Structure d'Accueil :

GERMS Consulting
Groupe d'Etudes et de Réalisation Multiservices
ENGAGEMENT - EFFICACITE
B.P.12 838-Niamey(NIGER) Tél. (227) 20 37 10 45
E-mail: doutchifr@yahoo.fr

CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN PONT SUR LE FLEUVE NIGER DANS LA LOCALITE DE FARIE

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU

MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT

OPTION : GENIE CIVIL/ ROUTES ET OUVRAGES D'ART

Présenté et soutenu publiquement le [Date] par :

MONDIAM DJIBO MAHAMADOU

Travaux dirigés par :

Dr. David Latifou BELLO, Enseignant-Chercheur en Génie Civil à 2iE

M. Kassoum Baoua, Ingénieur ouvrages d'art à GERMS consulting

Jury d'évaluation du stage :

Président : Prénom NOM

Membres et correcteurs : Prénom NOM

Prénom NOM

Prénom NOM

Promotion [2015/2016]

Dédicaces

- A mon père **ELHADJ MONDIAM DJIBO**, pour le sacrifice énorme consenti pour mon bien être et mon devenir
- A ma mère **HADIZA MAMAN DOUTCHI,** pour toute l'affection et le soutient dont vous m'avez toujours entourés
- A mon oncle **ELHADJ OUSMAN MAMAN DOUTCHI,** pour le soutient et les conseils que vous n'avez jamais cessé de m'apporter
- A ma tante **Amina Abdou,** pour tout le sacrifice consenti
- A ma grand-mère **HADJIA MOUSKOURA**, qui un seul instant n'a arrêté de me soutenir, n'a cessé d'être là pour toute la famille ainsi que tous ses proches
- A tous mes frères, sœurs amis et camarades pour le soutien moral et les encouragements perpétuels
- A toute la famille Lamido Doutchi à travers le monde

Remerciements

Je ne pourrais finir ce travail sans dire encore une fois merci à ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la foi, la force et le courage.

Je tiens à signaler toute ma gratitude à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Qu'il me soit permis de remercier particulièrement :

- ✓ Mes encadreurs Dr. David Latifou Bello et Mr Kassoum Baoua pour leur entière disponibilité, leurs conseils et leurs éclaircissements qui m'ont tant servi ;
- ✓ Monsieur le Directeur General de GERMS consulting Maman Doutchi OUSMANE pour tout son soutien ;
- ✓ L'ensemble du personnel de GERMS consulting pour leur disponibilité et leurs conseils qui nous ont beaucoup aidés dans la réalisation de ce travail ;
- ✓ Le corps professoral de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour tous les enseignements reçus ;

Résume

Le projet de construction d'un pont sur le fleuve Niger à Farie s'inscrit dans le programme d'actions communautaires de l'UEMOA qui vise le développement et le renforcement des infrastructures routières à caractère d'intégration régionale.

Cette étude a pour objet la conception et le dimensionnement d'un pont d'une longueur d'environ 650 m portant deux voies de 3,5 m prolongées par deux trottoirs de 1,75 m chacun, qui répond à des critères techniques, économiques et environnementaux.

A l'issue d'une analyse sommaire des données naturelles et fonctionnelles trois solutions de franchissement sont retenues :

- Solution de structure de Viaduc à Travées Indépendantes de type Pont à Poutres précontraintes VIPP
- Solution de structure de type pont bipoutre à ossature mixte
- Solution de structure à caisson à hauteur constante ou variable permettant une modulation de travée plus importante

L'analyse multicritère des variantes nous a permis de retenir le VIPP.

Les résultats des études hydrauliques et hydrologiques réalisées dans le cadre de ce projet ont fixés la cote des PHE à 480cm par rapport au zéro de l'échelle limnométrique pour une période de retour de 100 ans. Au terme de l'étude économique le projet de Farie est justifié pour toutes les variantes. Cela s'explique par une demande de transport élevée mais aussi des gains en valeurs de temps et de couts d'exploitation

Mots clés :

- ✓ Travées indépendantes;
- ✓ Pont à poutres ;
- ✓ Béton précontraint ;
- ✓ Dimensionnement ;
- ✓ Pont bipoutre à ossature mix ;

Abstract

The Project of construction of a bridge on the Niger stream in Farie appears in the program of communal actions of the UEMOA that aims the development and the backing of the road infrastructures to character of regional integration.

This survey aims to make the conception and the dimensionality of a bridge of a length of about 650 m carrying two ways of 3,5 m prolonged by two sidewalk of 1,75 m each, that answers best to the criterias technique, economic and environmental.

At the end of a summary analysis of the data natural and functional three solutions of clearing are kept:

- Solution of Viaduct structure to Independent Bays of type Bridge to Beams prestressed VIPP
- Solution of structure of type bridge bipoutre to mixed frame
- Solution of structure to caisson to constant or variable height permitting a more important bay modulation

The analysis of the variants through the optimal behavior of the elements to know:

Optimization between the lengths of range, the number of supports, the gotten transverse sections and the delays of realization permitted to guide the choice of the type of bridge to construct.

To the term of the analysis the bridge made of prestressed Concrete has been chosen for its durability, his stability but also for his least maintenance cost

Key words :

- ✓ Independent spams ;
- ✓ Beam bridge ;
- ✓ Prestressed Concrete ;
- ✓ Disign ;
- ✓ Twin-girder bridge in steel-concrete composite structure

Sigles et abréviations

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

APD : Avant-projet détaillé

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

CRT : Coefficient de Répartition Transversale

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

PP73 : Document pilote du SETRA pour le calcul des appuis des ponts

PHE : Plus Hautes Eaux

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

VIPP : Viaduc Isostatique à Poutre Précontrainte

Sommaire

Dédicaces....I
Remerciements II
Résume....III
Abstract IV
Sigles et abréviations.... V
Liste des tableaux....IX
Liste des figures....X
INTRODUCTION GENERALE 1
1. Contexte général et cadre du projet. 1
2.1. Objectif général 1
2.2. Objectifs spécifiques....1
3. Méthodologie de l'étude....2
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE DU PROJET 3
1.1 Localisation de la zone et description 3
1.2 Situation du projet....4
CHAPITRE 2 : RECHERCHE DE TRACE ET DE L'EMPLACEMENT DE L'OUVRAGE....5
2.1 Investigations de terrain 5
2.1.1 Variantes de couloir 5
2.1.2 Choix du site de franchissement 6
2.2 Analyse des variantes et choix définitif du tracé 6
2.3 Solution structurelle....7
2.3.1 Ouvrages potentiellement réalisables 9
2.3.2 Présentation des variantes retenues 9
2.3.3 Structure optimale/ Analyse multicritère 11
2.3.4 Choix définitif 13
CHAPITRE 3 : CONCEPTION DE LA VARIANTE ADOPTEE....14
3.1 Conception générale 14
3.1.1 Choix de portée 14
3.1.2 Coupe longitudinale 14
3.1.3 Coupe transversale....14
3.1.4 Appuis :....15
3.1.5 Fondations....15
3.2 Conception détaillée 16
3.2.1 Caractéristiques des matériaux utilisés....16

3.2.2 Poutres 17
3.2.3. Epaisseur du hourdis 17
3.2.4. Câblage 18
3.2.5. Appuis 19
3.2.5.1. Appuis intermédiaires 19
3.2.6. Appareils d'appuis 21
3.2.7. Les équipements du tablier 21
CHAPITRE 4 : ETUDES DES POUTRES 24
4.1. Détermination des sollicitations 24
4.1.1. Descente de charges 24
4.1.2. Les charges routières 25
4.1.3. Calcul des sollicitations longitudinales 27
4.2. Etude de la répartition transversale des surcharges 29
4.2.1. Principes fondamentaux de la méthode 29
4.2.2. Détermination des différents paramètres de calcul 29
4.2.3. Calcul du coefficient de répartition transversale pour la poutre de rive 32
4.2.4. Calcul du coefficient de répartition transversale pour une poutre intermédiaire 34
4.2.5. Sollicitations moyennes calculées 36
4.2.6. Calcul des sollicitations aux états limites 36
4.3. Etude de la précontrainte par post-tension 37
4.3.1. Hypothèses de calcul 37
4.3.2. Caractéristiques des matériaux 38
4.3.3. Caractéristiques géométriques de la poutre 38
4.3.4. Détermination de la précontrainte 39
Descente des charges : 39
CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE 45
5.1. Les appuis 45
5.1.1. Culée 45
5.1.2. Calcul de ferraillage 46
5.2. Etude des fondations 48
5.2.1. Combinaison des charges. 49
5.2.2. Dimensionnement des pieux (appuis P4) 50
5.2.3. Dimensionnement des pieux pour l'appui C0 52
CHAPITRE 6 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE 55
6.1. Impact environnemental du projet 55

