A_{st} = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{min}$  donc la condition est vérifiée

- En appui :

On a  $M_{ser} = 24,71 \text{ kN, m}$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 * 18}{18 * 15 + 250} = 0,52$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0,52 * 0,144 = 0,075 \text{ m}$$

- Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0,12 \text{ m}$$

- Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \overline{\sigma}_{bc} * z = 0,5 * 1 * 18 * 0,075 * 0,119 = \mathbf{0,080 MN, m}$$

On a  $M_{ser} < M_{rsb}$  donc pas besoin d'aciers comprimés

- Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\overline{\sigma}_{st} * z)} = \frac{0,02471}{250 * 0,12} = \mathbf{8,24 cm^2/ml}$$

Choix :  $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{06HA14 = 9,24 cm^2/ml} \\ \mathbf{S_t = 16 cm} \end{array} \right.$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,14 * \frac{2,4}{500} = \mathbf{1,54 cm^2/ml}$$

On a:  $A_{st} = 9,24 cm^2 > A_{min}$  donc la condition est vérifiée

✓ Ferrailage longitudinal:

- En travée :

On a  $M_{ser} = \mathbf{41,40 KN, m}$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n \overline{\sigma}_{bc}}{n \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_{st}} = \frac{15 * 18}{18 * 15 + 250} = 0,52$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0,52 * 0,144 = 0,075 m$$

- Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0,12 m$$

- Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \bar{\sigma}_{bc} * z = 0,5 * 1 * 18 * 0,075 * 0,119 = \mathbf{0,080 MN, m}$$

On a  $M_{ser} < M_{rsb}$  donc pas besoin d'aciers comprimés

- Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\bar{\sigma}_{st} * z)} = \frac{0,04140}{250 * 0,12} = \mathbf{13,80 cm^2/ml}$$

Choix :  $\left\{ \begin{array}{l} (07 HA16) = 14,07 cm^2/ml \\ S_t = 14 cm \end{array} \right.$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,14 * \frac{2,4}{500} = \mathbf{1,54 cm^2/ml}$$

On a :  $A_{st} = 14,07 cm^2 > A_{min}$  donc la condition est vérifiée

• En appui :

On a  $M_{ser} = 5,32 kN, m$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 * 18}{18 * 15 + 250} = 0,52$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0,52 * 0,144 = 0,075 m$$

- Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0,12 m$$

- Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \bar{\sigma}_{bc} * z = 0,5 * 1 * 18 * 0,075 * 0,119 = \mathbf{0,080 MN, m}$$

On a  $M_{ser} < M_{rsb}$  donc pas besoin d'aciers comprimés

- Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\sigma_{st} * z)} = \frac{0,00532}{250 * 0,12} = 1,77 \text{ cm}^2/ml$$

**Choix :**  $\begin{cases} 05 \text{ HA8} = 2,51 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,14 * \frac{2,4}{500} = 1,54 \text{ cm}^2/ml$$

**On a :**  $A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{min}$  donc la condition est vérifiée

**Sections d'acier à l'ELU**

		En travée	En appuis
Aciers porteurs	$A_{st}$	14,07 cm <sup>2</sup> (07HA16); $S_t = 14 \text{ cm}$	7,70 cm <sup>2</sup> (05HA14); $S_t = 20 \text{ cm}$
	$A_{sc}$	0	0
Aciers de répartitions	$A_{st}$	14,07 cm <sup>2</sup> (07 H16); $S_t = 14 \text{ cm}$	2,51 cm <sup>2</sup> (05HA8); $S_t = 20 \text{ cm}$
	$A_{sc}$	0	0

**Sections d'acier à l'ELS**

		En travée	En appuis
Aciers porteurs	$A_{st}$	16,08 (08 HA16); $S_t = 12,5 \text{ cm}$	9,24 cm <sup>2</sup> (06HA14); $S_t = 16 \text{ cm}$
	$A_{sc}$	0	0
Aciers de répartitions	$A_{st}$	14,07 cm <sup>2</sup> (07 HA16); $S_t = 14 \text{ cm}$	2,51 cm <sup>2</sup> (05HA8); $S_t = 20 \text{ cm}$
	$A_{sc}$	0	0

**Conclusion :** Après le calcul des sections d'aciers de la dalle, nous constatons que le cas le plus défavorable est l'état limite de service (l'ELS). Les sections d'acier à considérer seront celles à l'ELS qui sont les suivantes :

Aciers porteurs : en travée **At = 08HA16** et sur appuis **Aa = 06HA14**,

Aciers de répartitions : en travée **A' t = 07HA16** et sur appuis **A' a = 05 HA8**

iii. Résistance à l'effort tranchant

$$T_u = 115,20kN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0,11520}{1 * 0,144} = 0,80 MPa$$

$$\tau_{adm} = \inf\left(4MPa ; 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right) = 3MPa$$

$\tau_u < \tau_{adm}$  donc la condition est vérifiée

- Armatures transversales

$$\frac{A_T}{S_T} \leq \frac{\tau_u * b}{0,8f_e} = \frac{0,80 * 1}{0,8 * 500} = 0,200cm$$

$$S_T \leq \min(0,9d ; 40 cm) = 12,96 cm \text{ Soit } S_T = 13 cm$$

$$A_T \leq 13 * 0,200 = 2,60 cm^2$$

Choix :  $\left\{ \begin{array}{l} 05 HA10 = 3,93 cm^2/ml \\ S_t = 20 cm \end{array} \right.$

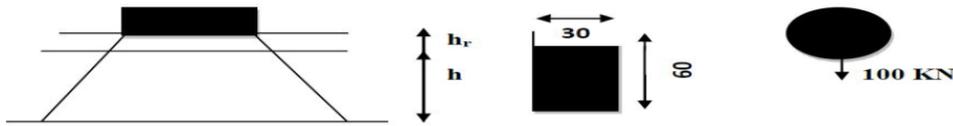
- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,14 * \frac{2,4}{500} = 1,54 cm^2$$

On a :  $A_{st} = 3,93 cm^2 > A_{min}$  donc la condition est vérifiée,

## 2. Vérification du hourdis au non poinçonnement

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées telle que le « Br, » ; il y a lieu de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement :



*Impact du convoi Br sur la dalle*

La condition suivante doit être vérifiée pour qu'il n'y ait pas poinçonnement :

$$q_{elu} \leq q_{adm} = \frac{0,45 * h * u_c * f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$q_{elu}$  : Charge de calcul à l'état limite ultime,

$U_c$  : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

$h$  : Épaisseur totale de la dalle,

$h_r$  : Épaisseur du revêtement,

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton à 28 jours

$$q_{elu} = 1,6 * \delta_{Br} * q = 1,6 * 1,11 * 100 = \mathbf{177,6 \text{ KN}}$$

$$U_c = 2(U_0 + V_0) \text{ Avec } U_0 = a + h + h_r = 30 + 30 + 8 = 68 \text{ cm}$$

$$V_0 = b + h + h_r = 60 + 30 + 8 = 98 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } U_c = 2(68 + 98) = 332 \text{ cm}$$

$$q_{adm} = \frac{0,45 * 0,16 * 3,32 * 30000}{1,5} = 4780,8 \text{ KN}$$

**Donc  $q_{elu} \leq q_{adm}$  donc il n'y a pas risque de poinçonnement de la dalle,**

Annexe 8: Étude des appareils d'appuis

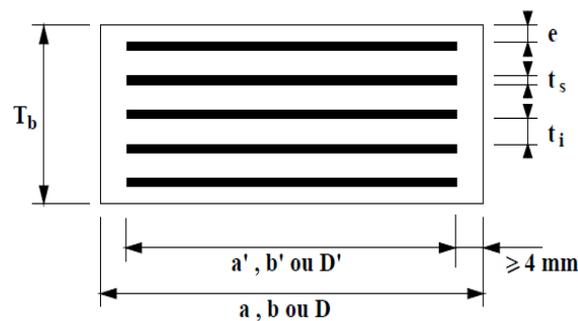
Les appareils d'appuis utilisés seront en élastomère fretté, Ces derniers sont constitués de feuillets d'élastomère (en général de néoprène) empilés avec interposition de tôles d'acier jouant le rôle de frettes (appui semi-fixe), Ils ne sont donc ni parfaitement fixes ni parfaitement mobiles,

Pour notre projet les appareils d'appuis seront de types B qui comportent (n+1) frettes métalliques et (n) feuillets intermédiaires d'élastomère d'épaisseur constante, Ils sont enrobés sur leur périphérie d'une épaisseur d'élastomère d'au moins 4 mm (5mm pour notre cas) et sur les faces supérieure et inférieure d'une épaisseur d'élastomère nominale de 2,5mm,

L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 4mm et l'épaisseur des feuillets d'élastomère est en général de 8, 10, 12 ou 16 voire même 20mm,

1. Dimensionnement

i. Caractéristiques géométriques



**Structure appareils d'appuis de type B**

La figure 1 décrit la nomenclature pour les dimensions  $a, b, a', b'$ , Les dimensions sont  $a, b, a', b'$  car nos appuis sont rectangulaires, Par contre  $D$  et  $D'$  sont les diamètres pour les appuis circulaires, A l'aide du tableau 3 de la norme NF EN 1337 – 3, on peut se fixer des dimensions que nous allons justifier ensuite,

$$a = 30 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \quad a' = 29 \text{ cm} \quad b' = 29 \text{ cm} \quad e = 2 \text{ mm} \quad t_s = 4 \text{ mm} \quad \text{et} \quad t_i = 12 \text{ mm}$$

ii. Caractéristiques physiques

Les caractéristiques physiques de notre appareil sont les suivantes

- Elastomère : module de cisaillement  $G = 0,9 \text{ MPa}$   $\sigma = 15 \text{ MPa} = 150 \text{ kg/cm}^2$  ;

- Frettes : épaisseur :  $ts \geq 2 \text{ mm}$  ; limite d'élasticité : Fe E 235,

❖ Vérifions la section d'appui:

La réaction maximale :  $R_{max} = 94,98 \text{ t}$

$$\sigma_{max} = \frac{R_{max}}{a \times b}$$

$$a \times b \geq \frac{R_{max}}{\sigma_{max}} = \frac{94,98 \times 10^3}{150} = 633,2 \text{ cm}^2$$

Et nous avons :  $a \times b = 30 \times 30 = 900 > 633,2 \text{ cm}^2$  donc nos dimensions sont bonnes,

Hauteur nette de l'élastomère T

La condition à vérifier est :  $T \geq U1 / 0,5$ ,

U1 = Déformation lente (retrait, fluage, température) calculée dans la partie de joint de chaussée

$$U1 = 1,5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

$$T \geq 15 / 0,5 = 30 \text{ mm}$$

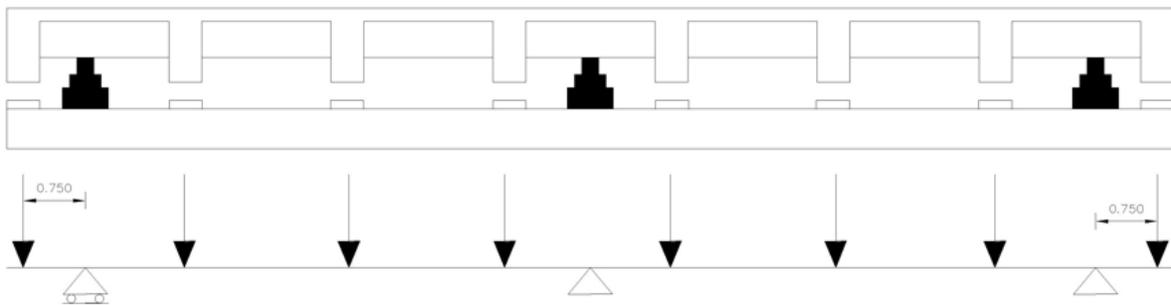
On prend  $T = 48 \text{ mm}$  constitué de 4 feuillets de 12 mm et donc 3 frettes métalliques,

*Annexe 9 : Calcul du ferrailage entretoise*

1. Etude de l'entretoise

Les entretoises d'appui solidarisent la section transversale, mais elles sont aussi nécessaires surtout lors de l'opération du vérinage, Cette opération est souvent effectuée pour changer les appareils d'appuis, Ces appareils d'appuis ont une durée de vie limitée,

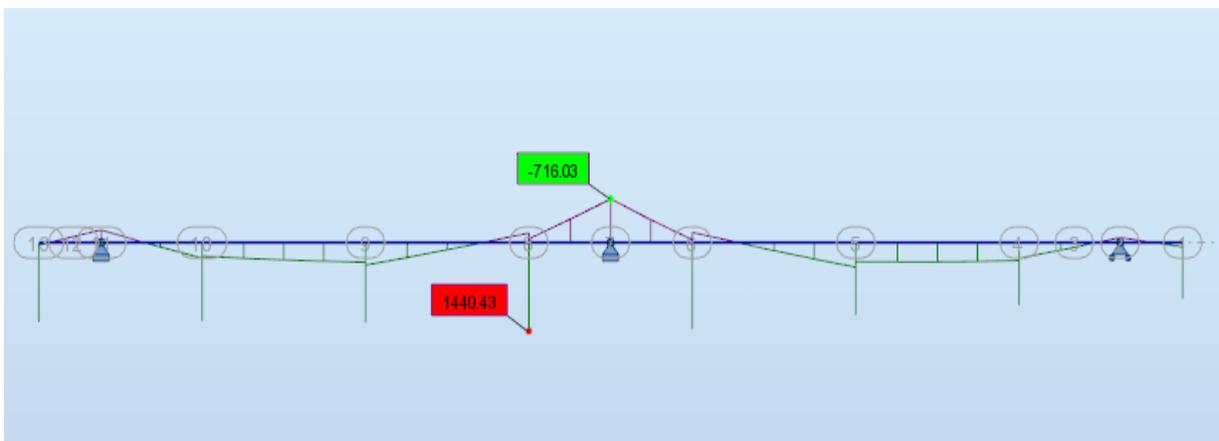
Lors de cette opération les vérins seront placés à côté de chaque poutre de rive (0,75 m) et un vérin au milieu du pont,