6.2. Surveillance environnementale.....57
Conclusion.....58
Bibliographie.....59
ANNEXES.....60

Liste des tableaux

Tableau 1: Gammes de portées et élancements – Ouvrages construits sur cintres au sol 8
Tableau 2 : Gammes de portées et élancements – Ouvrages à poutres préfabriquées 8
Tableau 3 : Gammes de portées et élancements – Ponts à structure métallique ou mixte 8
Tableau 4 : Analyse multicritère des variantes.....11
Tableau 5 : charges sur une poutre 24
Tableau 6: charges pour une travée 25
Tableau 7 : récapitulatif des charges permanentes et routières pour une travée 27
Tableau 8 : schéma statique d'une poutre 27
Tableau 9 : caractéristiques géométriques de la poutre 30
Tableau 10 : coefficient k, en fonction de b/a, nécessaire pour le calcul de l'inertie de torsion 31
Tableau 11 : moment d'inertie de torsion par élément 31
Tableau 12 : K pour θ = 0,40 après deux interpolations (sur y puis sur α) 33
Tableau 13 : valeurs du coefficient de répartition transversale pour la poutre de rive 34
Tableau 14 : k en fonction de e pour la poutre intermédiaire 35
Tableau 15 : valeurs du coefficient de répartition transversale pour la poutre intermédiaire 35
Tableau 16 : récapitulatif des sollicitations moyennes calculées 36
Tableau 17 : résultats des efforts combinés.....36
Tableau 18 : paramètres de section de la poutre.....38
Tableau 19: récapitulatif des résultats de précontrainte.....41
Tableau 20: contraintes réglementaires sous P1 42
Tableau 21: contraintes réglementaires sous P2 43
Tableau 22: contraintes réglementaires sous P1 44
Tableau 23: contraintes réglementaires sous P2 44
Tableau 24:bilan des forces favorables à la stabilité 45
Tableau 25: bilan des forces défavorables à la stabilité 46
Tableau 26: moment par rapport au centre de gravité 46
Tableau 27:récapitulatif des charges sur les appuis. 49
Tableau 28: récapitulatif des charges combinées 49
Tableau 29: pression limite équivalente 50
Tableau 30:récapitulatif des charges admissibles.....51
Tableau 31: comparaison des charges 52
Tableau 32: nombre de pieux pour l'appui C0 52

Liste des figures

Figure 1: description de la zone du projet 3
Figure 2 : Photos site de Farié 4
Figure 3 : plan de situation du pont 4
Figure 4 : couloirs de franchissement 5
Figure 5 : coupe transversale d'un tablier VIPP 10
Figure 6 : tablier à ossature mixte 11
Figure 7 : Pile 15
Figure 8 : coupe transversale d'une poutre 18
Figure 9 : dispositions en tête de piles selon Calgaro 19
Figure 10 : principe d'une tête de culée 20
Figure 11 : barrière de type BN4 associé à une glissière de sécurité 22
Figure 12 : principe de la précontrainte 37

INTRODUCTION GENERALE

1. Contexte général et cadre du projet.

Le pont de Farie objet de l'étude est prévu pour être un nœud de jonction entre deux routes nationales, la RN4 et la RN1 qui évoluent respectivement le long de deux axes communautaires desservant la zone de l'UEMOA et reliant respectivement le Niger au Burkina Faso d'une part et à l'Est du Mali d'autres part.

Le projet revêt donc un caractère d'intégration à la fois nationale et internationale Il est inscrit dans le programme d'actions communautaires des infrastructures et des transports routiers (PACITIR) de l'UEMOA pour le développement et le renforcement des infrastructures routières à caractère d'intégration régionale.

Le projet permettra ainsi de renforcer et de faciliter la distribution des productions avec le principal centre socio-économiques du pays, Niamey et sur toute la vallée du fleuve Niger et de booster les échanges de la région avec les deux pays immédiatement voisins le Burkina Faso et le Mali.

Sur un plan plus restreint, le futur pont permettra de mieux connecter les agglomérations situées de part et d'autres du fleuve Niger, de faciliter, fluidifier et raccourcir les flux de passagers et de marchandises que ces agglomérations débitent et échangent entre elles.

Cet itinéraire, devant aujourd'hui correspondre à une solution concurrente au transport par bac malgré l'impact sur les couts d'exploitation des véhicules et éventuellement le manque de sécurité, étant donné l'état actuel du tronçon non revêtu de la RN4 continuera vrai semblablement à exercer une concurrence au futur pont objet de l'étude. En effet, des travaux de revêtement du tronçon routier en question sont programmés par le ministère de l'équipement et une fois terminés, certains usagers seraient d'avantage inciter à emprunter l'itinéraire en question à destination de certaine agglomération de la région.

2. Les objectifs de l'étude

2.1. Objectif général

Les objectifs sont définis dans les termes de référence du présent mémoire de fin d'étude. Il s'agira de faire la conception et le dimensionnement des différentes parties de l'ouvrage comprennent la superstructure et l'infrastructure selon les règles de calcul en vigueur.

2.2. Objectifs spécifiques

L'étude vise les objectifs spécifiques suivants :

- ✓ Classification des variantes
- ✓ Choisir la solution optimale
- ✓ Faire une étude technique détaillée de la variante retenue.

3. Méthodologie de l'étude

Dans le cadre de cette étude nous avons effectué des recherches documentaires qui nous ont permis de découvrir des documents relatifs à la construction et la conception des ponts. Nous avons également consulté des études similaires effectuées par d'autres étudiants. La liste des documents consultés est dressée dans la page réservée exclusivement à la bibliographie.

Pour mener à bien cette étude le rapport sera structuré comme suit :

- Présentation de la zone d'étude
- Recherche de tracé et de l'emplacement de l'ouvrage
- Analyse des variantes
- Etude détaillée de la variante retenue
- Conclusion et recommandation

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE DU PROJET

1.1 Localisation de la zone et description

Le projet, objet de cette étude, est localisé au niveau de Bagoumé, un hameau du village de Farié lui-même situé dans la commune rurale de Kourtheye, dans la région de Tillabéry. Sa zone d'influence directe couvre une superficie de 7210 km^2 et est à cheval entre les communes rurales de Kourtheye, de Namaro, de Dargol et de Karma. Elle couvre la partie Sud-est du département de Téra, la partie Sud du département de Tillabéry, le Nord et Nord-ouest du département de Kollo.

Dans son ensemble, la région de Tillabéry a un climat de type sahélien au Nord et sahélo-soudanien au Sud avec des précipitations comprises entre les isohyètes 100 mm au Nord et 800mm au Sud. Le réseau hydrographique de la zone de l'étude est constitué principalement du fleuve Niger le seul cours d'eau permanent qui traverse les quatre communes concernées.

Les formations forestières sont caractéristiques des trois niveaux topo séquentiels à savoir les plateaux, les bassins versants et les plaines d'inondation.

Sur le milieu humain, les enquêtes ont démontré que l'économie de la zone est essentiellement basée sur l'agriculture vivrière et l'élevage.

Figure 1: description de la zone du projet

Photo 1: Intersection de la route nationale avec la route d'accès au Bac du côté de Farié

Photo 2: Dernier virage avant l'arrivée au bac du côté de Farié

Photo 3 : Travaux de dragage au sud de la traversée par bac

Photo 4 : Traversée par bac

Figure 2 : Photos site de Farié

1.2 Situation du projet

Dans la région du Liptako-Gourma une zone fortement enclavée que le Niger partage avec le Burkina Faso et le Mali, l'ouvrage projeté est situé entre deux routes nationales (Figure 3), la Rn4 et la Rn1 qui évoluent respectivement le long de deux axes communautaires desservant la zone de l'UEMOA et reliant respectivement le Niger au Burkina Faso d'une part et à l'Est du Mali d'autre part.

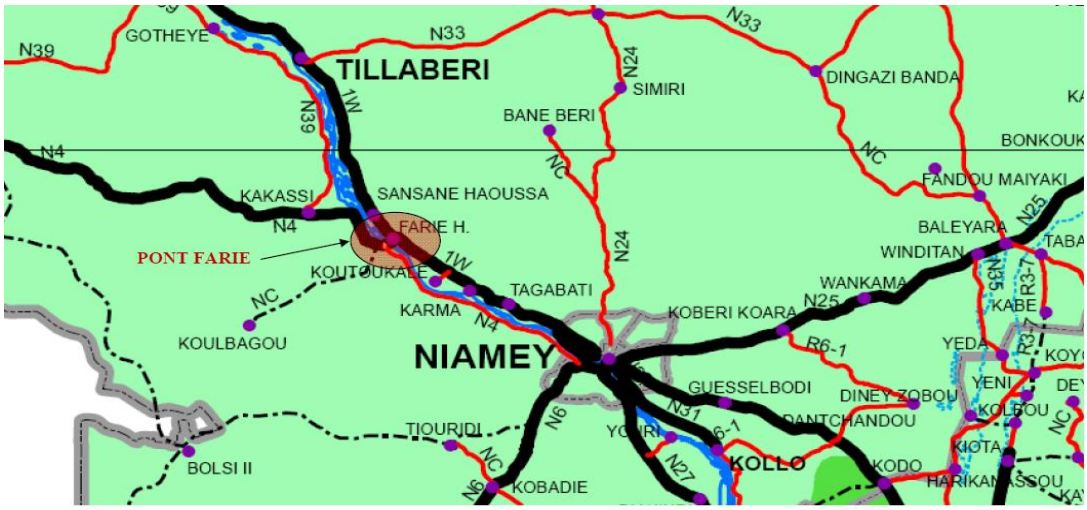


Figure 3 : plan de situation du pont

CHAPITRE 2 : RECHERCHE DE TRACE ET DE L'EMPLACEMENT DE L'OUVRAGE

2.1 Investigations de terrain

Il a été procédé à une visite détaillée du site permettant de relever les principaux éléments suivant.

- Les différents couloirs de tracé et possibilités de franchissement ;
- Les différentes possibilités de franchissement ;
- Les caractéristiques géométriques de la route (emprises disponibles, tracé en plan, le profil en long,…) ;
- La disponibilité des gites et carrières ;
- Les contraintes liées aux réseaux concessionnaires, aux expropriations etc…

2.1.1 Variantes de couloir

Pour le franchissement trois couloirs ont été identifié comme l'indique la figure ci-dessous.

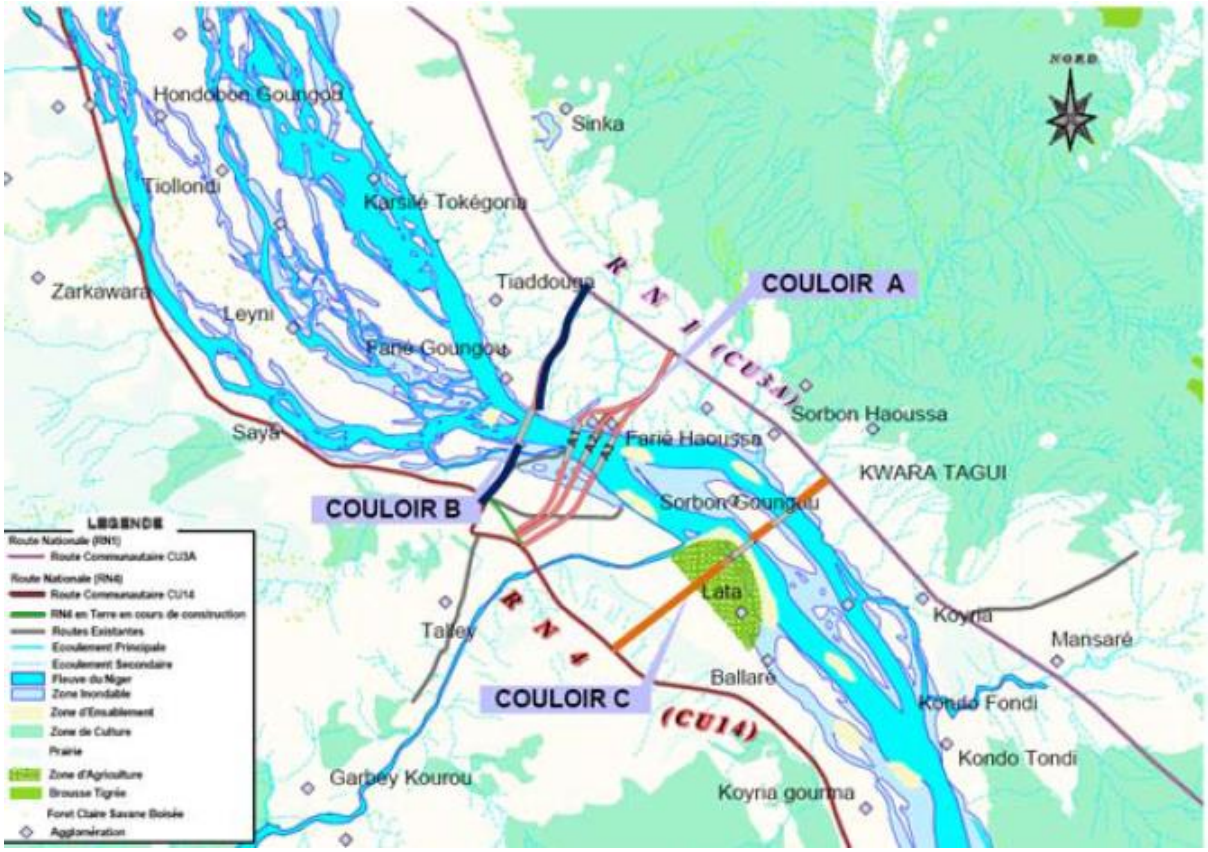


Figure 4 : couloirs de franchissement

a) Couloir A

Il s'agit de la variante la plus simple qui passe par la ville de Farié, elle présente des :

- ✓ Avantage :

• Comporte les franchissements les plus courts

• Assure le passage par la ville de Farié

• Raccordement rapide et aisé entre la RN4 et la RN1

- ✓ Inconvénients :

• Nécessité d'expropriation

• Possibilité de déviation des réseaux concessionnaires existants

b) Couloir B

A l'Est de la ville de Farié, cette variante ne présente aucun avantage vu que les longueurs de franchissements et des raccordements routiers seront assez importantes.

c) Couloir C

Cette variante est située à l'ouest de la ville de Farié, elle est hors périmètre urbain et ne présente aucun avantage vu que dans cette zone le fleuve est assez large ce qui induit sur les longueurs des ouvrages à réaliser.

2.1.2 Choix du site de franchissement

En tenant compte des contraintes de raccordement sur le réseau routier, des contraintes d'exploitation et de sécurité, des contraintes topographiques et environnementales nous retenons la variante du couloir A qui est la solution la plus simple et aussi la plus avantageuse.

2.2 Analyse des variantes et choix définitif du tracé

Le couloir retenu présente trois variantes de franchissement

- ✓ **Variante A1**

D'une longueur de 500m environ, le franchissement est proposé à l'Ouest de la ville de Farié. La longueur totale du projet aura un linéaire de 2,50 Km.

Cet aménagement nécessitera des expropriations et la déviation partielle d'une ligne électrique aérienne MT.

- ✓ **Variante A2**

Cette variante consiste à réaliser le pont au niveau de la rampe d'accès au bac côté Farié. Le franchissement proposé aura une longueur de 600m environ et le linéaire total du projet est

d'environ 2,5 Km. Cet aménagement nécessitera également des expropriations et la démolition de quelques constructions.

- ✓ **Variante A3**

Le site de franchissement est choisi à l'Est de Farié présentant avec une longueur de 460m environ. Cette variante comprendra aussi l'aménagement d'un carrefour giratoire et le raccordement du projet avec la RN4 reste tributaire du futur aménagement de cette dernière (travaux en cours). On note la nécessité d'expropriation pour la réalisation de ce projet.

- ❖ **<u>Choix définitif</u>**

Nous optons pour la variante A2 qui présente l'avantage de limiter les impacts environnementaux sociaux négatifs, notamment sur l'exploitation des terres agricoles et la plantation des rizières sur le lit majeur. La route d'accès au pont prend origine au niveau de la RN1 au point de raccordement avec la chaussée existante qui mène vers le bac et se termine sur la RN4 qui est en cours d'aménagement

2.3 Solution structurelle

Le projet consiste au franchissement du fleuve Niger qui présente un lit mineur de plus de 400 m et une profondeur d'eau avoisinant les 9 mètres ce qui permet la navigation des pirogues et des petits bateaux c'est-à-dire qu'il s'agit d'une voie navigable. A la suite des investigations faites auprès de certains opérateurs (ABN) il a été constaté que seules les petites embarcations de pêche ou de pinasses sont utilisées. Selon la classification européenne des voies navigables (voir tableau de classification des voies navigables en annexe) il s'agit d'une voie navigable de type IV, Ce qui nous mène à proposer des solutions qui ont une portée de la travée dans la zone navigable supérieur à 35m et une hauteur libre au-dessus des PHE de 5m. Nous proposons trois solutions de structure de l'ouvrage d'art cohérent avec les portées et travées relatives au franchissement prévu.

- Solution de structure de Viaduc à Travées Indépendantes de type Pont à Poutres précontraintes VIPP
- Solution de structure à Ossature mixte PS-OM Acier-béton de type Bipoutre
- Solution de structure à caisson à hauteur constante ou variable permettant une modulation de travée plus importante

Ci-dessous, des tableaux qui récapitulent les gammes de portée de solutions proposées.