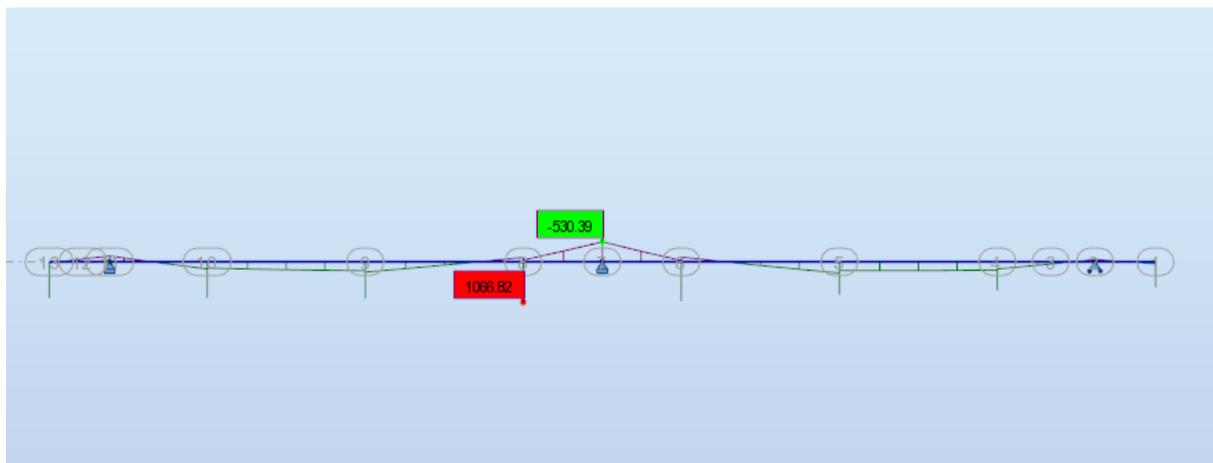
**Schéma du vérinage dans le cas de 3 vérins.**

2. Détermination des sollicitations

i. Cas des moments fléchissant maximums



**Moments fléchissant maximums à L'ELU**

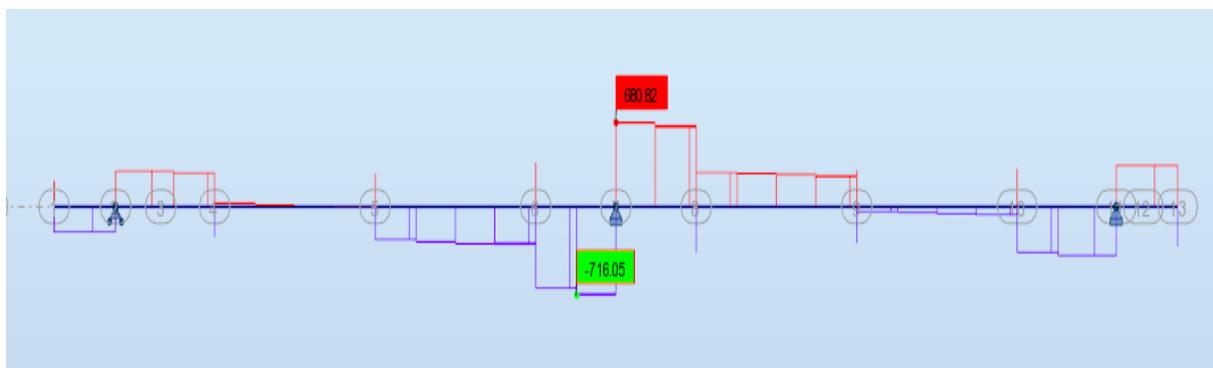


**Moments fléchissant maximums à L'ELS**

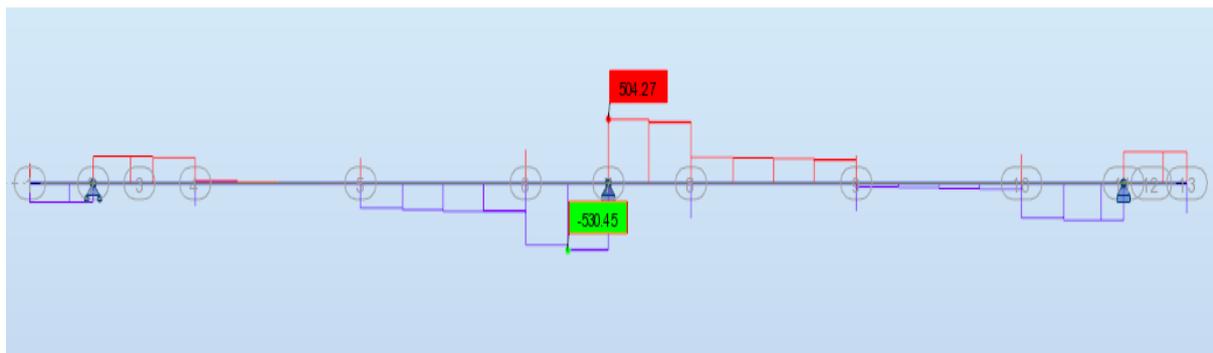
**Moments fléchissant maximums à L'ELU et à L'ELS**

	Combinaison max à l'ELU et l'ELS	Entretoise 01
<b>M</b>	$ELU : 1,35G + 1,6S_{trottoir}$	716,03
(kN, m)	$ELS : G + 1,2S_{trottoir}$	530,39

i. Cas des efforts tranchants maximums



**Efforts tranchants maximums à L'ELU**



**Efforts tranchants maximums à L'ELS**

**Efforts tranchants maximums à L'ELU et à L'ELS**

	Combinaison max à l'ELU et l'ELS	Entretoise 01
<b>T</b> (kN)	$ELU : 1,35G + 1,6S_{trottoir}$	716,05
	$ELS : G + 1,2S_{trottoir}$	530,45

3. Calcul des aciers

Les sections d'aciers seront calculées sur RSA, Les résultats sont les suivants :

Types d'armatures	Types d'aciers	Diamètres (mm)	Nombres
Principales supérieures	HA500	12	3
Principales inférieures	HA500	20	3
Transversales principales	HA500	12	100

Annexe 10 : Étude de la prédalle

1. Calcul des sollicitations :

La prédalle est soumise aux charges suivantes :

- ✓ Charges permanentes dues à son propre poids ;

D'après le Guide de construction VIPP du SETRA, l'épaisseur strictement minimale est de  $e \geq 6\text{cm}$ . Dans notre cas, nous prenons une épaisseur de 8cm.

Donc,  $G_p = 0,08 \times 25 = 2 \text{ KN/ml}$

- ✓ Les charges permanentes dues aux poids du hourdis sur la prédalle :

$$G_h = 0,16 \times 25 = 4 \text{ KN/ml}$$

i. Moment fléchissant :

$$M_t = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$Q_{SER} = 2 + 4 + 2,5 = 8,5 \text{ KN / ml}$$

$$M_{ser} = \frac{8,5 \times 1,62^2}{8} = 2,78 \text{ KN/ml}$$

ii. L'effort tranchant maximal

$$T_{max} = \frac{q \times l}{2}$$

$$T_{max} = \frac{8,5 \times 1,62}{2} = 6,89 \text{ KN}$$

2. Calcul du ferrailage ELS (en fissuration préjudiciable)

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 * 18}{18 * 15 + 250} = 0,52$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0,52 * 0,072 = 0,037 \text{ m}$$

- Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0,060 \text{ m}$$

- Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \bar{\sigma}_{bc} * z = 0,5 * 1 * 18 * 0,037 * 0,060 = \mathbf{0,020 \text{ MN.m}}$$

On a  $M_{ser} < M_{rsb}$  donc pas besoin d'aciers comprimés

- Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\bar{\sigma}_{st} * z)} = \frac{0,00278}{250 * 0,060} = \mathbf{1,85 \text{ cm}^2/ml}$$

Choix :  $\left\{ \begin{array}{l} 05 \text{ HA12} = 5,65 \text{ cm}^2/ml \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,072 * \frac{2,4}{500} = \mathbf{0,79 \text{ cm}^2}$$

On a:  $A_{st} \Rightarrow A_{min}$

Conclusion : **La condition est vérifiée**

**Annexe 11 : Étude de stabilité externe de la culée**

L'étude de la stabilité de la culée va consister essentiellement à vérifier à l'État Limite de Service (ELS) comme à l'État Limite Ultime (ELU) :

- Le non-poinçonnement du sol d'assise (La résistance du sol sous la semelle) ;
- Le non-glissement sur le sol d'assise (Stabilité au glissement) ;
- Le non-renversement de la culée (Stabilité au renversement) ;
- La résistance structurale de la culée (Stabilité interne),

1. Hypothèses de calculs

Remblais en arrière du mur de front

- $\gamma$  = poids volumique des terres de remblais = 20 KN/m<sup>3</sup>
- $K_a$  = Coefficient de poussée active = 0,33
- $c$  = cohésion de sol = 0
- $\varphi_0$  = angle de frottement interne = 30°
- La butée n'est pas pris en compte dans la vérification de la stabilité

Terrain sous semelles

- $q_{sol}$  = 1,7 bars
- $C_f = \tan\varphi'$  = coefficient de frottement du sol = 0,45

2. Étude de la stabilité de la culée sous charges permanentes

**Moments stabilisants sous charges permanentes**

Éléments	Forces verticales en KN ( $F_V$ )		Bras de levier en m (d)	Moment $M_{t/o}$
Mur garde-grève	0,36×30×25	270	2,05	553,5
Corbeau	0,18×30×25	135	2,42	326,7
Mur de front	6,62×30×25	4965	1,70	8440,5
Dalle de transition	1,57×30×25	1177,5	4,70	5534,25
Mur en retour 1	20,07×0,3×25	150,525	4,40	662,31
Mur en retour 2	20,07×0,3×25	150,525	4,40	662,31
Semelle	5×30×25	3750	2,5	9375
<b>Total</b>	$\sum F_V = 10598,55$			<b>25554,57</b>

- Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport au point de rotation :

$$e = \frac{\sum M_{t/o}}{\sum F_V} = \frac{25554,57}{10598,55} = 2,41 \text{ m}$$

- Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport à l'axe médiane de la semelle :

$$e_0 = e - \frac{l_s}{2} = 2,41 - \frac{5}{2} = -0,09 \text{ m}$$

$\frac{l_s}{6} = \frac{5}{6} = 0,83$  donc  $e_0 = 0,09 < \frac{l_s}{6}$  ; ce qui signifie que la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle,

- Contrainte maximale et minimale sous la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{F_V}{A} \left( 1 \pm \frac{6e_0}{l_s} \right) \text{ ou } A \text{ est l'aire de la semelle en contact avec le sol de fondation}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{10598,55}{5 * 30,80} \left( 1 + \frac{6 * 0,09}{5} \right) = \frac{61,38 \text{ KN}}{m^2} = 0,76 \text{ bars} \\ \sigma_2 = \frac{10598,55}{5 * 30,80} \left( 1 - \frac{6 * 0,09}{5} \right) = \frac{76,25 \text{ KN}}{m^2} = 0,61 \text{ bars} \end{cases}$$

- Calcul de la contrainte de référence dite contrainte aux trois quarts

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq q_{sol}$$

$$\begin{cases} \sigma_{3/4} = \frac{3 * 0,76 + 0,61}{4} = 0,72 \\ q_{sol} = 1,70 \text{ bars} \end{cases} \Leftrightarrow \sigma_{3/4} \leq q_{sol}$$

Donc le sol de fondation ne poinçonne pas sous l'action des charges permanentes,

### 3. Calcul en construction avec remblai

**Moments stabilisants et renversants de la culée sous remblai**

Désignation	Forces verticales $F_V$ (kN)	Forces Horizontales $F_h$ (kN)	Bras de levier d (m)	Moments $M_{s/o}$ (kN,m)	Moments $M_{r/o}$ (kN,m)
Culée	10598,55	-	2,41	25542,51	
Poids des terres	13140	-	3,6	47304	
Poussée des terres sur le mur de front	-	1296,94	2,94	-	3813,00
Poussée des terres dû à la surcharges de sur le remblai	-	147,05	4,41	-	648,49
Surcharge sur remblais vertical	300	-	3,6	1080	0
Réaction du tablier	949,81	-	1,55	1472,21	0
<b>Total</b>	<b>24988,36</b>	<b>1443,99</b>		<b>75398,71</b>	<b>4461,49</b>

$$\sum M_{t/o} = 75398,71 - 4461,49 = 70937,21 \text{ KN}, m$$

$$\sum F_V = 24988,36 \text{ KN}$$

i. Vérification de la stabilité au renversement :

Cette vérification consiste à s'assurer qu'il n'y aura pas de risque de basculement de la culée,

La condition suivante doit être satisfaite :

$$F_{\text{sécurité/renversement}} = \frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} > 1,5$$

Soit :

$$F_{s/r} = \frac{75398,711}{4461,48} = 16,90 > 1,5 \Rightarrow \text{pas de risque de renversement de la culée}$$

ii. Vérification de la stabilité au glissement

Cette vérification consiste à s'assurer qu'il n'y aura pas de risque de déplacement horizontal de la culée,

La condition suivante doit être satisfaite :

$$F_{\text{sécurité/glisement}} = \frac{C * B + F_V * \tan\varphi'}{F_H} > 1,5$$

Avec : B = largeur de la culée; C = cohésion du sol = 0 ;  $\tan\varphi' = 0,45$

$$\text{Soit } F_{\text{sécurité/glisement}} = \frac{24988,36 * 0,45}{1443,99} = 7,78 > 1,5$$

⇒ pas de risque de glissement de la culée

4. Etude de la culée sous les différentes combinaisons d'action : Charges permanentes et surcharges

Les conditions précédentes doivent être vérifiées sous les combinaisons suivantes :

i. Etat Limite Ultime (ELU)

$$ELU: 1,35G + 1,5Q + 1,6[A(l) + Q_{tr}] + 1,6Q_F$$

*Études techniques détaillées relatives à la construction d'un pont : cas du pont sur le rail  
de Yimdi de la voie de contournement*

**Moments stabilisants et renversants à ELU**

<b>Désignation</b>	<b>Coefficients</b>	<b>Fv</b>	<b>Fv x Coef</b>	<b>Fh</b>	<b>Fh x Coef</b>	<b>Bras de levier (m)</b>	<b>Moments Ms/o</b>	<b>Moments Mr/o</b>
Culée	1,35	10598,55	14308,04	-	-	2,41	34482,38	-
Poids des terres	1,35	13140	17739	-	-	3,6	63860,4	-
Poussée des terres sur le mur de front	1,35	-	-	1296,94	1750,87	2,94	-	5147,55
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1,5	-	-	147,05	220,575	4,41	-	972,74
Surcharge sur remblai verticale	1,5	300	450	-	-	3,6	1620	-
Réaction du tablier	1,35	949,81	1282,24	-	-	1,55	1987,48	-
Surcharge A(1)	1,6	2599,42	4159,07	-	-	1,55	6446,56	-
Freinage Bc	1,6	-	-	420	672	7,62	-	5120,64
Surcharge du tablier	1,6	30,81	49,30	-	-	1,55	76,41	-
<b>Total</b>			<b>37987,65</b>		<b>2643,44</b>		<b>108473,23</b>	<b>11240,93</b>

$$\sum M_{t/o} = 108473,23 - 11240,93 = 97232,30 \text{ KN, m}$$

$$\sum F_V = 37987,65 \text{ KN}$$

- Vérification de la stabilité au renversement :

La condition suivante doit être satisfaite :

$$F_{s/r} = \frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} = \frac{108473,23}{11240,93} = 9,64 > 1,5$$

⇒ pas de risque de renversement de la culée

- Vérification de la stabilité au glissement :

$$F_{s/g} = \frac{C * B + F_V * \tan \varphi'}{F_H} = \frac{37987,65 * 0,45}{2643,44} = 6,47 > 1,5$$

⇒ pas de risque de glissement de la culée

- Vérification de la stabilité au poinçonnement :

- Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport au point de rotation

$$e = \frac{\sum M_{t/o}}{\sum F_V} = \frac{97232,30}{37987} = 2,56 \text{ m}$$

- Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport à l'axe médiane de la semelle :

$$e_0 = e - \frac{l_s}{2} = 2,56 - \frac{5}{2} = 0,06 \text{ m}$$

$$|e_0| = 0,06 \text{ m}$$

$$\frac{l_s}{6} = \frac{5}{6} = 0,83 ; \text{ Donc } e_0 = 0,06 < \frac{l_s}{6} ;$$

Ce qui signifie que la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle donc la semelle est entière comprimée,

- Contrainte maximale et minimale sous la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{F_V}{A} \left( 1 \pm \frac{6e_0}{l_s} \right) \text{ ou } A \text{ est l'aire de la semelle en contact avec le sol de fondation}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{37987,654}{5 * 30,80} \left( 1 + \frac{6 * 0,06}{5} \right) = 264,43 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 2,64 \text{bars} \\ \sigma_2 = \frac{37987,65}{5 * 30,80} \left( 1 - \frac{6 * 0,06}{5} \right) = \frac{228,91 \text{KN}}{\text{m}^2} = 2,29 \text{bars} \end{cases}$$

- Calcul de la contrainte de référence dite contrainte aux trois quarts

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq q_{sol}$$

$$\begin{cases} \sigma_{3/4} = \frac{3 * 2,64 + 2,29}{4} = 2,55 \\ q_{sol} = 1,70 \text{ bars} \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \sigma_{3/4} \geq q_{sol}$$

⇒ le sol de fondation poinçonnera

- ii. Etat Limite de Service (ELS)

$$ELS: G + Q + 1,2[A(l) + Q_{tr}] + 1,2Q_F$$

**Moments stabilisants et renversants à ELS**

Désignation	Coefficients	Fv	Fv x Coef	Fh	Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Culée	1	10598,55	10598,55	-	-	2,41	25542,51	-
Poids des terres	1	13140	13140	-	-	3,6	47304	-
Poussée des terres sur le mur de front	1	-	-	1296,94	1296,94	2,94	-	3813,01
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1	-	-	147,05	147,05	4,41	-	648,49
Surcharge sur remblai verticale	1	300	300	-	-	3,6	1080	-
Réaction du tablier	1	949,81	949,81	-	-	1,55	1472,20	-
Surcharge A(1)	1,2	2599,42	3119,30	-	-	1,55	4834,92	-
Freinage Bc	1,2	-	-	420	504	7,62	-	3840,48
Surcharge du tablier	1,2	30,81	36,972	-	-	1,55	57,30	-
<b>Total</b>			<b>28144,64</b>		<b>1947,99</b>		<b>80290,93</b>	<b>8301,97</b>

$$\sum M_{t/o} = 80290,93 - 8301,97 = 71988,96 \text{ KN, m}$$

$$\sum F_V = 28144,64 \text{ KN}$$

- Vérification de la stabilité au renversement :

La condition suivante doit être satisfaite :

$$F_{s/r} = \frac{\sum M_{s/o}}{\sum M_{r/o}} = \frac{80290,93}{8301,97} = 9,67 > 1,5$$

⇒ pas de risque de renversement de la culée

- Vérification de la stabilité au glissement :

$$F_{s/g} = \frac{C * B + F_V * \tan\varphi'}{F_H} = \frac{28144,64 * 0,45}{1947,99} = 6,50 > 1,5$$

⇒ pas de risque de glissement de la culée

- Vérification de la stabilité au poinçonnement :

- Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport au point de rotation

$$e = \frac{\sum M_{t/o}}{\sum F_V} = \frac{71988,96}{28144,64} = 2,56 \text{ m}$$

- Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport à l'axe médiane de la semelle :

$$e_0 = e - \frac{l_s}{2} = 2,56 - \frac{5}{2} = 0,06 \text{ m}$$

$$\frac{l_s}{6} = \frac{5}{6} = 0,83 \text{ donc } e_0 = 0,06 < \frac{l_s}{6};$$

Ce qui signifie que la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle donc la semelle est entière comprimée,

- Contrainte maximale et minimale sous la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{F_V}{A} \left( 1 \pm \frac{6e_0}{l_s} \right) \text{ ou } A \text{ est l'aire de la semelle en contact avec le sol de fondation}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{28144,64}{5 * 30,80} \left( 1 + \frac{6 * 0,06}{5} \right) = \frac{195,91KN}{m^2} = 1,96 \text{ bars} \\ \sigma_2 = \frac{28144,64}{5 * 30,80} \left( 1 - \frac{6 * 0,06}{5} \right) = \frac{169,59KN}{m^2} = 1,69 \text{ bars} \end{cases}$$

- Calcul de la contrainte de référence dite contrainte aux trois quarts

$$\sigma_{3/4} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq q_{sol}$$

$$\begin{cases} \sigma_{3/4} = \frac{3 * 1,96 + 1,69}{4} = 1,89 \\ q_{sol} = 1,70 \text{ bars} \end{cases} \Leftrightarrow \sigma_{3/4} \geq q_{sol}$$

⇒ le sol de fondation poinçonnera

Conclusion : Toutes les conditions ne sont pas satisfaisantes, donc la culée est bel et bien stable mais le sol de fondation poinçonnera.

Solution : pour éviter le poinçonnement, les semelles reposeront sur du gros béton (qui est une technique de consolidation du sol).

Annexe 12 : Dimensionnement du mur garde grève et du corbeau

1. Dimensionnement du mur garde grève

Le mur garde-grève est soumis essentiellement à l'action des forces horizontales sur la face arrière en contact avec les terres : poussée des terres, poussée de charges en arrière du mur garde-grève, freinage (SETRA, appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires et ferrailage type, octobre 1977),

Les hypothèses sur l'action des différentes charges sont incertaines, ce qui rend le calcul complexe, Cependant le document « SETRA, appuis des tabliers PP73, calculs complémentaires et ferrailage type, octobre 1977 » propose un ferrailage type en fonction de la hauteur et de l'épaisseur du mur,

Pour une hauteur de 1,2 m et une épaisseur de 30 cm, le ferrailage type est le suivant :

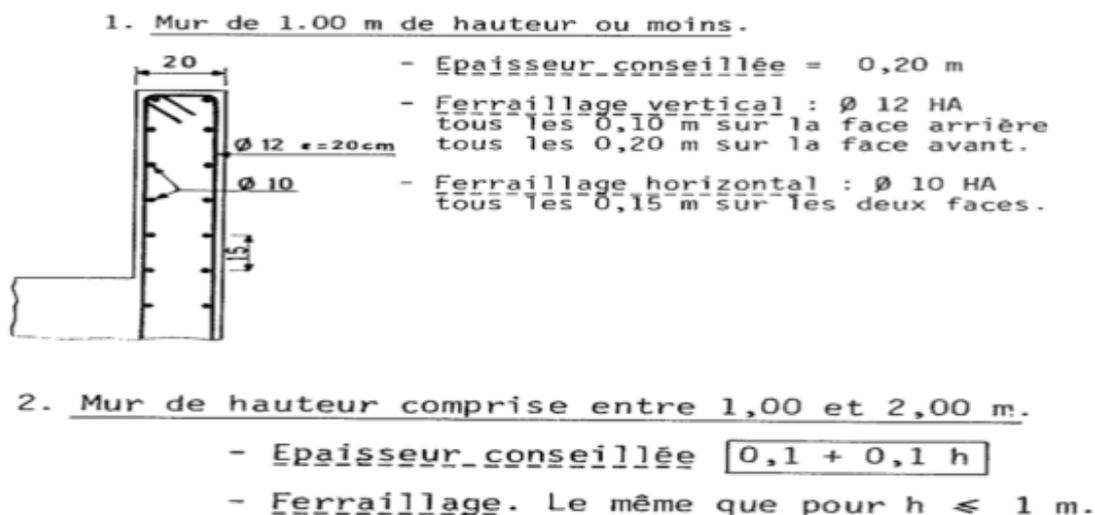
- Ferrailage vertical :  $\Phi$  HA 12

Tous les 10 cm sur la face arrière ;

Tous les 20 cm sur la face avant,

- Ferrailage horizontal :  $\Phi$  HA 10

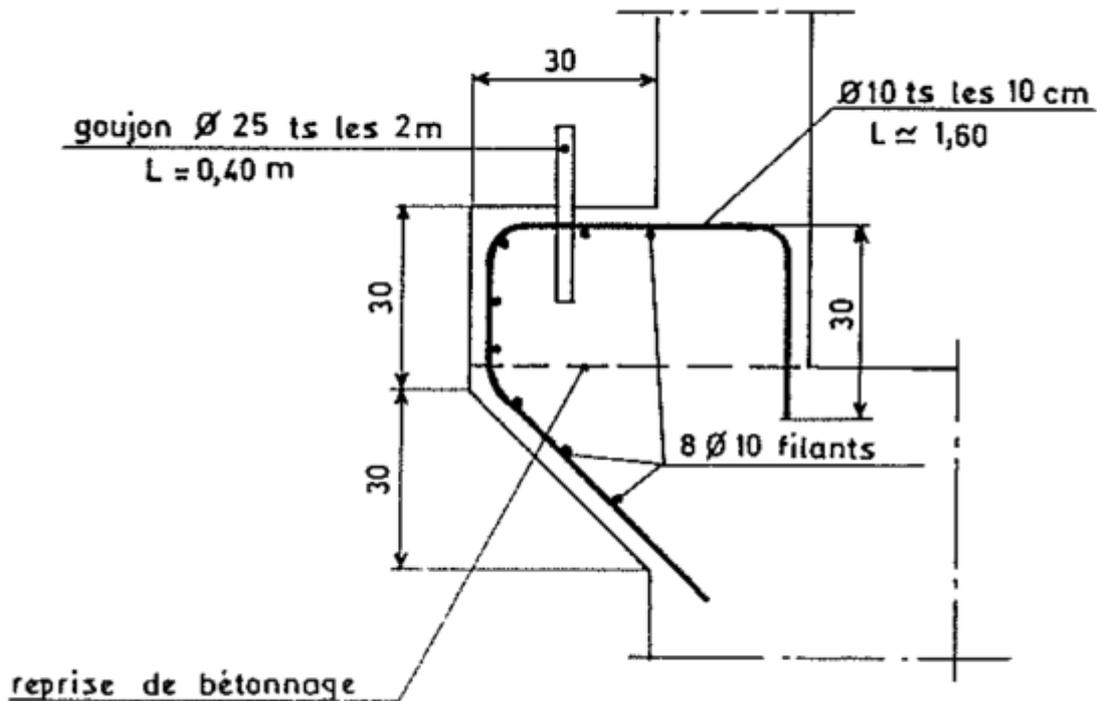
Tous les 15 cm sur les deux faces,



ferrailage type mur garde grève

2. Dimensionnement du Corbeau d'appuis de la dalle de transition

Le ferrailage type proposé par le PP73 sera pris en compte :



*ferrailage type corbeau d'appuis*

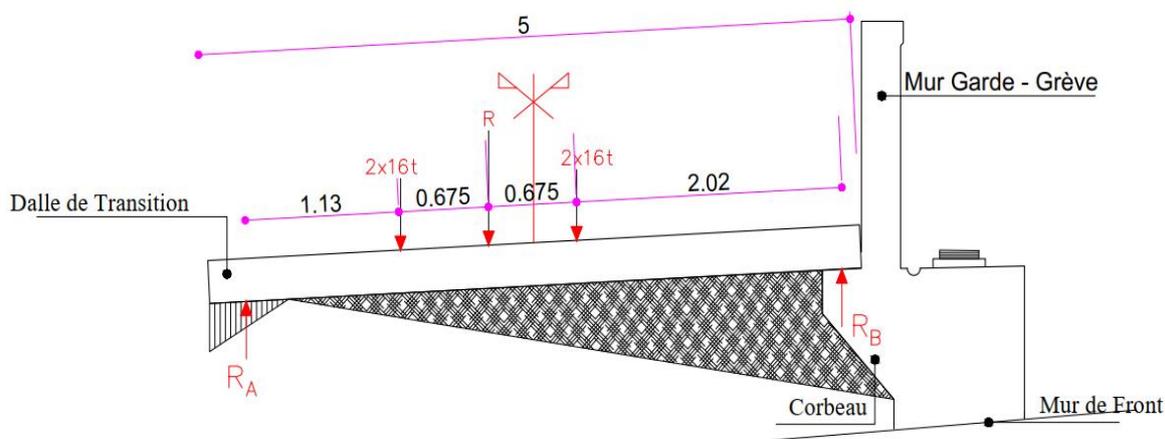
Annexe 13 : Dimensionnement de la dalle de transition

La dalle de transition est dimensionnée conformément aux recommandations du SETRA dans le guide « Dalles de transition des ponts-routes-Techniques et réalisation, octobre 1984 ». Sa largeur est égale à la largeur de l'ouvrage, Ses hypothèses de calcul sont les suivantes :

- ✓ Elle est calculée en la supposant simplement appuyée d'une part sur le corbeau d'appui et d'autre part prenant appui sur le remblai par une bande de 0,6 m de largeur, Ce bord libre est renforcé par une armature de chaînage;
- ✓ Elle est soumise aux surcharges provenant du système des essieux tandem Bt,

1. Evaluation des charges du système Bt

Le théorème de BARRE : « le moment fléchissant est maximal au droit d'un essieu, lorsque cet essieu d'une part et la résultante générale du convoi d'autre part se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre, » sera appliqué, Cela est illustré dans la figure suivante :



D'après ce théorème, on a :

$$R_A = \frac{R}{l} \left( \frac{l}{2} + Z - \delta \right)$$

Avec :