Tableau 1: Gammes de portées et élancements – Ouvrages construits sur cintres au sol

TYPE D'OUVRAGE	GAMME DE PORTEE			ELANCEMENT		OBSERVATIONS	α
	Min	domaine privilégié	Max	sur pile	à la clé		
Ouvrages en béton armé							
Cadre PICF	-	**2 à 10 m**	12 m	ℓ/32+0,125		épaisseur du tablier	
Portiques PIPO-POD	8 m	**10 à 20 m**	22 m	ℓ/40+0,100		épaisseur du tablier	travées peu disymétriques pour POD
Pont dalle armée PSIDA	7 m 7 m 6 m	**8 à 15 m** **8 à 15 m** **8 à 18 m**	15 m 15 m 20 m	1/20 1/26 1/28		travée isostatique 2 travées continues ≥3 travées continues	- > 0,6 0,6 à 0,85
Ponts dalles précontraintes de type PSIDP							
dalles pleines	14 m	**14 à 20 m**	25 m	1/22 à 1/25 1/28 1/33		travée isostatique 2 travées continues ≥3 travées continues	- > 0,6 0,6 à 0,85
dalles à larges encorbellements	15 m	**18 à 25 m**	30 m	1/22 à 1/25 1/25 1/28		travée isostatique 2 travées continues ≥3 travées continues	- > 0,6 0,6 à 0,85
dalle pleine poussée (1)		**10 à 20 m**	25 m	1/23		surcoût 10 à 15 %	0,65 à 0,70
Pont en dalle nervurée de hauteur constante (≥ 2 nervures)							
nervures larges		**25 à 30 m**	35 m	1/25 1/30		2 travées continues ≥3 travées continues	0,6 à 0,9
nervures étroites		**25 à 30 m**	35 m	1/15 à 1/20 1/17 à 1/22		2 travées continues ≥3 travées continues	0,6 à 0,9
Pont en dalle nervurée de hauteur variable (≥ 2 nervures)							
nervures larges		**35 à 45 m**	50 m	1/20 1/24	1/30 1/42	2 travées continues ≥3 travées continues	0,6 à 0,9
nervures étroites		**35 à 45 m**	50 m	1/18	1/35		0,6 à 0,9
Pont à béquilles)							
Pont à béquilles PSBQ		**20 à 40 m**	50 m	1/23 à 1/28	1/33 à 1/38	trois travées portée en tête de béquilles	0,55 à 0,70 < 0,60 avec contre-béquilles

Tableau 2 : Gammes de portées et élancements – Ouvrages à poutres préfabriquées

TYPE D'OUVRAGE	GAMME DE PORTEE			ELANCEMENT poutre+hourdis	OBSERVATIONS	α
	Min	domaine privilégié	Max			
PRAD Pré-tension	10 m	**15 à 25 m**	30 m	1/18 à 1/20 1/23 à 1/25	Travées isostatiques Travées continues	portées égales si possible
VIPP Post-tension	30 m	**35 à 45 m**	50 m	1/16 à 1/18-1/20		portées égales si possible

Tableau 3 : Gammes de portées et élancements – Ponts à structure métallique ou mixte

TYPE D'OUVRAGE	GAMME DE PORTEE			ELANCEMENT métal seul		OBSERVATIONS	α
	Min	domaine privilégié	Max	sur pile	à la clé		
Poutrelles enrobées		**8 à 25 m** **10 à 30 m**		1/33 (S275) 1/40 (S355) 1/38 (S275) 1/45 (S355)		Travées isostatiques Travées isostatiques Travées continues Travées continues	 0,70 à 0,80 0,70 à 0,80
PSIPAP		< 28 m < 36 m		1/38 1/38		Travées isostatiques Travées continues	 0,70 à 0,80
Tablier bipoutre mixte isostatique	30 m	**50 à 80 m**(1)	90 m	1/22 à 1/25		Travées isostatiques	-
Tablier bipoutre mixte continu	30 m	**50 à 80 m**	110m	1/28		3 travées ou plus de hauteur constante	0,65 à 0,80
Tablier bipoutre mixte continu	30 m	**50 à 80 m**	110m	1/25 à 1/30	1/25 à 1/40	hauteur variable	0,65 à 0,80

2.3.1 Ouvrages potentiellement réalisables

Les ponts à caisson bien que permettant d'atteindre de grandes portées leur réalisation est très onéreuse ce qui conduit à un temps d'exécution plus important.

A portées identiques les ouvrages en béton précontraint construits par encorbellement sont beaucoup plus lourds que des ouvrages courants ce qui conduit à des appuis et des fondations plus importantes par conséquent un cout de réalisation élevé

Vu tout ce qui précède cette solution ne présente aucun avantage tant sur le plan économique que technique donc inutilisable

2.3.2 Présentation des variantes retenues

2.3.2.1 Présentation variante n^0 1

La variante n^{0}1 est un pont en béton précontraint. La précontrainte est un traitement mécanique qui consiste à produire dans le matériau (béton) avant sa mise en service, des contraintes contraires à celles qui le sollicitent. Le béton. Le béton précontraint permet la réalisation des ouvrages sur de grandes portées de l'ordre de 30 à 50m. La portée économique se situe environ à 40m (règlement BPEL 91).

Dans le présent projet, la précontrainte par post tension sera étudié à cause de l'avantage qu'elle fournit par rapport à l'utilisation du béton sur de grandes portées.

Les poutres en béton précontraint sous chaussée sont solidarisées par le hourdis coulé sur place au moyen d'un coffrage perdu et les entretoises.

Le tablier dont la largeur totale est de 12m supporte deux voies de circulation de largeur 3,50m chacune et de deux trottoirs de part et d'autre de largeur 2.00m.

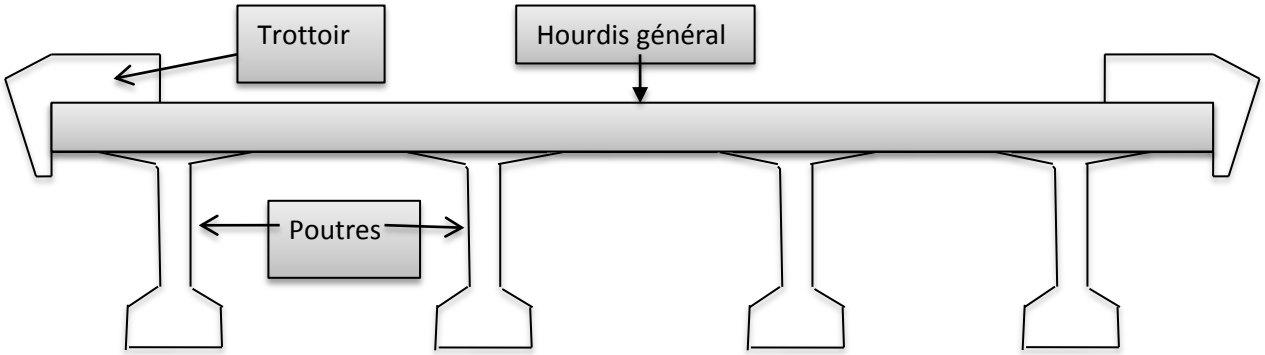


Figure 5 : coupe transversale d'un tablier VIPP

2.3.2.2 Présentation variante n^0 2

Solution de structure à Ossature mixte Acier-béton.

L'ouvrage comporte un tablier à 8 travées indépendantes de 75m. Le tablier est de type bipoutre entretoisé. Il est constitué de deux poutres métalliques maitresses réalisées à partir de poutres reconstituées soudées ou profilés de commerce (l'élancement L/H est compris entre 25 à 30).Cette structure porte une dalle en béton armé connectée aux poutres métalliques et réalisée en seconde phase.

La répartition des charges entre les poutres est assurée par des entretoises tous les 5m, désolidarisées de la dalle de couverture, ces entretoises assurent aussi les fonctions de stabilisation des poutres contre le déversement et le contreventement horizontal.

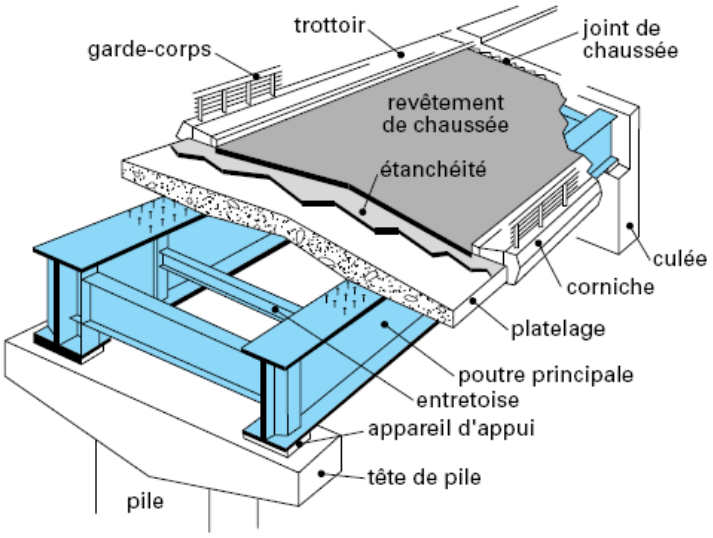


Figure 6 : tablier à ossature mixte

2.3.3 Structure optimale/ Analyse multicritère

Une analyse multicritère est proposée afin d'apprécier et hiérarchiser les diverses structures de tablier étudier. Pour cela il est important de connaitre les avantages et inconvénients de chaque type de variante pour pouvoir envisager une solution sur le plan technique ,économique et environnemental qui fera ensuite l'objet d'une étude approfondie en vue de fournir les notes de calcul, les plans d'exécution.

Tableau 4 : Analyse multicritère des variantes

Critères de comparaison	Variante 1 : VIPP	Variante 2 : pont mixte
Faisabilité technique et facilité d'exécution	• Constitué de poutres rectilignes il est naturellement bien adopté aux franchissements rectilignes • Les dallettes de continuité permettent de rétablir une continuité de roulement • Bonne qualité d'exécution (avantage de la préfabrication)	• Optimisation de la structure : dalle de compression en béton et structure métallique dans les zones tendues • Excellent rapport poids/ performance des matériaux

Durabilité, stabilité et entretien	• Le fonctionnement isostatique rend la structure insensible aux déformations imposées • Entretien facile	• Le phénomène de corrosion est important dans un milieu humide • Le phénomène de retrait crée une fissuration dans les dalles • Le phénomène de fatigue affecte les pièces métalliques au droit des assemblages soudés
Délai d'exécution	• La préfabrication rend indépendante la fabrication des poutres du reste du chantier, donc gain de temps	Simplicité et rapidité de mise en place
Main d'œuvre	Petite et qualifiée	Importante, qualifiée et spécialisée
Cout	• Matériau de construction disponible (béton) • Economie de coffrage possible car éléments préfabriqués • Faible cout d'entretien • Utilisation des gros engins pour le transport et la mise en place des éléments préfabriqués • Les appuis intermédiaires sont tous des appuis doubles, donc plus d'appareil d'appuis et les dimensions des chevêtres plus importantes	• Cout de l'acier élevé • Le phénomène de corrosion est important dans un milieu humide ce qui demande un entretient fréquent et couteux
Impact	Relativement faible	Relativement faible

environnemental		
Esthétique	Tablier épais, mal vu du point de vue esthétique	• Simplicité des formes • Minceur de la dalle
Sécurité	Très bonne	bonne

2.3.4 Choix définitif

Les ponts métalliques bien que permettant d'atteindre de grandes portées sont relativement plus chers et exigent un coût d'entretien plus important pour pallier aux problèmes de dégradation de ce matériau (acier)

Au vu de tout ce qui précède le choix définitif se porte sur le pont à poutres précontraintes par post-tension

CHAPITRE 3 : CONCEPTION DE LA VARIANTE ADOPTEE

Les ponts à poutres préfabriquées de type VIPP sont des structures précontraintes relativement simples. Leur bonne conception doit néanmoins respecter certaines règles tant sur le plan technique qu'esthétique.

Comme pour tout ouvrage d'art, la conception s'effectue habituellement des grandes lignes vers le détail. Autrement dit, la conception générale (travure, coupe longitudinale, coupe transversale) précède la conception détaillée (équipements, corniches, épaisseur de la dalle).

3.1 Conception générale

3.1.1 Choix de portée

Le choix de portées est conditionné par la possibilité d'implantation des appuis.

Le respect des contraintes de la brèche franchie, l'incidence des données géotechniques permet de dégager les zones où les appuis pourront être implantés.

Les sondages géotechniques réalisés à l'APS ont montré que le terrain est plus ou moins homogène d'où la possibilité de faire varier notre portée en tenant compte seulement du gabarit et de la longueur de la brèche à franchir.

3.1.2 Coupe longitudinale

Elle fait partie des premiers éléments à définir lors de la conception d'un ouvrage et de plus c'est à travers elle qu'est apprécié l'aspect de l'ouvrage. Nous adopterons donc un profil avec pente pour permettre l'évacuation rapide des eaux

3.1.3 Coupe transversale

Elle est donné par la largeur de la voie portée et par ses devers transversaux pour faciliter l'écoulement des eaux

- ✓ Largeur du tablier
- Largeur de la chaussée : 3,5m x 2= 7m
- Caniveau d'évacuation : 0,25m x 2= 0,5m
- Trottoir pour piétons : 1,75m x 2= 3,5m

Le débordement des corniches n'est pas pris en compte ce qui donne une largeur de tablier égale à 11m

- ✓ Devers transversal

Nous avons une chaussée bidirectionnelle à deux voies. Le profil en travers est donc à double pente.

Le devers recommandé pour un ouvrage rectiligne est de 2,5%, il est obtenu en donnant aux tables de compression des poutres la pente transversale souhaitée et à couler le hourdis par-dessus ou entre les poutres en épaisseur constante.

3.1.4 Appuis :

L'implantation des appuis dépend de nombreux facteurs tels que la hauteur de piles, la nature du sol, le type de fondation et l'aspect esthétique recherché.

La conception générale des appuis piles ou culées, n'étant pas spécifique aux ponts à poutre nous nous limiterons à un choix basé sur les avantages techniques et économiques.

3.1.4.1 Appuis intermédiaires

Pour ces appuis nous opterons pour les piles colonnes. Ils sont constitués d'un chevêtre de section rectangulaire qui repose sur une file de colonnes le tout s'appuyant sur une semelle.

En effet, cette forme d'appui offre une simplicité de coffrage et par conséquent une rapidité d'exécution, par ailleurs elle permet de dégager la vue (pas d'effet écran)

Du point de vue mécanique, les dimensions de tous ces éléments sont liées aux descentes de charges provenant du tablier.

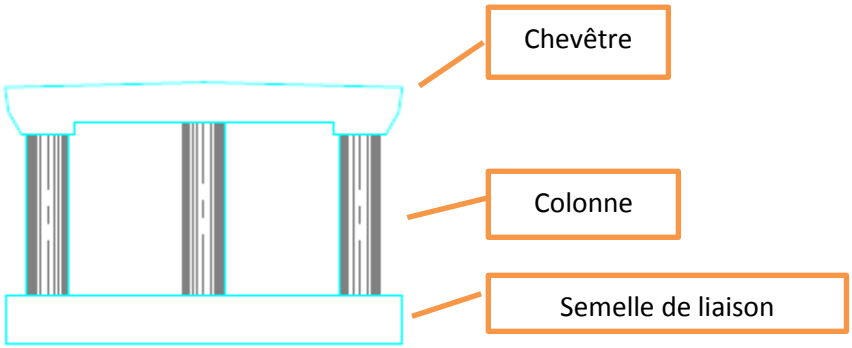


Figure 7 : Pile

3.1.4.2 Culées

Pour les appuis de rive, nous opterons pour les piles culées enterrées. Les dimensions de ses éléments constitutifs seront données dans la phase de la conception détaillée.

3.1.5 Fondations

Les données géotechniques sont fondamentales dans l'étude d'un ouvrage. Des investigations géotechniques ont été menées au droit de l'emplacement du futur pont pour déterminer la nature des fondations et leur dimension par le laboratoire le Géni.

En effet plusieurs sondages et forages ont été effectués et descendus jusqu'à l'intérieur de la roche avec des prélèvements d'échantillons intacts, des essais d'identification (analyse granulométrique, limites d'Atterberg, essai au bleu de méthylène pour les sols argileux. Il est également réalisé des essais préssiometriques afin de déterminer les contraintes admissibles des sols en place. Le rapport de cette campagne géotechnique annexé au présent mémoire d'étude révèle que les couches superficielles ne sont pas assez porteuses. C'est pourquoi nous opterons pour les fondations profondes sur pieux circulaires, dont les caractéristiques seront données après dimensionnement du tablier et des appuis.

Les calculs de fondation que nous allons effectuer sont basés sur ces résultats.

3.2 Conception détaillée

Cette partie concerne les points suivants :

- Les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le dimensionnement des poutres, des appuis et de la fondation
- Définition des principes de câblage de poutres : dimensionnement de la précontrainte et dispositions constructives.
- Principe de ferraillage des poutres.

3.2.1 Caractéristiques des matériaux utilisés

Béton

✓ **Poutre**

Dosage 400kg/m^3

Fc_{28} = 35MPa

Enrobage des aciers : 4cm

La fissuration est considérée préjudiciable.

✓ Appuis (piles et culées) et semelles de liaison

Dosage 350kg/m^3

Fc_{28} = 25MPa

Fbu =14,17 MPa

Enrobage des aciers : 4cm

La fissuration est considérée très préjudiciable.

3.2.2 Poutres

Les poutres seront de section constante en section courante néanmoins des épaississements à proximité des appuis seront nécessaires pour s'adapter à l'intensité de l'effort tranchant.

3.2.2.1 Nombre des poutres

Le nombre des poutres dépend essentiellement de la largeur du tablier et de la position des poutres de rive. L'espacement de ces poutres est compris entre 2,5 et 3,5.

Pour un tablier de 12m le nombre d'espacement (Ne) est compris entre 3 et 4.

Le nombre des poutres(Np) est égale au nombre d'espacement **Ne+1**

On prend **Np = 4**

3.2.2.2 Hauteur des poutres

L'élancement est compris entre 1/17 et 1/20 de la portée pour un béton de classe B35, ce qui fixe la hauteur totale du tablier (poutre + hourdis).

$$\frac{L}{20} \leq ht \leq \frac{L}{17}$$

Pour une portée de 40 m, la formule s'écrit :

$$2 \leq ht \leq 2{,}35$$

On prend ht = 2,30 m

3.2.3. Epaisseur du hourdis

En général l'épaisseur de la dalle est comprise entre 0,20 et 0,30 m. Elle varie selon l'espacement entre axes des poutres, plus l'entre axes est grand plus l'épaisseur de la dalle est grande.