Z est la moitié de la distance entre les tandems :  $Z = \frac{1,35}{2} = 0,675\text{m}$

$$\delta = \frac{Z}{2} = 0,3375\text{m}$$

$$R_A = \frac{32}{5} \left( \frac{5}{2} + 0,675 - 0,3375 \right)$$

$$R_A = 18,16 \text{ t}$$

$$M_{max} = R_A \left( \frac{l}{2} + Z - \delta \right) - 2P \times Z$$

$$M_{max} = 18,16 \left( \frac{5}{2} + 0,675 - 0,3375 \right) - 2 \times 16 \times 0,675$$

$$M_{max} = 29,93 \text{ t, m}$$

On a donc  $M_Q = \frac{29,93}{13,82} = 2,17 \text{ t, m/ml}$

## 2. Evaluation des charges permanentes

Poids propre de la dalle :  $0,3 \times 1 \times 2,5 = 0,75 \text{ t/ml}$

Poids des terres  $1 \times 2 \times 1 = 2 \text{ t/ml}$

Poids du revêtement  $0,07 \times 1 \times 2,2 = 0,154 \text{ t/ml}$

On a donc  $G = 2,9 \text{ t/ml}$

$$M_G = G \times \frac{l^2}{8}$$

$$M_G = 6,24 \text{ t, m/ml}$$

## 3. Calcul des aciers principaux

$$M_u = 1,35M_G + 1,6M_Q$$

$$M_u = 1,35 \times 6,24 + 1,6 \times 2,17$$

$$M_u = 11,90 \text{ t, m}$$

On a  $M_u = 119 \text{ KN, m}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1 \times 1,5} = 17 \text{ Mpa}$$

Moment réduit ultime :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec } d = 0,9h = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{0,119}{1 \times 0,27^2 \times 17} = \mathbf{0,096}$$

On a  $\mu_u < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow$  *pivot A* donc pas besoin d'aciers comprimés,

Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha_u = 1,25 \times \sqrt{1 - (1 - 2 \times \mu_u)} = 1,25 \times \sqrt{1 - (1 - 2 \times 0,096)} = 0,55$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_u = \alpha_u \times d = 0,55 \times 0,27 = \mathbf{0,14 \text{ m}}$$

Bras de levier du couple interne :

$$Z_u = (d - 0,4 \times y_u) = (0,27 - 0,4 \times 0,14) = \mathbf{0,21 \text{ m}}$$

Calcul de la section d'aciers :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times f_{su}} = \frac{0,119}{0,214 \times 434,78} = 12,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Choix :**  $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{08 HA16 = 16,13 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{S_t = 12,5 \text{ cm}} \end{array} \right.$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,27 \times \frac{2,4}{500} = \mathbf{2,98 \text{ cm}^2}$$

On a :  $A_{st} = 16,13 \text{ cm}^2 > A_{min}$  donc la condition est vérifiée

✓ Vérification à l'ELS

$$M_{ser} = M_G + 1,25M_Q$$

$$M_{ser} = 6,24 + 1,25 \times 2,17$$

$$M_{ser} = 8,95 \text{ t, m}$$

Coefficient de la fibre neutre :

$$\bar{\alpha} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc}}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 * 18}{18 * 15 + 250} = 0,52$$

Cordonnées de la fibre neutre :

$$y_1 = \bar{\alpha} * d = 0,52 * 0,27 = 0,14 \text{ m}$$

- Bras de levier du couple interne :

$$z = d - \frac{y_1}{3} = 0,22 \text{ m}$$

- Moment résistant du béton en service :

$$M_{rsb} = \frac{1}{2} b y_1 \bar{\sigma}_{bc} * z = 0,5 * 1 * 18 * 0,14 * 0,22 = \mathbf{0,28 \text{ MN, m}}$$

On a  $M_{ser} < M_{rsb}$  donc pas besoin d'aciers comprimés

- Calcul de la section d'acier :

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{(\bar{\sigma}_{st} * z)} = \frac{0,0895}{250 * 0,22} = \mathbf{16,00 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

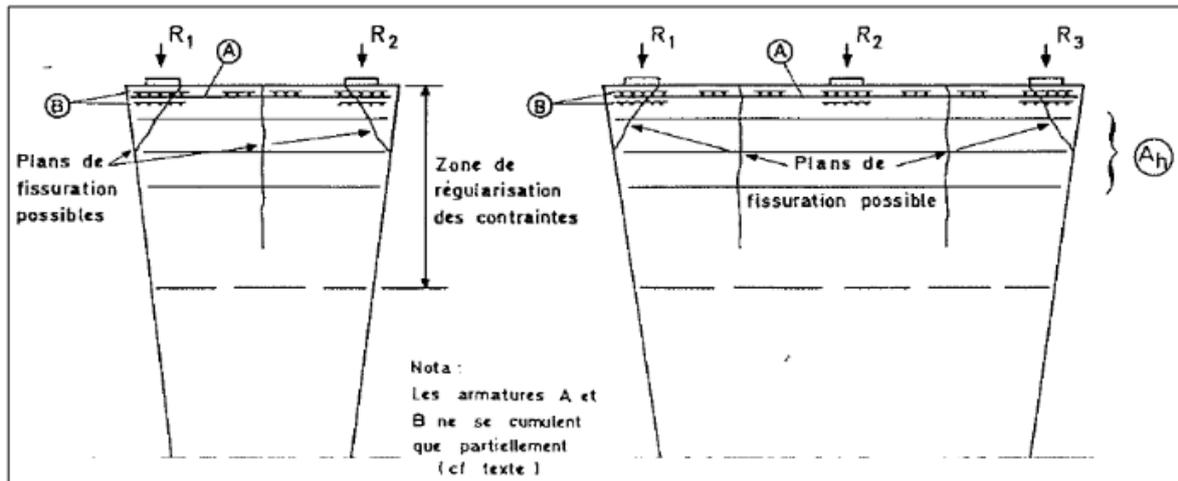
$$\text{Choix : } \begin{cases} \mathbf{08 \text{ HA16} = 16,16 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{S_t = 12,5 \text{ cm}} \end{cases}$$

**Conclusion** : nous adopterons comme choix :

$$\begin{cases} \mathbf{08 \text{ HA16} = 16,13 \text{ cm}^2/\text{ml}} \\ \mathbf{S_t = 12,5 \text{ cm}} \end{cases}$$

Annexe 14 : Dimensionnement du sommier

Une règle forfaitaire de dimensionnement a été établie pour le ferrailage du sommier d'appui, Des fissurations sont possibles suivant le plan vertical et le plan oblique, La figure 9 illustre les plans de fissurations et les dispositions à prendre,



Zones sensibles des sommiers d'appui

Il convient de disposer des armatures telles que (A) constituant un chaînage à la partie supérieure du voile et s'opposant à la fissuration suivant les plans indiqués, Les armatures de type (B) de surface et d'éclatement sont à disposer à l'intérieur du bossage, sous les appareils d'appui de l'ouvrage à fin de limiter les fissurations sous les réactions,

Armatures de chaînage A :

Elles doivent équilibrer un effort équivalent au quart (1/4) de la charge reprise :

$$A = 0,25 \times \frac{R_{\max}}{\sigma_{st}} \text{ Avec } \sigma_{st} = 2/3 f_e = 2/3 * 500 = 333,333 \text{ Mpa}$$

Et les charges à l'ELS nous donneront :  $R_{\max} = 70,398 \text{ t}$

- $A = 5,28 \text{ cm}^2$  (Disposé en une seule nappe)

Pour limiter la propagation d'éventuelles fissures, l'ensemble  $A_h$  d'armatures longitudinales est placée sous le chaînage sur une hauteur égale à la moitié de l'espacement des appareils d'appui ( $2,6/2 = 1,3 \text{ m}$ ) et devra reprendre  $0,125 R$  soit la moitié du chaînage, Soit :

$$A_h = 2,52 \text{ cm}^2$$

On a alors choisi : A : 4 HA 14 (espacés de 30 cm pour une section de 6,16 cm<sup>2</sup>)

Ah : 3 HA 12 (espacés de 25 cm pour 3,39 cm<sup>2</sup>)

### **Armatures des bossages :**

Les appareils d'appuis seront encadrés par 2 bossages (supérieurs et inférieurs) qui serviront de transition entre les parties d'ouvrage (poutres et sommier), Ils auront un débord de 5cm par rapport aux appuis, une section de 40x40 et une hauteur de 10cm, Ils seront les mêmes sur tous les appuis,

Les bossages sont sollicités en compression et vu leur faible hauteur, ils seront frettés pour éviter leur éclatement, Deux nappes seront placées perpendiculairement et devront pouvoir reprendre 0,04 fois la réaction de l'appui, Ce qui nous donne comme section :

$$A = 0,04 \times \frac{R_{\max}}{\sigma_{st}} = 0,04 \times \frac{70,398}{333,333} \times 100 = 0,84 \text{ cm}^2 \quad \text{soient:}$$

- Sur les 30 cm : 4 HA 8 espacés de 7,5 cm

- Sur les 40 cm : 4 HA 8 espacés de 10 cm,

*Annexe 15 : Dimensionnement du mur de front*

1. Evaluation des efforts

✓  $ELU: 1,35G + 1,5Q + 1,6[A(l) + Q_{tr} + Q_F]$

**Charge à l'ELU sur mur de front**

Désignation	Coefficients	Fv	Fv x Coef	Fh	Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Poids propre mur de front	1,35	8440,5	11394,66	-	-	1,7	19370,9475	-
Poids des terres	-	13140	-	-	-	3,6	-	-
Poussée des terres sur le mur de front	1,35	-	-	1296,94	1750,87	2,94	-	5147,55
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1,5	-	-	147,05	220,58	4,41	-	972,74
Surcharge sur remblai verticale	-	300	-	-	-	3,6	-	-
Réaction du tablier	1,35	949,81	1282,24	-	-	1,55	1987,47	-
Surcharge A(l)	1,6	2599,42	4159,07	-	-	1,55	6446,56	-
Freinage Bc	1,6	-	-	420	672	7,62	-	5120,64
Surcharge du tablier	1,6	30,81	49,29	-	-	1,55	76,41	-
<b>Total</b>			<b>16885,29</b>		<b>2643,44</b>		<b>27881,40</b>	<b>11240,93</b>

$$\sum M_{t/o} = 27881,40 - 11240,93 = 16640,47 \text{ KN, m} = 554,68 \text{ KN, m/ml}$$

$$\sum F_v = 16885,29 = 562,84 \text{ KN}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{\sum M_{t/o}}{\sum F_v} = \frac{554,68}{562,84} = 0,98 \text{ m}$$

On a:

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0,166 \text{ m} \text{ Avec } h \text{ l'épaisseur du mur de front,}$$

Donc  $e > \frac{h}{6}$  ce qui signifie que la section est partiellement comprimée,

$$\checkmark \text{ ELS: } G + Q + 1,2[A(l) + Q_{tr} + Q_F]$$

*Études techniques détaillées relatives à la construction d'un pont : cas du pont sur le rail  
de Yimdi de la voie de contournement*

**Charge à l'ELS sur mur de front**

Désignation	Coefficients	Fv	Fv x Coef	Fh	Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Poids propre mur de front	1	8440,5	8440,5	-	-	1,7	14348,85	-
Poids des terres	-	13140	-	-	-	3,6	-	-
Poussée des terres sur le mur de front	1	-	-	1296,94	1296,94	2,94	-	3813,00
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1	-	-	147,05	147,05	4,41	-	648,49
Surcharge sur remblai verticale	-	300	-	-	-	3,6	-	-
Réaction du tablier	1	949,81	949,81	-	-	1,55	1472,21	-
Surcharge A(l)	1,2	2599,42	3119,30	-	-	1,55	4834,92	-
Freinage Bc	1,2	-	-	420	504	7,62	-	3840,48
Surcharge du tablier	1,2	30,81	36,97	-	-	1,55	57,31	-
<b>Total</b>			<b>12546,59</b>		<b>1947,99</b>		<b>20713,28</b>	<b>8301,97</b>

$$\sum M_{t/o} = 20713,28 - 8301,97 = 12411,31 \text{ KN, m} = 413,71 \text{ KN, m/ml}$$

$$\sum F_V = 12546,59 = 418,22 \text{ KN}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{\sum M_{t/o}}{\sum F_V} = \frac{413,71}{418,22} = 0,98 \text{ m}$$

On a:

$$\frac{h}{6} = \frac{1}{6} = 0,166 \text{ m} \text{ Avec } h \text{ l'épaisseur du mur de front,}$$

Donc  $e > \frac{h}{6}$  ce qui signifie que la section est partiellement comprimée

i. Calcul des armatures : Justification à ELU

- Calcul du moment fictif  $M_u$  fictif

$$\begin{cases} M_{uf} = N_u \times e_A \\ e_A = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} M_A = 562,84 * 1,38 = 776,72 \text{ KN, m/ml} \\ e_A = 0,98 + \left(0,9 * 1 - \frac{1}{2}\right) = 1,38 \text{ m} \end{cases}$$

- Calcul des armatures de la section fictive de moment  $M_u$  fictif

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{1,5}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17 \text{ Mpa}$$

$$f_{bu} = \frac{f_e}{1,15} = 434,78 \text{ Mpa}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,554}{0,562} = 0,99 \text{ m}$$

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bu}} = \frac{0,562}{1 \times 1 \times 17} = 0,03$$

$$\Psi_1 \leq 0,81 \quad \text{Alors lire } \zeta = 0,1658$$

$$e_{NC} = \zeta \times h = 0,1658 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,776}{1 \times 0,9^2 \times 17} = 0,06$$

$$\alpha_u = 1,25 \times \sqrt{1 - (1 - 2 \times \mu_u)} = 1,25 \times \sqrt{1 - (1 - 2 \times 0,06)} = 0,43$$

$$y_u = \alpha_u \times d = 0,25 \times 0,144 = 0,036 \text{ m}$$

$$Z_u = (d - 0,4 \times y_u) = (0,9 - 0,4 \times 0,43) = 0,72 \text{ m}$$

$$A_{st \text{ fictif}} = \frac{M_u}{Z \times f_{su}} = \frac{0,776}{0,72 \times 434,78} = \mathbf{24,79 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

- Calcul des armatures de la section fictive de moment  $M_u$  fictif

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_u}{\frac{f_e}{1,15}} \geq \max \left[ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 24,79 - \frac{0,562}{\frac{500}{1,15}} \times 10000 = 11,86 \text{ cm}^2 \\ \max \left[ \frac{1 \times 1}{1000}; 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 1 \times \frac{2,4}{500} \right] = \max[10; 9,93] = 10 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Notre section d'acier est de  $A_s = 11,86 \text{ cm}^2$  ; soit 08 HA 14/ml (12,32  $\text{cm}^2$ ) ; St = 12,5 cm

Pour les armatures secondaires, nous allons considérer la section ci-dessous :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 04 \text{ HA } 10/\text{ml} (3,14\text{cm}^2); St=25 \text{ cm}$$

- Calcul des armatures transversales (armatures de peau)

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{12,32}{3} = 4,1 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 06 \text{ HA } 10/\text{ml} (4,71\text{cm}^2); St=16 \text{ cm}$$

ii. Vérification calcul des armatures à l'ELS

- Calcul du moment fictif  $M_{ser}$  fictif

$$\begin{cases} M_{serf} = N_{ser} \times e_A \\ e_A = e + \left( d - \frac{h}{2} \right) \end{cases}$$