Pour ce projet, l'espacement entre axes des poutres est 3,33m, l'épaisseur minimale à prévoir est H_o = B0/16 soit H_o = 0,20 m.

Le dimensionnement de la section transversale des poutres est conditionné par les règles suivantes :

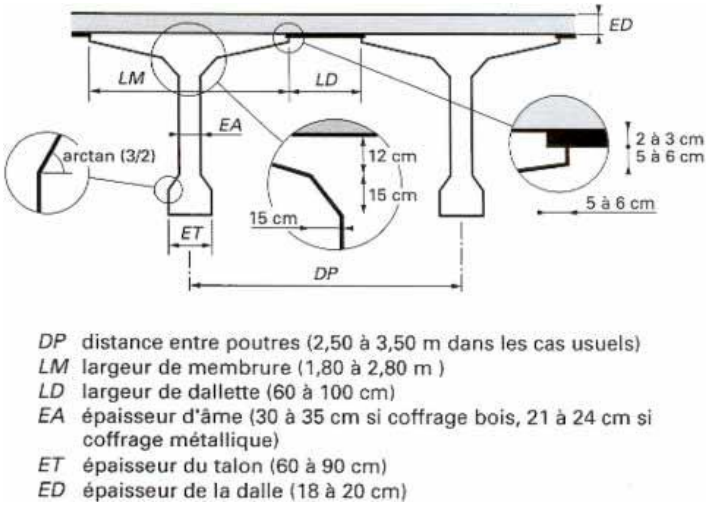


Figure 8: dimensionnement de la section transversale de la poutre

La coupe transversale de la poutre obtenue après optimisation est la suivante :

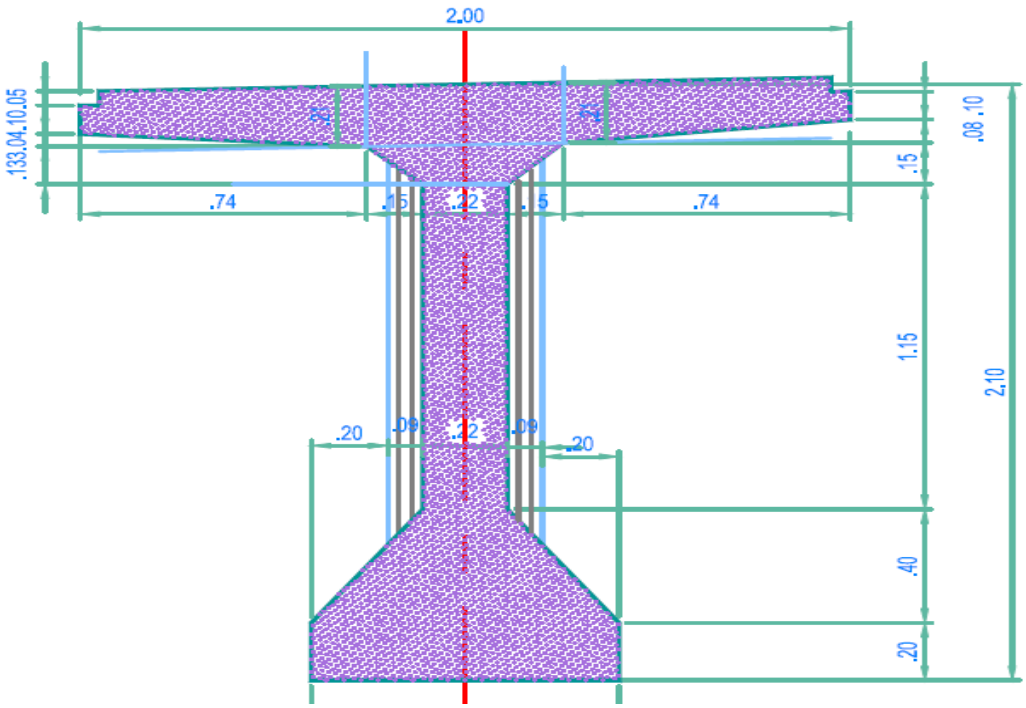


Figure 9 : coupe transversale d'une poutre

3.2.4. Câblage

Il correspond à la précontrainte longitudinale qui est mise en œuvre dans les poutres.

Il comporte deux familles de câbles associées aux deux phases de bétonnage

- La première famille de câbles est mise en tension sur les poutres seules, assez rapidement après le bétonnage des poutres. Elle représente environ les 2/3 de la précontrainte longitudinale totale.

- La deuxième phase de mise en tension intervient lorsque le béton du hourdis à acquis une résistance suffisante

Les armatures de précontrainte longitudinale utilisées seront de type toron. Les spécifications relatives sont définies dans le fascicule $N^0$4 titre II.

3.2.5. Appuis

3.2.5.1. Appuis intermédiaires

Comme signalé dans la phase de conception générale, ils seront constitués d'un chevêtre de section rectangulaire qui repose sur une file de trois colonnes le tout s'appuyant sur une semelle de liaison. Les caractéristiques de ceux-ci sont les suivantes.

Nombre de piles est égale à 14

a. Dimensions du chevêtre

- ✓ Largeur (l)

Compte tenu de l'espacement à laisser entre deux poutres adjacentes, la distance entre axes des appareils d'appui de deux poutres est de l'ordre de 1,5m. C'est pour quoi on prend l=2,5m afin d'offrir une plate-forme de travail plus confortable au personnel d'exécution

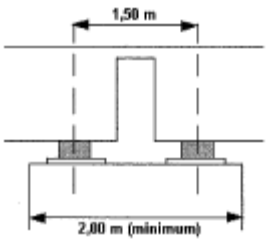


Figure 10 : dispositions en tête de piles selon Calgaro

- ✓ Longueur (L)

On prend L=12m pour couvrir toute la largeur du tablier

- ✓ Hauteur (hc)

Les colonnes ne sont pas au droit des appareils d'appui c'est qui fait que le chevêtre joue un rôle actif de transfert de charges et doit être rigide vis-à-vis du tablier ce qui se traduit par la condition ht≤1,25 hc

Pour ht=2,30m on prend **hc=1,8m.**

b. Colonnes.

Le diamètre de colonnes est généralement pris égal à 1m. La vérification au flambement n'est assurée que pour un élancement inférieur à 70. C'est pourquoi nous avons retenu un diamètre de 1,6 m pour une hauteur de colonne égale à 14m.

3.2.5.2. Appuis de rive : culée

Ils sont deux et doivent assurer les fonctions mécaniques et techniques suivantes

- Une bonne transmission des efforts au sol de fondation
- La limitation des déplacements horizontaux en tête, de façon à ne pas entraver le fonctionnement des appareils d'appui
- La limitation des déplacements verticaux
- Servir d'accès à l'intérieur de l'ouvrage.

Le dessin ci-après illustre les différents éléments constitutifs d'une culée

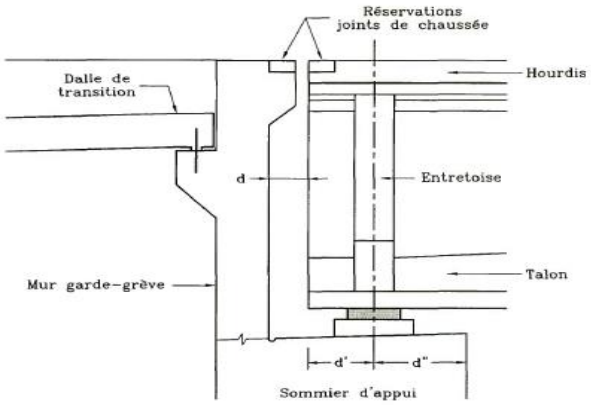


Figure 11 : principe d'une tête de culée

✓ **Dimensions des différents éléments.**

Le dimensionnement des éléments de la tête de culée ci-après est conforme au guide de conception des ponts à poutre préfabriquées, précontraintes par post-tension du SETRA

a. Sommier d'appui

Ses dimensions doivent être suffisantes pour satisfaire à un certain nombre d'impératifs :

- L'accès entre l'about des poutres et le mur garde-grève pour l'entretient (d) généralement pris égal à 0,5m
- La distance entre l'about de poutre à l'axe d'appareil d'appui prise généralement à 0,5m également
- La prise en compte des dimensions d'appareil d'appui

Par ailleurs, la dimension longitudinale du sommier sera arrêté après le choix définitif de type de fondation et de leur dimensionnement puisque celle-ci et directement liée à la semelle de répartition.
Pour la collecte des eaux une pente de 2% est prévue vers l'arrière

b. **Mur garde-grève**

Il permet de séparer physiquement le remblai de l'ouvrage. Sa hauteur est fonction de celle du tablier. Il a une hauteur de 2,5 m et une épaisseur de 0.30m dans le cadre de ce projet.

Il comporte un corbeau arrière d'une épaisseur de 30cm placé à 0,5m de l'arase supérieure du mur garde-grève servant d'appui à la dalle de transition

c. La dalle de transition

Son rôle est d'assurer la liaison entre l'ouvrage et la voie d'accès et d'atténuer les effets d'un tassement du remblai.