Soit :

$$\begin{cases} M_{serf} = 418,22 * 1,38 = 577,14 \text{ KN, m/ml} \\ e_A = 0,98 + \left( 0,9 * 1 - \frac{1}{2} \right) = 1,38\text{m} \end{cases}$$

- Calcul des armatures de la section fictive de moment  $M_{ser}$  fictif

$$A_{sf} = \frac{M_{serf}}{Z_b * \sigma_{st}} = \frac{0,57714}{0,74 * 250} = 31,19 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures de la section fictive de moment  $M_{ser}$  fictif

$$A_s = A_{sf} - \frac{N_{ser}}{\sigma_{st}} \geq \max \left[ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

On a :

$$\begin{cases} A_s = 31,19 - \frac{0,418}{250} * 10000 = 14,37 \text{ cm}^2 \\ \max \left[ \frac{1 * 1}{1000}; 0,23 * 1 * 0,9 * 1 * \frac{2,4}{500} \right] = \max[10 ; 9,93] = 10 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Notre section d'acier est de  $A_s = 14,37 \text{ cm}^2$  ; soit 08 HA 16 /ml (16,08  $\text{cm}^2$ ) ; St = 12,5 cm

Pour les armatures secondaires, nous allons considérer la section ci-dessous :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{16,08}{4} = 4,02 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit } 04 \text{ HA } 12/\text{ml } (4,52\text{cm}^2); \text{ St}=25 \text{ cm}$$

**Conclusion:**

Pour le ferrailage du mur de front, nous obtenons donc les sections d'armature suivantes :

- Section d'armatures principales : 08 HA 16 /ml avec un espacement St = 12,5 cm
- Section d'armatures secondaires : 04 HA 12/ml avec un espacement St = 25 cm

*Études techniques détaillées relatives à la construction d'un pont : cas du pont sur le rail  
de Yimdi de la voie de contournement*

*Annexe 16: Dimensionnement semelle de la culée*

1. Evaluation des charges de la semelle de fondation à l'ELS

**Evaluation des charges de la semelle de fondation à l'ELS**

Désignation	Coefficients	Fv	Fv x Coef	Fh	Fh x Coef	Bras de levier (m)	Moments Ms/o	Moments Mr/o
Culée	1	10598,55	10598,55	-	-	2,41	25542,51	-
Poids des terres	1	13140	13140	-	-	3,6	47304	-
Poussée des terres sur le mur de front	1	-	-	1296,94	1296,94	2,94	-	3813,00
Poussée des terres due à la surcharge sur le remblai	1	-	-	147,05	147,05	4,41	-	648,49
Surcharge sur remblai verticale	1	300	300	-	-	3,6	1080	-
Réaction du tablier	1	949,81	949,81	-	-	1,55	1472,21	-
Surcharge A(l)	1,2	2599,42	3119,30	-	-	1,55	4834,92	-
Freinage Bc	1,2	-	-	420	504	7,62	-	3840,48
Surcharge du tablier	1,2	30,81	36,97	-	-	1,55	57,31	-
<b>Total</b>			<b>28144,64</b>		<b>1947,99</b>		<b>80290,94</b>	<b>8301,97</b>

$$\sum M_{t/o} = 80290,94 - 8301,97 = 71988,97 \text{ KN, m}$$

$$\sum F_V = 28144,64 \text{ KN}$$

- Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport au point de rotation de la semelle :

$$e = \frac{\sum M_{t/o}}{\sum F_V} = \frac{71988,97}{28144,63} = 2,55 \text{ m}$$

- Calcul de l'excentricité des forces verticales par rapport à l'axe médiane de la semelle :

$$e_0 = e - \frac{l_s}{2} = 2,55 - \frac{5}{2} = 0,058 \text{ m}$$

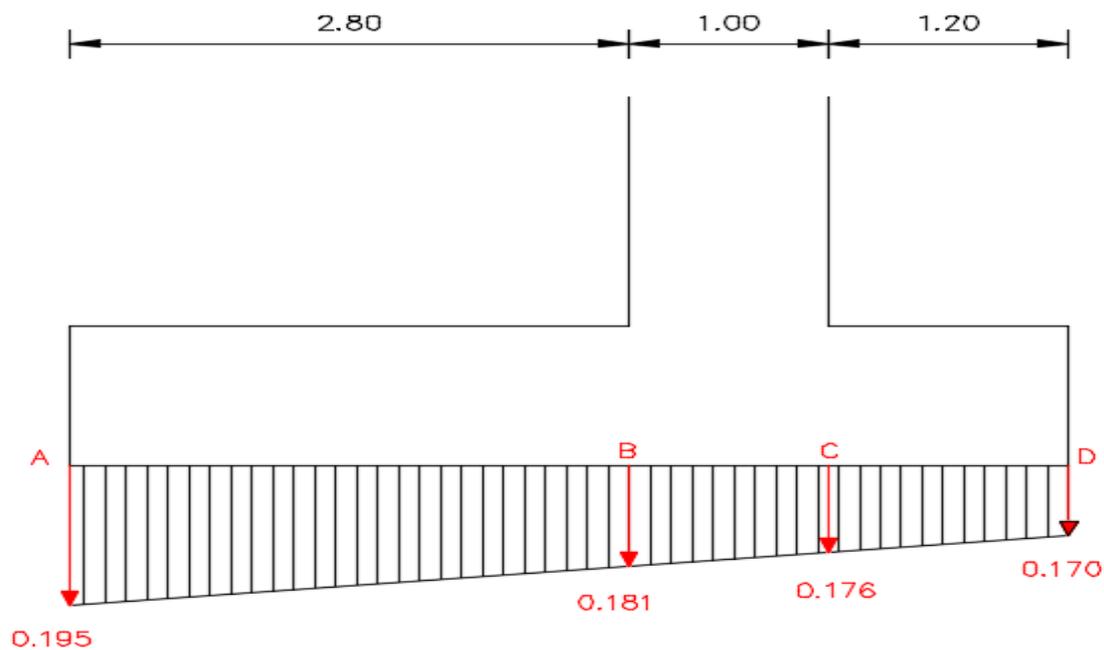
$$\frac{l_s}{6} = \frac{5}{6} = 0,83 \text{ Donc } e_0 = 0,058 < \frac{l_s}{6};$$

Ce qui signifie que la force est à l'intérieur du noyau central de la semelle donc la semelle est entière comprimée,

- Contrainte maximale et minimale sous la semelle :

$$\sigma_{1,2} = \frac{F_V}{A} \left( 1 \pm \frac{6e_0}{l_s} \right) \text{ ou } A \text{ est l'aire de la semelle en contact avec le sol de fondation}$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{28144,63}{5 * 30,80} \left( 1 + \frac{6 * 0,058}{5} \right) = 195,48 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0,195 \text{ bars} \\ \sigma_2 = \frac{28144,63}{5 * 30,80} \left( 1 - \frac{6 * 0,058}{5} \right) = 170,04 \text{ KN/m}^2 = 0,170 \text{ bars} \end{cases}$$



**répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle**

2. Dimensionnement du patin

Nous allons calculer le patin comme une console encastrée au point C, Il est soumis à son poids propre, à la réaction du sol et au poids des terres,

- Moment dû au poids propre :

$$M_{pp} = +P_{pp} * \frac{l_p^2}{2} = (1,2 * 1 * 1 * 25) * \frac{1,2^2}{2} = 21,6 \text{ KN, m/ml}$$

Avec  $l_p$  la largeur du patin

- Moment dû à la réaction du sol :

$$M_{rs} = +\sigma_D * \frac{l_p^2}{2} + (\sigma_C - \sigma_D) * \frac{l_p^2}{6}$$

$$M_{rs} = 0,170 * \frac{1,2^2}{2} + (0,176 - 0,170) * \frac{1,2^2}{6} = 123,84 \text{ KN, m/ml}$$

- Moment total sur le patin :

$$\sum M_p = M_{pp} + M_{rs} = 21,6 + 123,84 = 145,44 \text{ KN, m/ml} = 0,145 \text{ MN, m/ml}$$

Le dimensionnement à l'Etat Limite de Service (ELS), en fissuration préjudiciable donne :

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_b * \sigma_{st}} = \frac{0,145}{0,74 * 250} = 7,83 \text{ cm}^2$$

Soit 07 HA 12/ml ( $7,92\text{cm}^2$ );  $St=14 \text{ cm}$

### 3. Dimensionnement du talon

Le talon est soumis au poids de surcharge qui s'exerce sur lui, au poids des terres, la réaction du sol et son poids propre, Il se calcule comme une poutre encastree au point B,

- Moment dû au poids propre :

$$M_{pp} = +P_{pp} * \frac{l_t^2}{2} = (2,8 * 1 * 1 * 25) * \frac{2,8^2}{2} = 274,4 \text{ KN, m/ml}$$

Avec  $l_t$  la largeur du patin

- Moment dû à la réaction du sol :

$$M_{rs} = -\sigma_B * \frac{l_p^2}{2} + (\sigma_A - \sigma_B) * \frac{l_p^2}{6}$$

$$M_{rs} = 0,181 * \frac{2,8^2}{2} + (0,195 - 0,181) * \frac{2,8^2}{6} = -727,81 \text{ KN, m/ml}$$

- Moment dû au poids des terres sur le talon :

$$M_{pt} = +(18,56 * 1 * 20) * \frac{2,8^2}{2} = +1453,22 \text{ KN, m/ml}$$

- Moment total sur le talon :

$$\sum M_t = 274,4 - 727,81 + 1453,22 = 999,81 \text{ KN, } \frac{\text{m}}{\text{ml}} = 0,999 \text{ MN, m/ml}$$

Le dimensionnement à l'Etat Limite de Service (ELS), en fissuration préjudiciable donne :

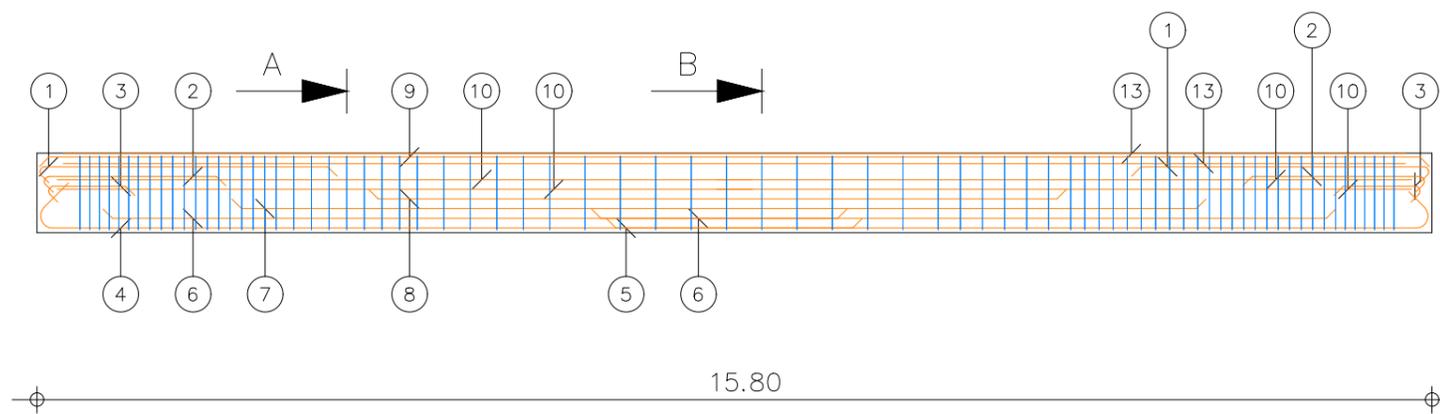
$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_b * \sigma_{st}} = \frac{0,999}{0,74 * 250} = 54 \text{ cm}^2$$

Soit 07 HA 32/ml (56,30cm<sup>2</sup>); St=14 cm

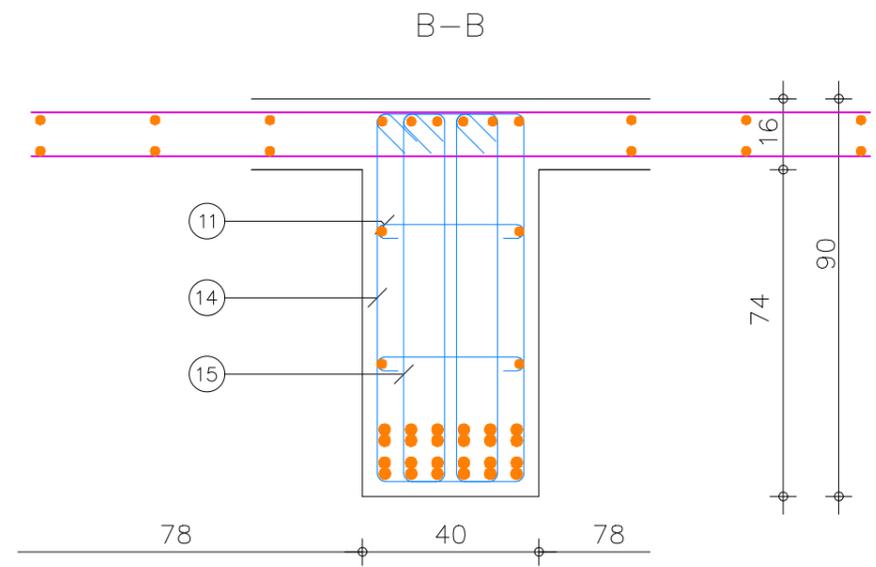
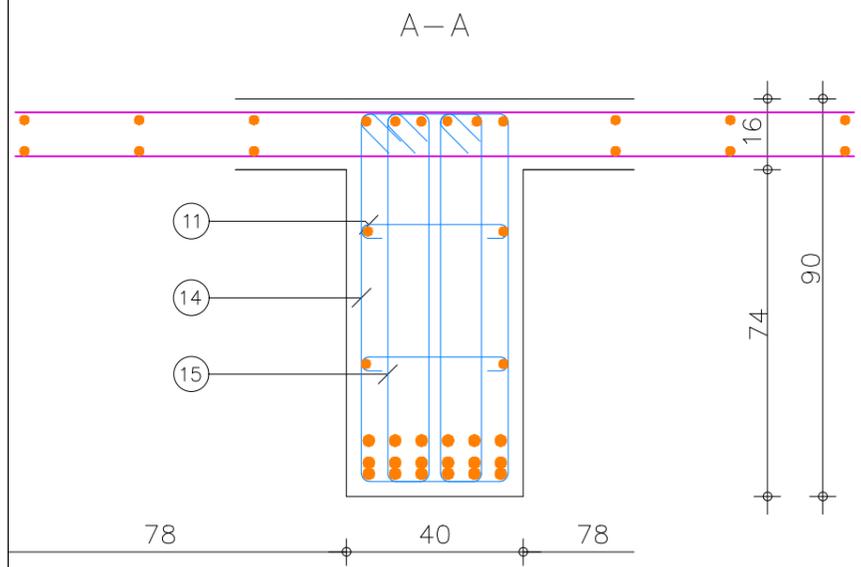
Conclusion ferrailage semelle : Pour des raisons constructives, nous allons adopter le même type de ferrailage aussi bien en talon qu'en patin, soit 07 HA 32/ml ; St=14 cm