Conformément au document de SETRA sur les dalles de transition, elle aura une épaisseur de 30cm.

Elle sera de section rectangulaire 9,80 x 5,00 avec une pente de 5%.

3.2.6. Appareils d'appuis

Ils sont en caoutchouc fretté et absorbent par distorsions du caoutchouc les déplacements du tablier. Ils sont conformes à la norme NFT 47.815,

3.2.7. Les équipements du tablier

Ils ne participent pas à la résistance de l'ouvrage mais jouent un rôle essentiel du point de vue de la sécurité des usagers et de la pérennité de l'ouvrage (étanchéité, assainissement). Le choix et les

dimensions de ces équipements est conforme au document de SETRA relatifs au différents types d'équipements

3.2.7.1. Dispositifs de retenue

Leurs choix doit satisfaire à la fois à des critères de sécurité et d'esthétique.

La méthode de calcul de l'indice de danger développée dans le dossier GC du SETRA, présentée en annexe nous a mené au choix de la barrière de type BN4. Ces barrières seront associées aux glissières comme l'illustre la figure ci-dessous.

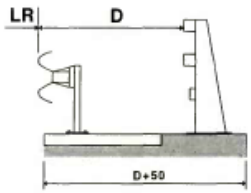


Figure 12 : barrière de type BN4 associé à une glissière de sécurité

3.2.7.2. Etanchéité

Le béton, même comprimé, n'est pas bien étanche (existence des pores et des ségrégations locales tel que fissures, nids de cailloux et reprise de bétonnage). Pour protéger les armatures contre la corrosion, il est nécessaire de poser une couche d'étanchéité sur la dalle de couverture.

Nous prévoyons 3 cm du Sand-Asphalte sur l'ensemble des ouvrages. Le poids volumique égal à 2,4 t/m^3.

3.2.7.3. Corniches

C'est un élément très sensible et participe à l'aspect architectural du pont. La première fonction d'une corniche est esthétique, permet de rattraper les irrégularités de la structure. Elle sert aussi de buté de trottoir, d'élément de scellement du garde-corps, et de larmier afin d'éviter le ruissellement de l'eau de pluie sur les parements de la structure porteuse (pérennité et esthétique). Elles seront préfabriquées en béton armé, de type PF1 en se basant sur le document 'corniches' de la collection du guide technique GC du SETRA.

3.2.7.4. Assainissement

La collecte des eaux du tablier est assurée par ses pentes transversales (devers de 2,5%) et longitudinales (pente de 2%) sur lesquelles on ajoute des gargouilles pour l'évacuation.

En effet selon le document du SETRA 'Assainissement des ponts routes' une gargouille de 150mm de diamètre tous les 5m serai suffisante pour l'évacuation des eaux. C'est pourquoi nous optons pour cette solution.

3.2.7.5. Dallettes de continuité

Leur rôle est d'assurer une liaison entre deux travées adjacentes en prolongeant le hourdis entre les poutres. La minceur de ces dallettes les rend assez souple pour subir les rotations différentielles des travées adjacentes. C'est pourquoi nous optons pour cette solution

CHAPITRE 4 : ETUDES DES POUTRES

Il s'agit ici de calculer le ferraillage des poutres et la force de précontrainte, relatives à notre ouvrage. Pour cela il est indispensable de faire l'inventaire des charges permanentes et routières susceptibles de solliciter les poutres puis l'étude de la répartition transversale de ces charges.

4.1. Détermination des sollicitations

4.1.1. Descente de charges

Pour déterminer les sollicitations dans les poutres une descente de charges sur ces dernières est nécessaire. Nous avons procédé à un découpage en plusieurs sections élémentaires des éléments constitutifs du tablier pour l'évaluation des charges permanentes qui s'appliquent sur les poutres.

Les tableaux ci-dessous présentent les résultats de calcul des charges permanentes (voir les détails de calcul en annexe)

- ✓ **Pour une seule poutre**

Tableau 5 : charges sur une poutre

Poutre de rive		**Poutre intermédiaire**	
Poids propre de la poutre (t/ml)	2,59	Poids poutre	2.59(t/ml)
Hourdis(t/ml)	1,332	Hourdis	1,665(t/ml)
Revêtement(t/ml)	0,254	Revêtement	0,619(t/ml)
Trottoir(t/ml)	0,953		
Barriere de sécurité(t/ml)	0,065		
Entretoise(t/ml)	1,867	Entretoise(t/ml)	3,735(t/ml)
Poids total en t/ml	5,194	Poids total par t/ml	4,874
Poids total sur toute la portée (t)	207,76	Poids total sur toute la portée (t)	194,96

- ✓ **Pour une travée entière.**

Tableau 6: charges pour une travée

Désignation	Poids unitaire(t)	nombre	Poids total (t)
Poutre de rive	207,76	2	415,52
Poutre intermédiaire	194,76	2	389,52
Entretoise	11,204	2	22,408
Poids propre total d'une travée			**991,048**

4.1.2. Les charges routières

Les actions variables sont régies par le Fascicule $N^0$61, titre II du cahier de prescriptions communes (C.P.C.) relatif aux ponts routes.

Conformément aux exigences du maitre d'ouvrage consignées dans le CCTP de ce marché, les charges d'exploitation à prendre en compte dans le cadre de ce projet sont :

- ✓ Le système de charge A
- ✓ Le système de charge B : Bc, Bt, Br ;
- ✓ Le convoi militaire Mc120
- ✓ Les charges d'exploitation sur trottoirs
- ✓ Les efforts de freinage.

Avant de procéder à l'étude de ces chargements, on définit tout d'abord certaines notions qui seront utiles pour la suite. Il s'agit essentiellement de :

- ✓ **Largeur roulable (Lr)**

C'est la largeur de tablier comprise entre dispositifs de retenue, s'il y en a, ou bordures. Elle comprend donc la chaussée proprement dite et les surlargeurs éventuelles telles que les bandes d'arrêt d'urgence (BAU), bandes dérasées (BDG)

$\mathbf{L_r = 8m}$ (voir les détails sur la coupe transversale du tablier en annexe 7 du document)

- ✓ **Largeur chargeable (Lch)**

$L_{ch} = L_r - n \times 0{,}5$ m par dispositif de retenue

L_{ch}: Largeur chargeable en m.
L_r: Largeur roulable en m

n: Nombre de dispositifs de retenue; n ≤ 2.

$L_{ch} = 7m$

- ✓ **Nombre de voies (Nv)**

$N_v = E(\frac{L_{ch}}{3})$

Le symbole E désigne la partie entière.

$$N_v = E\left(\frac{7}{3}\right) = 2$$

- ✓ **Largeur d'une voie (V)**

$$V = \frac{L_{ch}}{N_V}$$

$$V = \frac{7}{2} = 3{,}5m$$

- ✓ **Classe de ponts**

Les ponts sont rangés en 3 classes suivant leur largeur roulable (Lr) et leur destination:
En résumé

- Pont de la 1ère classe si Lr ≥ 7m ou exceptions
- 2ème classe si 5,5 < Lr < 7m
- 3ème classe si Lr ≤ 5,5m.

Le tableau ci-dessous présente les résultats de calcul des charges routières avec leur coefficient de majoration dynamique.

Tableau 7 : récapitulatif des charges permanentes et routières pour une travée

Types de charges		Coefficient de majoration	Valeur totale de la charge
Permanentes		-	991,048 t
Al		$a_1 = 1$ et $a_2 = 1$	0,69 t/m^2
B	Bc	1,06	140 t
	Bt	1,05	67,2t
	Br	1,05	10,5t
Mc120		1,07	117,7t
Effort du vent		-	0,2 t/m^2
Surcharge trottoirs		-	0,15t/m^2
Effort de freinage		-	30t
Garde-corps		-	0,25 t/ml

4.1.3. Calcul des sollicitations longitudinales

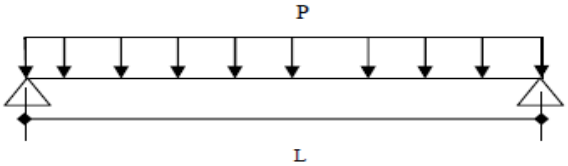


Tableau 8 : schéma statique d'une poutre

4.1.3.1. Sollicitation dues aux charges permanentes

La charge totale obtenue pour une travée est :

G = 24,78 t/ml

La charge reprise par une poutre est :

$$G_{poutre} = \frac{G}{n}$$

Avec : n le nombre de poutre = 4

$$G_{poutre} = \frac{24,78}{4} = 6,195 t/ml$$

$$\mathbf{G_{poutre} = 6,195\ t/ml}$$

- Le moment maximal est donné par la formule :

$$\text{Mmax} = \frac{\text{QL}^2}{8}$$

$$\text{Mmax} = \frac{6{,}195 \times 40^2}{8} = 1239\ \text{t.m}$$

$$\mathbf{Mmax = 1239\ t.m}$$

- L'effort tranchant maximal est donné par la formule :

$$\text{Tmax} = \frac{\text{QL}}{2} = \frac{6{,}195 \times 40}{2} = 123{,}9$$

$$\mathbf{Tmax = 123{,}9\ t}$$

4.1.3.2. Sollicitation dues aux charges routières

Les moments fléchissant et les efforts tranchant des poutres sont déterminés selon les considérations des lignes d'influences.