Pour les armatures secondaires, nous adoptons la section suivante : 7HA16/ml (14,07cm<sup>2</sup>) ; St=14cm,

# Plans architecturaux et structuraux



Pos.	Armature	Code	Forme
①	12HA 12 l=3.56	00	18 3.37
②	12HA 12 l=2.25	00	18 2.06
③	12HA 12 l=1.17	00	18 98
④	6HA 25 l=9.88	00	54 9.32
⑤	6HA 25 l=9.74	00	9.32 40
⑥	12HA 25 l=8.43	00	8.43
⑦	6HA 25 l=11.03	00	11.03
⑧	6HA 25 l=7.90	00	7.90
⑨	6HA 8 l=15.74	00	15.74
⑩	4*2HA 12 l=7.87	00	7.87
⑪	4*19HA 6 l=46	00	5 34 -
⑫	76HA 16 l=1.90	00	1.90
⑬	12HA 8 l=15.20	00	15.20
⑭	76HA 8 l=2.52	31	34 84 10
⑮	152HA 8 l=2.04	31	10 84 10



ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT:  
CAS DU PONT SUR LE RAIL DE YIMDI DE LA VOIE DE CONTOURNEMENT

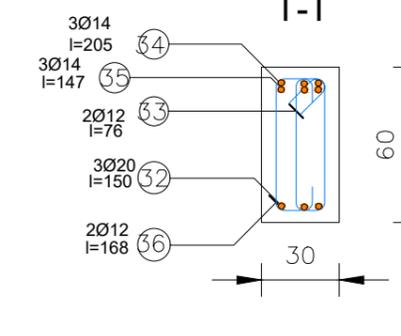
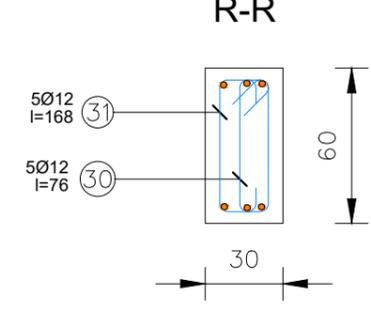
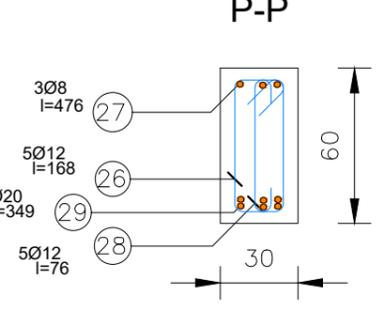
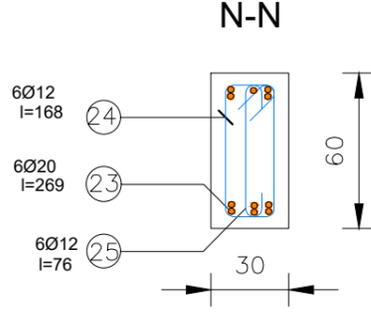
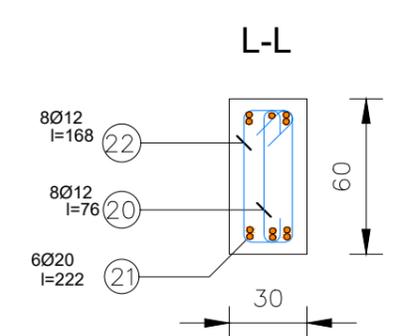
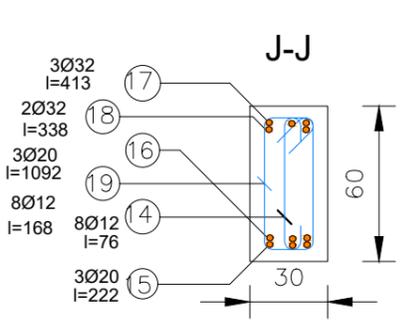
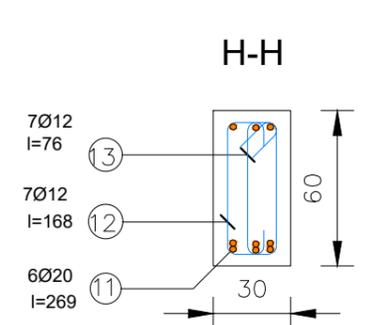
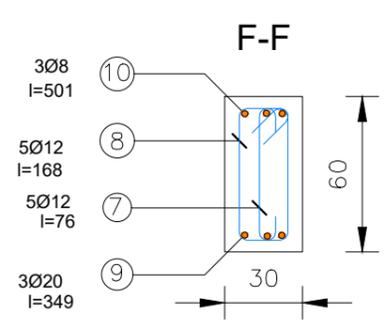
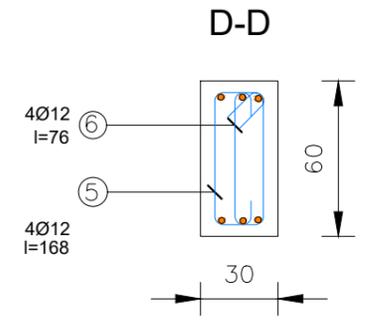
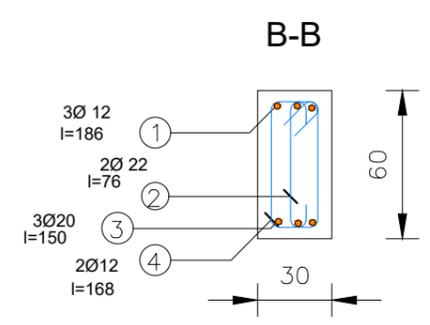
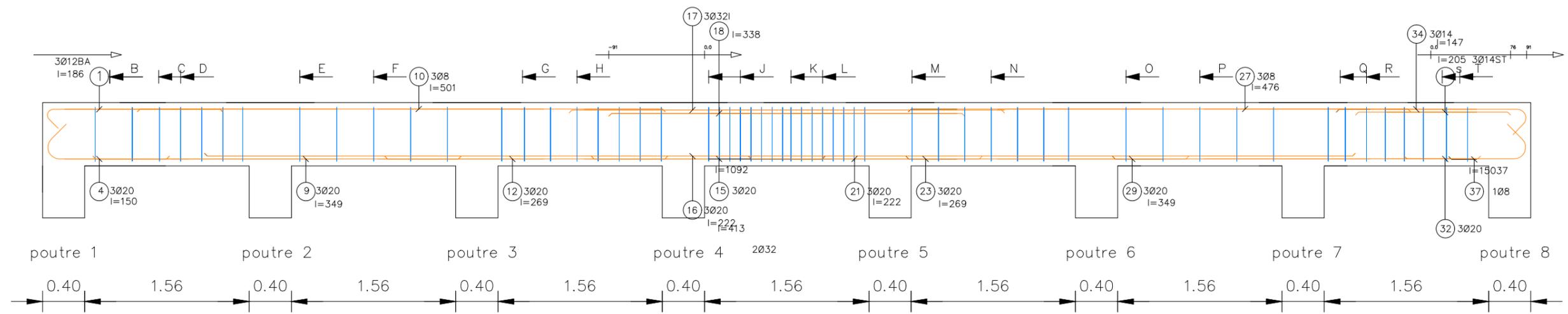
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE

FISSURATION PREJUDICIALE      Béton : BETON30      Acier HA 500

DESSINE PAR: TCHEBEB WILLY JACKSON  
VERIFIE ET APPROUVE PAR: Dr.DECROLY DJOUBISSIE ET M.GARBA HAMA

Enrobage 3 cm      Echelle : 1/100





ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT:  
CAS DU PONT SUR LE RAIL DE YIMDI DE LA VOIE DE CONTOURNEMENT

PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE

FISSURATION PREJUDICIABLE

Béton : BETON30

DESSINE PAR: TCHEBEB WILLY JACKSON

VERIFIE ET APPROUVE PAR: Dr.DECROLY DJOUBISSIE ET M.GARBA HAMA

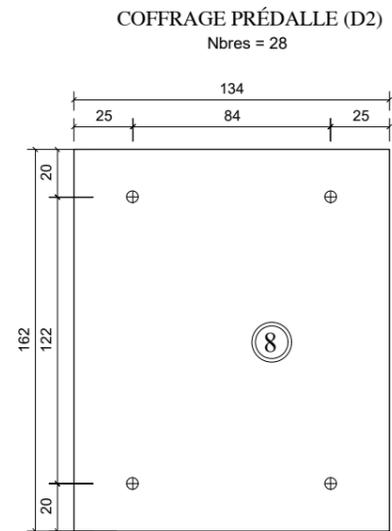
Acier HA 500

Enrobage 3 cm

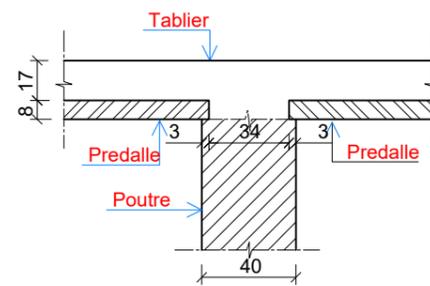
Echelle : 1/100



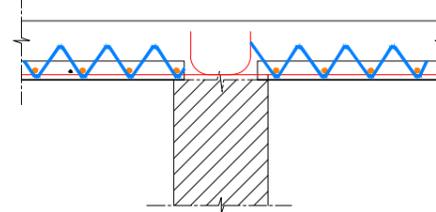
Direction Générale des Infrastructures Routières



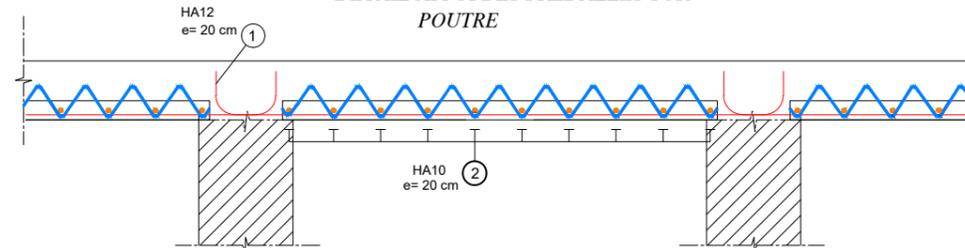
**DÉTAIL APPUI DES PREDALLES SUR POUTRE**



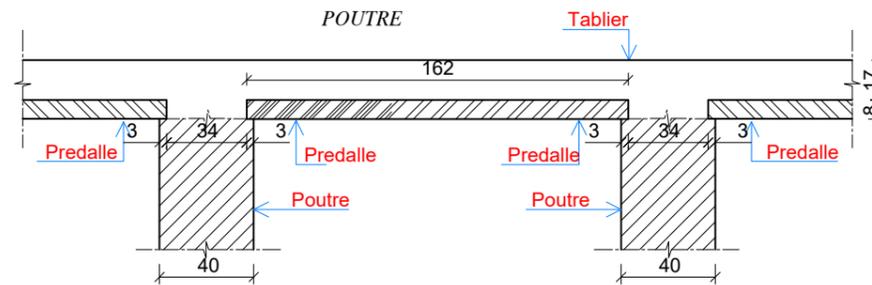
**DÉTAIL APPUI DES PREDALLES SUR POUTRE**



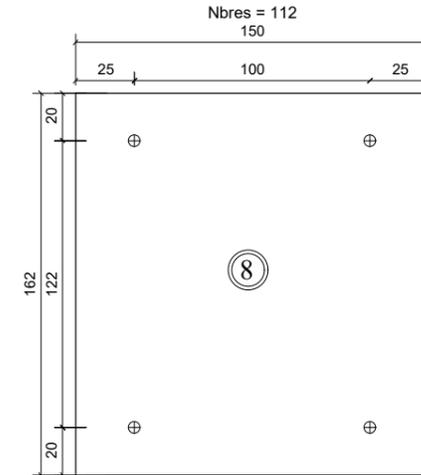
**DÉTAIL APPUI DES PREDALLES SUR POUTRE**



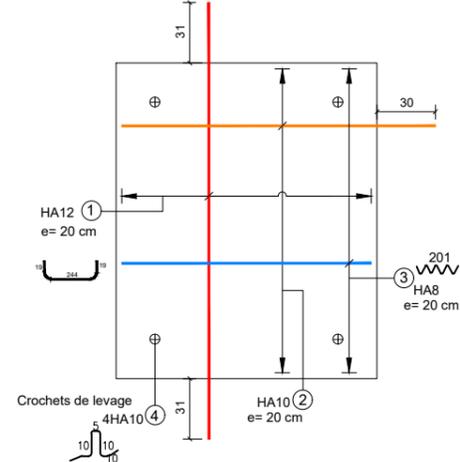
**DÉTAIL APPUI DES PREDALLES SUR POUTRE**



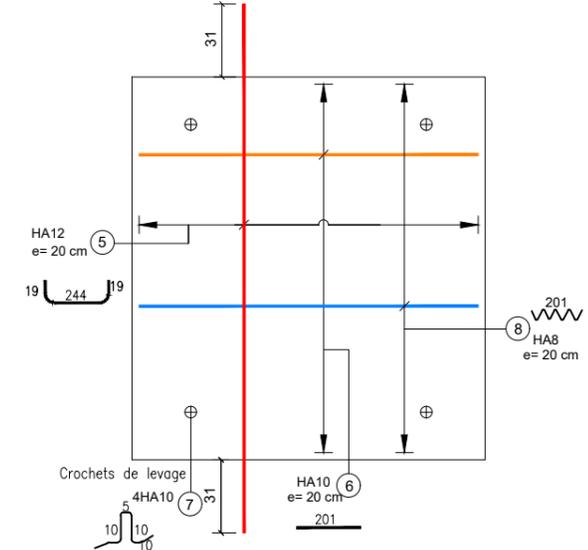
**COFFRAGE PRÉDALLE (D1)**



**FERRAILLAGE PRÉDALLE (D2)**



**FERRAILLAGE PRÉDALLE (D1)**



N°	DIAMETRE		Nbre	FAÇONNAGE ACIERS	LONGUEUR UNITAIRE mm	LONGUEUR TOTALE ml	
	HA	Esp					
Prédalle D2	1	12	20	8	190 [2240 190]	2620	20.96
	2	10	20	10	1640 [190]	1830	18.30
	3	8	20	10	1280 [190]	1920	19.20
	4	10		4	100 [100]	450	1.80

N°	DIAMETRE		Nbre	FAÇONNAGE ACIERS	LONGUEUR UNITAIRE mm	LONGUEUR TOTALE ml	
	HA	Esp					
Prédalle D1	5	12	20	5	2240 [190]	2620	13.10
	6	12	20	10	1440	1440	14.40
	7	8	20	10	1440 [190]	2100	21.00
	8	10		4	100 [100]	450	1.80



ETUDES TECHNIQUES DÉTAILLÉES RELATIVES À LA CONSTRUCTION D'UN PONT:  
CAS DU PONT SUR LE RAIL DE YIMDI DE LA VOIE DE CONTOURNEMENT  
PLAN DE FERRAILLAGE DES PREDALLE

DESSINE PAR: TCHEBEB WILLY JACKSON  
VERIFIÉ ET APPROUVÉ PAR: Dr.DECROLY DJOUBISSIE ET M.GARBA HAMA

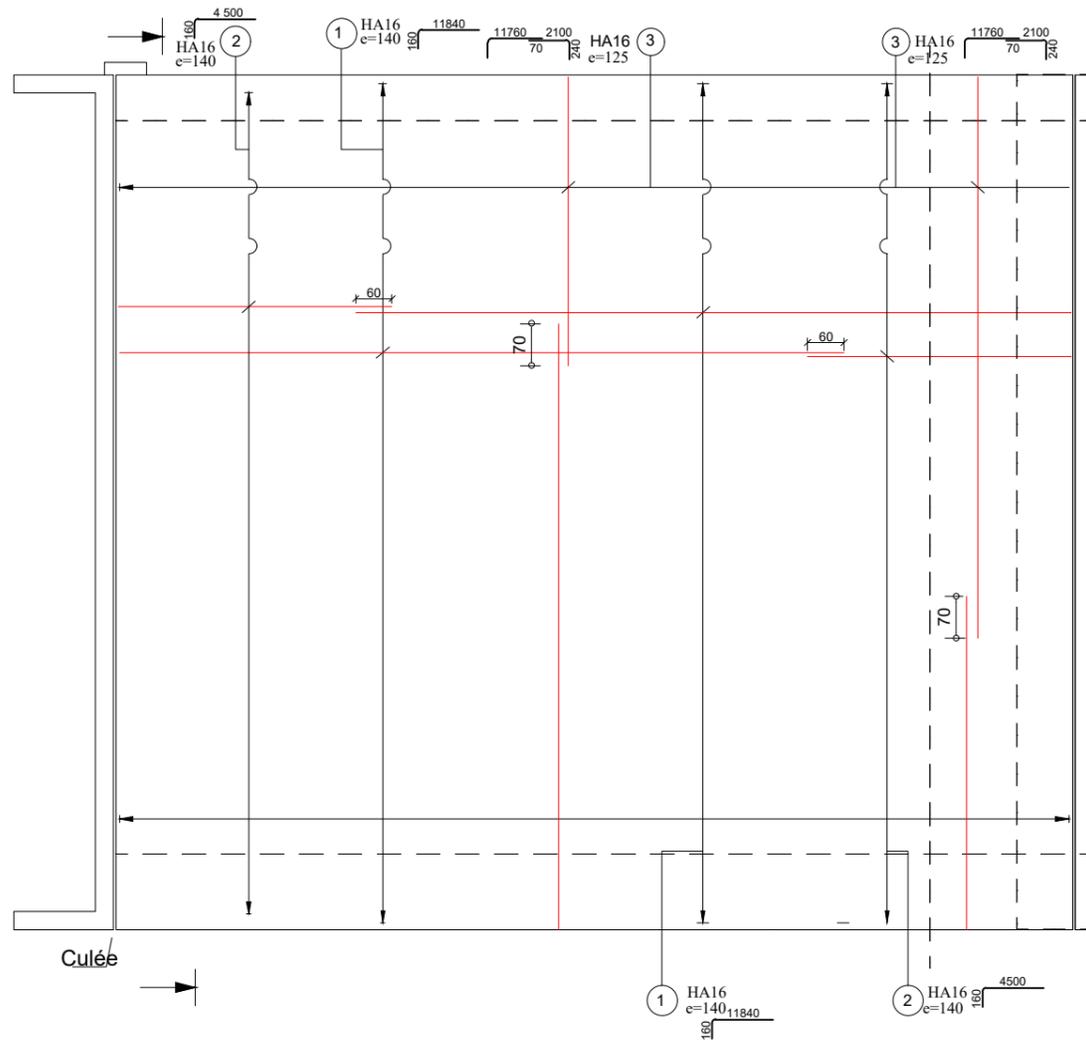


FISSURATION PREJUDICIABLE

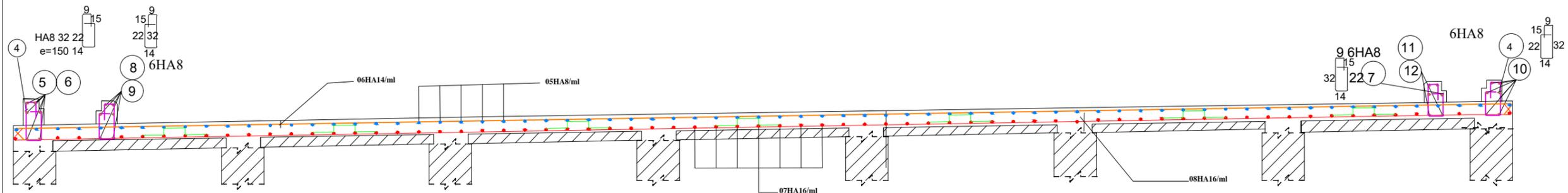
Béton : BETON30

Acier HA 500

Echelle : 1/100



HOURDIS B30 ENROBAGE 3 Cm /						
N°	DIAMETRE		Nbre	FAÇONNAGE ACIERS	LONGUEUR UNITAIRE mm	LONGUEUR TOTALE ml
	HA	Esp				
1	16	14	94		12 000	1128
2	16	14	94		4660	438.04
3	16	12.5	128		15 040	1925.12
4	8	12.50	384		1 100	422.4
5	10	-	6		12 000	72.00
6	10	-	6		4 500	27.00
7	8	15	128		1 100	140.8
8	10	-	12		12 000	144
9	10	-	12		4 500	54.00
10	10	-	78		1 000	78.00
11	10	-	6		12 000	72.00
12	10	-	6		4 500	27.00



ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT:  
CAS DU PONT SUR LE RAIL DE YIMDI DE LA VOIE DE CONTOURNEMENT

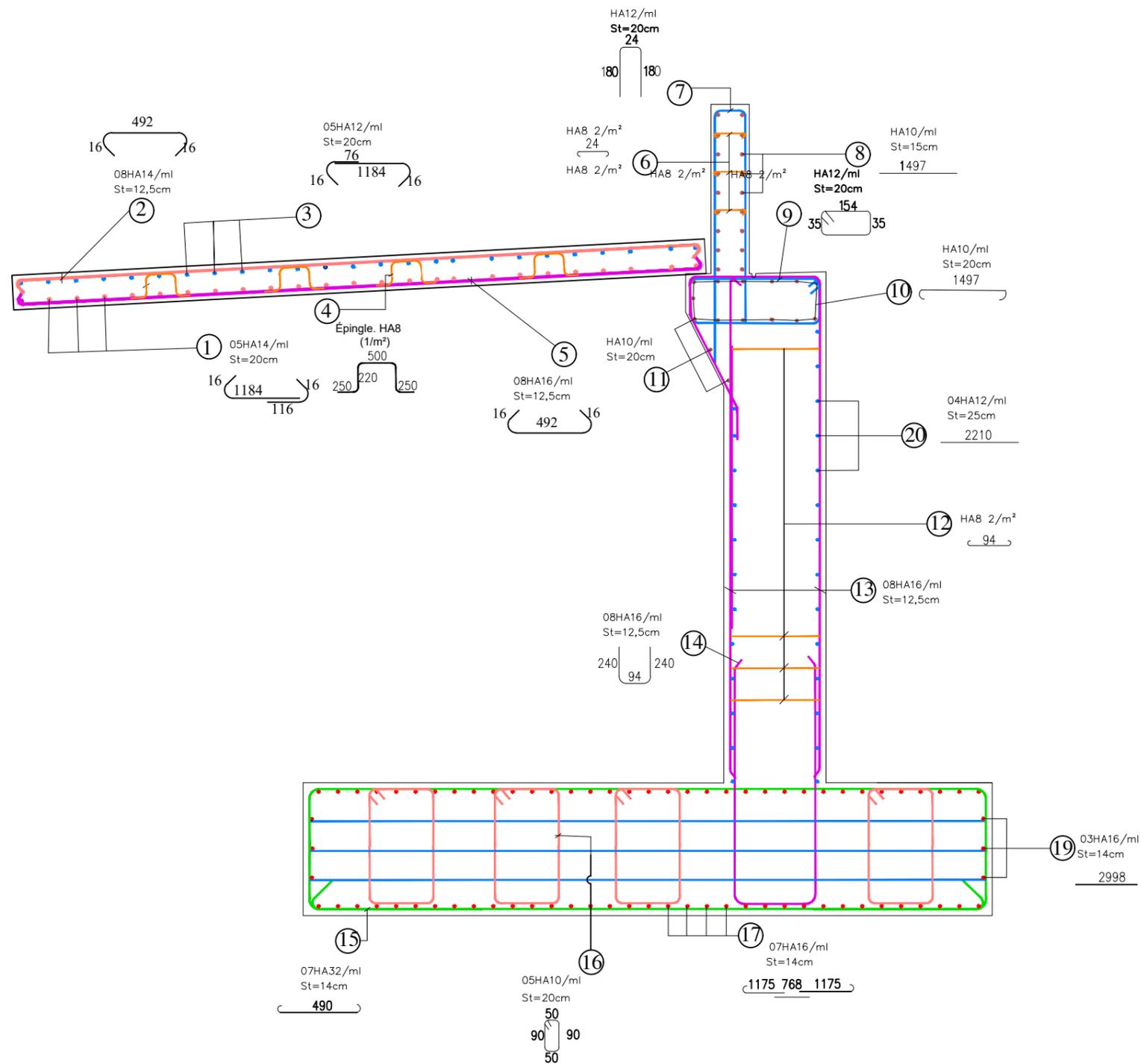
PLAN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE

Echelle : 1/100

DESSINE PAR: TCHEBEB WILLY JACKSON

VERIFIE ET APPROUVE PAR: Dr.DECROLY DJOUBISSIE ET M.GARBA HAMA





ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT:  
CAS DU PONT SUR LE RAIL DE YIMDI DE LA VOIE DE CONTOURNEMENT

PLAN DE FERRAILLAGE DE LA CULEE

FISSURATION PREJUDICIABLE

Béton : BETON30

DESSINE PAR: TCHEBEB WILLY JACKSON

VERIFIE ET APPROUVE PAR: Dr.DECROLY DJOUBISSIE ET M.GARBA HAMA

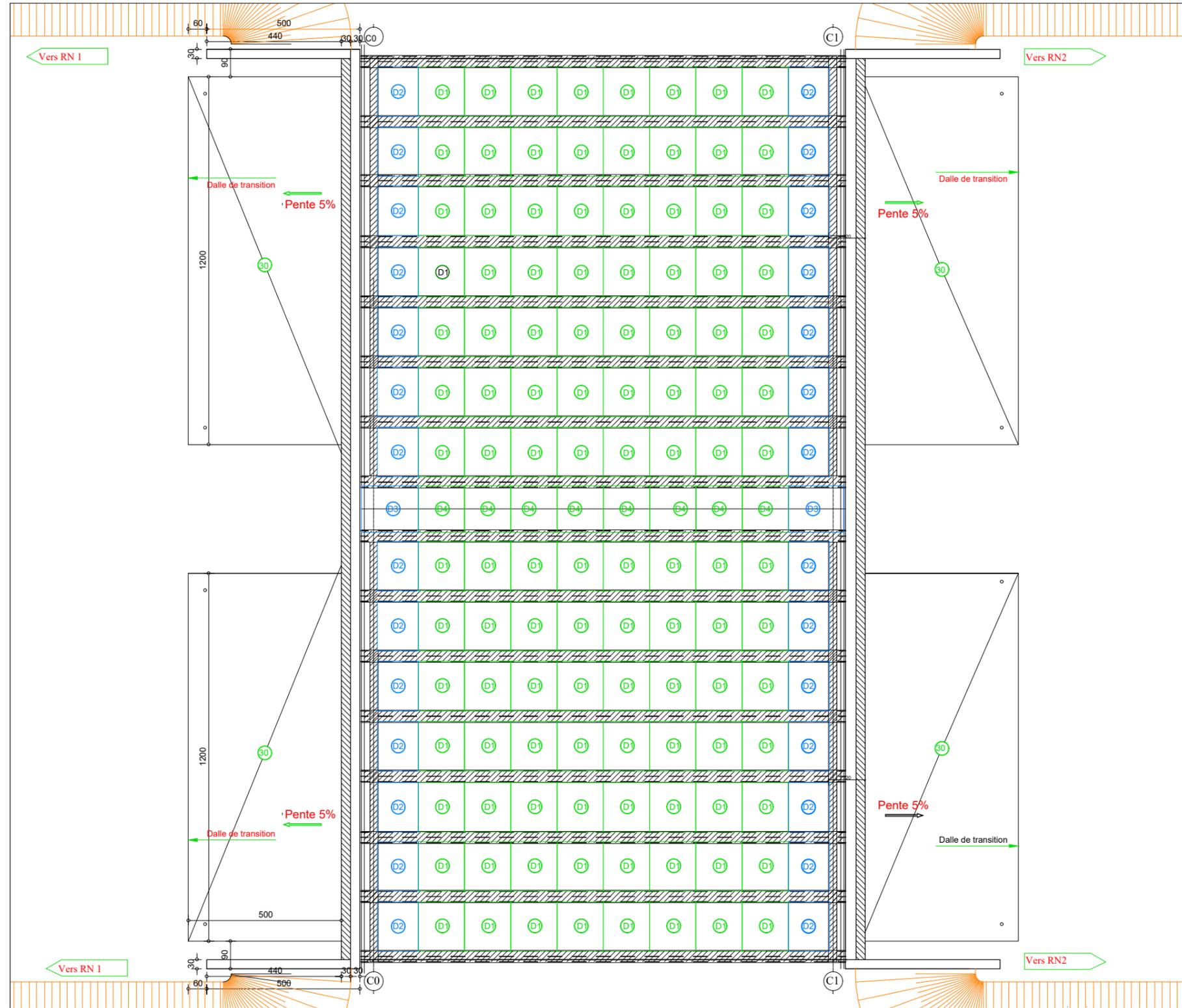
Acier HA 500

Enrobage 4 cm

Echelle : 1/100



Direction Générale des Infrastructures Routières



ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT:  
CAS DU PONT SUR LE RAIL DE YIMDI DE LA VOIE DE CONTOURNEMENT

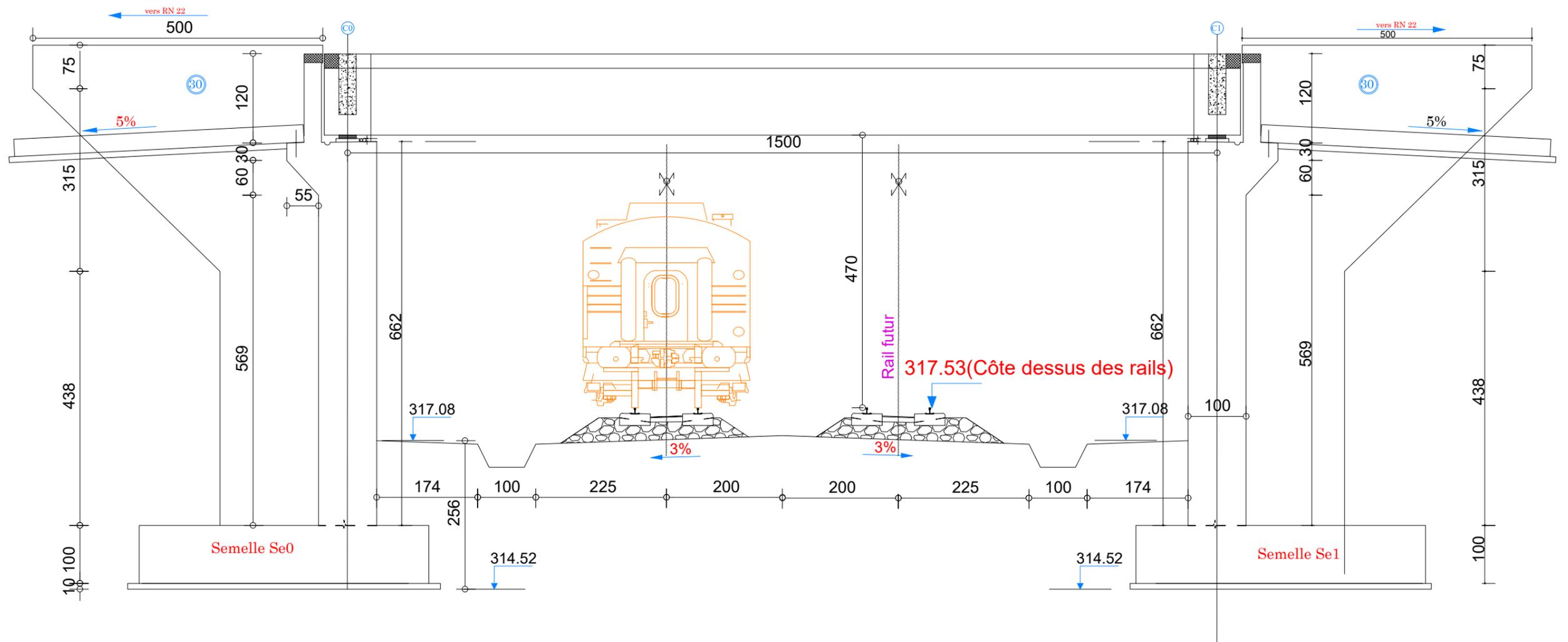
**PLAN DE COFFRAGE**

**Echelle : 1/100**

**DESSINE PAR: TCHEBEB WILLY JACKSON**

VERIFIE ET APPROUVE PAR: Dr.DECROLY DJOUBISSIE ET M.GARBA HAMA





ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT:  
CAS DU PONT SUR LE RAIL DE YIMDI DE LA VOIE DE CONTOURNEMENT

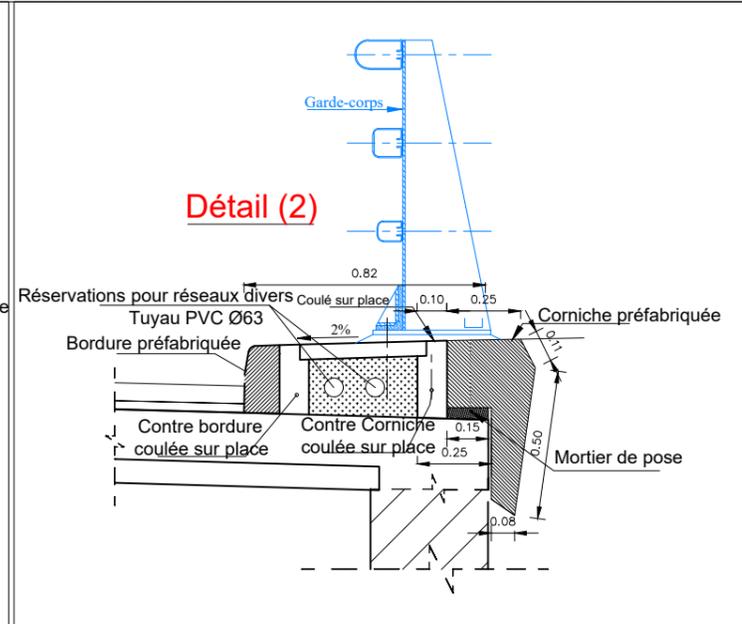
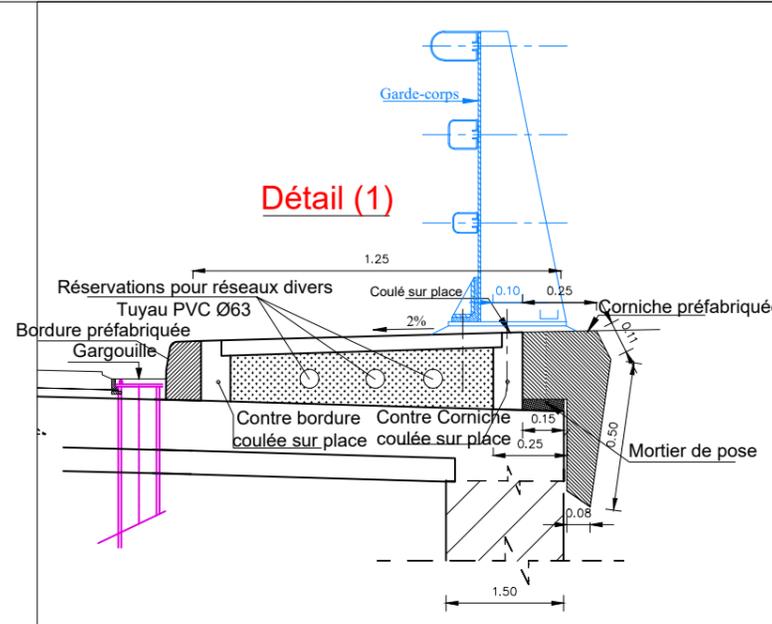
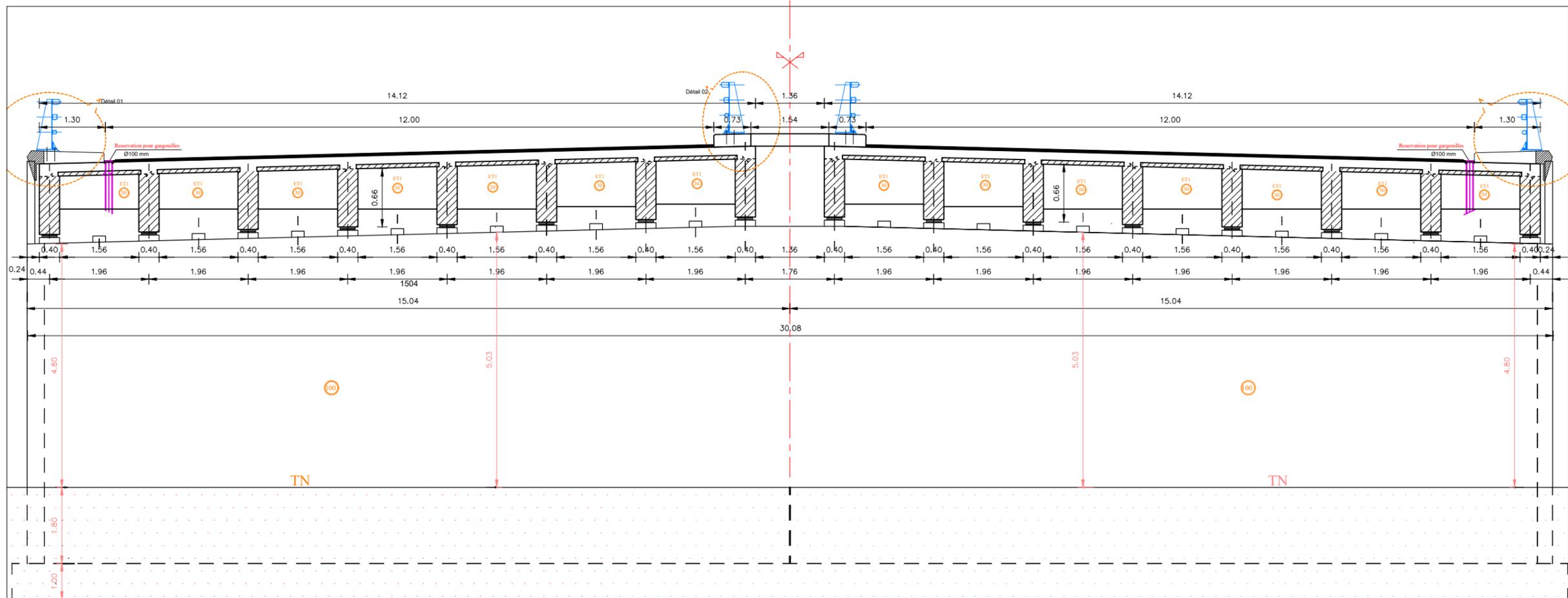
DESSINE PAR: TCHEBEB WILLY JACKSON

COUPE LONGITUDINALE

Echelle : 1/100

VERIFIE ET APPROUVE PAR: Dr.DECROLY DJOUBISSIE ET M.GARBA HAMA





ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT:  
CAS DU PONT SUR LE RAIL DE YIMDI DE LA VOIE DE CONTOURNEMENT

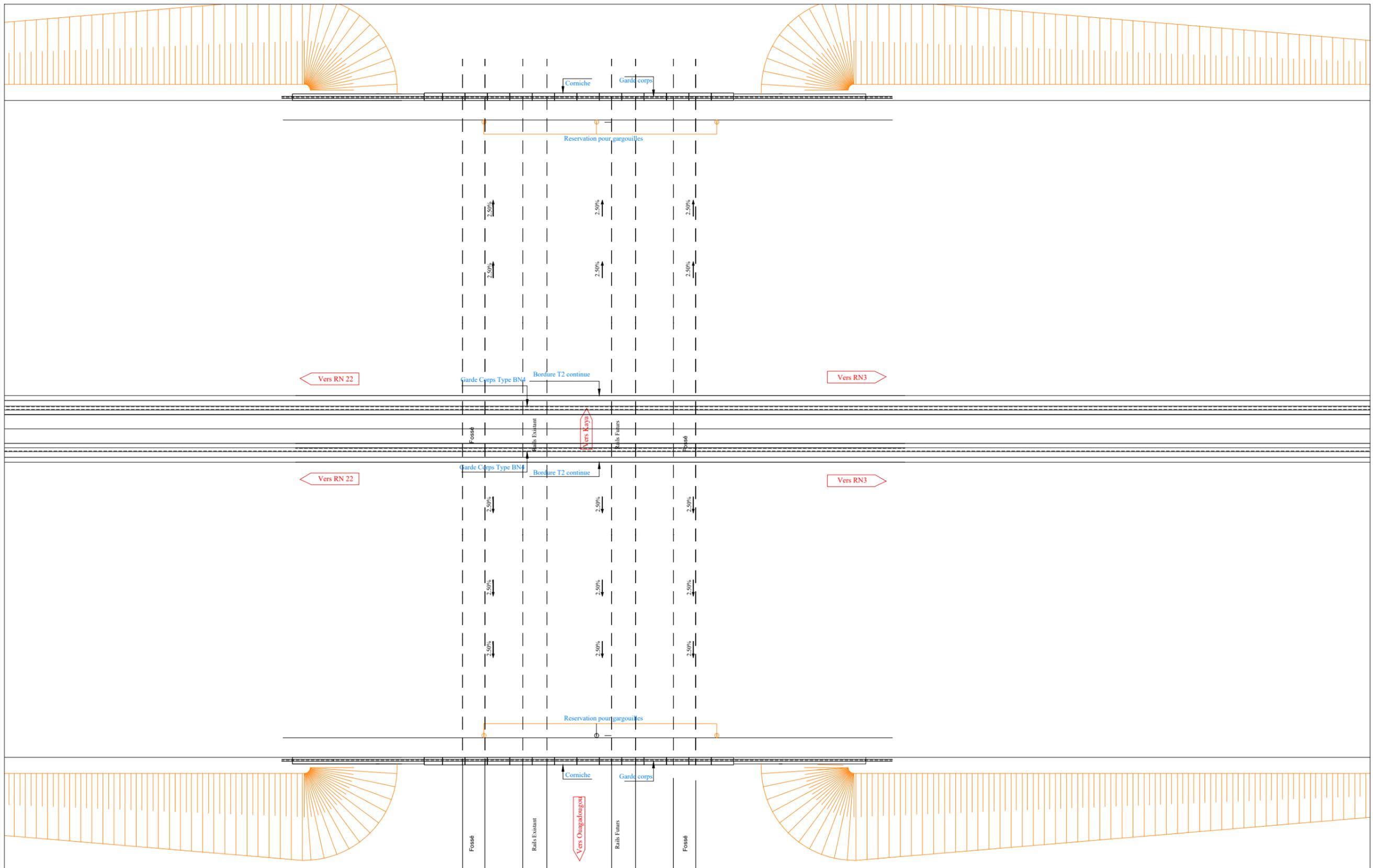
COUPE TRANSVERSALE

Echelle : 1/100

DESSINE PAR: TCHEBEB WILLY JACKSON

VERIFIE ET APPROUVE PAR: Dr.DECROLY DJOUBISSIE ET M.GARBA HAMA





ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES RELATIVES A LA CONSTRUCTION D'UN PONT:  
CAS DU PONT SUR LE RAIL DE YIMDI DE LA VOIE DE CONTOURNEMENT

DESSINE PAR: TCHEBEB WILLY JACKSON

VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE

Echelle : 1/100

VERIFIE ET APPROUVE PAR: Dr.DECROLY DJOUBISSIE ET M.GARBA HAMA