Le tableau ci-dessous présente les différents moments et efforts tranchants pour toutes les charges.

Types de charges		Coefficient de majoration dynamique	Effort tranchant (t)	Moment fléchissant (t.m)
Permanentes		-	123,9	1239
Al		$a_1 = 1$ et $a_2 = 1$	96,6	966
B	Bc	1,06	75,45	960,7
	Bt	1,05	53,2	618,24
	Br	1,05	10	100
Mc120		1,07	101,61	1016,125
Surcharge trottoirs		-	4,5	45

Tableau : récapitulatif des sollicitations

4.1.3.3. Calcul des sollicitations moyennes.

Les sollicitations moyennes reprisent par chaque poutre s'obtient en pondérant la sollicitation globale par un coefficient de répartition transversal des charges :

$$\mathbf{sollicitation\ moyenne = CRT \times sollicitation\ globale}$$

4.2. Etude de la répartition transversale des surcharges

Pour déterminer les efforts dans les poutres on doit tenir compte de la répartition transversale des surcharges. C'est alors qu'on utilise la méthode de Guyon Massonnet pour le calcul d'un coefficient de correction appelé coefficient de répartition transversale.

4.2.1. Principes fondamentaux de la méthode

- ✓ Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel
- ✓ Le deuxième principe est d'analysé de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont était sinusoïdale

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

- Paramètre de torsion α.

$$\alpha = \frac{\gamma p + \gamma E}{2 \times \sqrt{(\rho p \times \rho E)}}$$

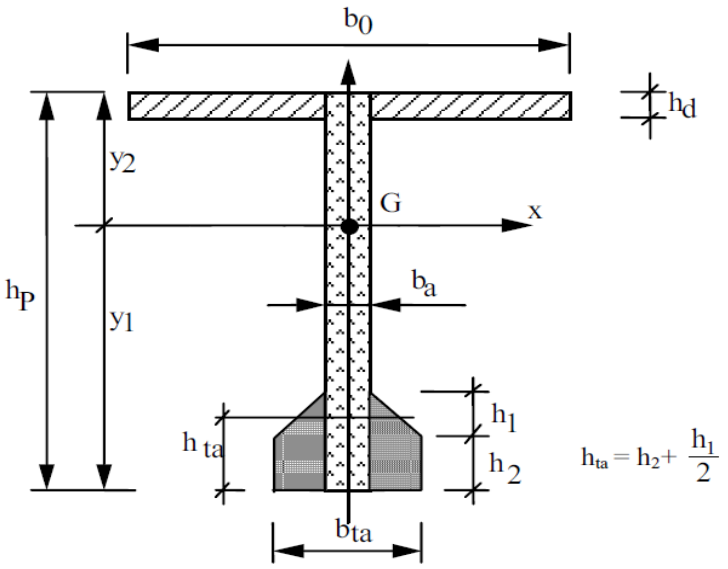
- Paramètre d'entretoisement θ.

$$\theta = \frac{b}{L} \times \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}}$$

Le paramètre de torsion caractérise l'influence de la torsion et varie entre 0 et 1 pour les ponts à poutre.

4.2.2. Détermination des différents paramètres de calcul

a. Caractéristiques géométriques de la poutre et moment d'inertie de flexion.



paramètres de la section en (m)	
b0	2
hd	0,35
hp	2,3
hta	0,4
ba	0,22
h1	0,4
h2	0,2
bta	0,8

Tableau 9 : caractéristiques géométriques de la poutre

N⁰ de section	B (cm)	H (cm)	S (cm²)	$Y_{GI}/_{Ox}$ (cm)	$M/_{0x}$	I_{Gxi}	d (cm)	I_{Gx} (cm^4)
1	80	20	1600	10	16000	53333,3	107,6	18571665
2	29	40	580	33	19140	51555,6	84,6	4200974
3	29	40	580	33	19140	51555,6	84,6	4200974
4	22	170	3740	105	392700	9007166,7	12,6	9599265
5	15	15	112,5	185	20812,5	1406,3	67,4	512734,8
6	15	15	112,5	185	20812,5	1406,3	67,4	512734,8
7	74	5	185	193	35705	256,9	75,4	1052505
8	74	5	185	193	35705	256,9	75,4	1052505
9	5	52	260	192,5	50050	58586,7	74,9	1517878
10	200	15	3000	202,5	607500	56250,0	84,9	21689283
			Σsi = 10355cm²	Σ $M/_{OX}$ = 1217565			Σ I_{gx} = 62910517,7 cm^4	

L'ordonnée Y du centre de gravité est donnée par :

$$YG = \frac{\Sigma \frac{M}{OX}}{\Sigma si}$$

$$= \frac{1217565}{10355}$$

$\boxed{YG = 117{,}58\ m}$

b. Moment d'inertie de torsion

D'après la théorie de l'analogie de la membrane l'inertie de torsion d'un rectangle de longueur b et de largeur a est donné par :

$$T = k\left(\frac{b}{a}\right) \times b \times a^3 \quad avec\ k = f(\frac{b}{a})$$

Ainsi pour une section en T avec talon on a le moment d'inertie de torsion par élément qui est donné par:

$$\tau_1 = \frac{1}{2}\frac{1}{3} b_0 h d^3$$

$$\tau_2 = k\left(\frac{2(hp - hd)}{ba}\right) \times (hp - hd) \times ba^3$$

$$\tau_3 = k\left(\frac{(bta - ba)}{hta}\right) \times (bta - ba) \times hta^3$$

Les valeurs de k sont lues dans le tableau suivant selon le rapport b/a

Tableau 10 : coefficient k, en fonction de b/a, nécessaire pour le calcul de l'inertie de torsion

b/a	1,0	1,2	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	3,0	4	5	10	∞
k	0,141	0,166	0,196	0,213	0,229	0,240	0,249	0,263	0,281	0,292	0,312	0,333

K_2= 0,308 d'après une interpolation linéaire

K_3=0,229

Tableau 11 : moment d'inertie de torsion par élément

moment d'inertie de torsion par élément	
Γ1	0,01
Γ2	0,11
Γ3	0,01

Le moment d'inertie de la section est la somme des trois moments :

$$KP = \sum \Gamma 1 + \Gamma 2 + \Gamma 3$$

KP = 0,13997

- ✓ $\gamma p = kp \frac{E}{2b1}$

$$= 0{,}133997 \times \frac{34180}{2x3.33}$$

ɣp =718,356

- ✓ $\gamma E = E \frac{hd^3}{12}$

$$= 34180 \times \frac{0{,}35^3}{12}$$

ɣE =122,122

Le tablier ne possède pas d'entretoises intermédiaires, dans ce cas c'est le hourdis qui joue le rôle des entretoises d'où ɣ$E = \rho E$

- ✓ $\rho E = 122{,}122$
- ✓ $\rho p = Ip \times \frac{Eb}{ep}$

$$= 0{,}629105177 \times \frac{34180}{3{,}33}$$

ρp =6457,30182

c. Calcul de α et θ

- ✓ $\propto = \frac{\gamma p + \gamma E}{2\sqrt{\rho p \times \rho E}}$

$\propto = 0{,}47$

- ✓ $\theta = \frac{b}{l} \sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}}$

$\theta = 0{,}40 > 0{,}30$ On utilise donc la méthode de Guyon Massonnet.

4.2.3. Calcul du coefficient de répartition transversale pour la poutre de rive

Le coefficient de répartition transversale est donné par la formule :

$\eta = \frac{k}{n}$ Avec : n le nombre de poutre.

Selon Sattler pour 0,1≤ θ ≤1 k est donnée par la relation suivante

$K = K0 + (K1 - K0)\alpha\left(1 - e^{\theta 0}\right)$ avec $e^{\theta 0} = (0{,}065 - \theta)/0{,}663$

K0 et k1 sont données par les tables de Guyon-Massonnet en fonction de θ, y et e. avec y : coordonnée de la poutre considérée et e : l'excentricité

4.2.3.1. Détermination des différents paramètres

$Y = 3{,}33 + \frac{3{,}33}{2} = 4{,}995\text{m}$

On a $2b = 12\text{m}$ la largeur active selon Guyon − Massonet

$2b = 12\text{m} => b = 6$

$Y = f(b) => Y = 4{,}995 \times \frac{b}{6}$

$Y = 0{,}8325b$

Pour θ=0.40 on trouve :

Tableau 12 : K pour θ = 0,40 après deux interpolations (sur y puis sur α)

Θ = 0,40										
e		**-b**	**-(3/4)b**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**(3/4)b**	**b**
K0	(3/4) b	-1,13	-0,63	-0,14	0,38	0,92	1,50	2,11	2,74	3,37
	Kb	-1,74	-1,13	-0,51	0,13	0,83	1,59	2,44	3,37	4,36
	k0,8b	-1,30	-0,77	-0,24	0,31	0,90	1,53	2,20	2,92	3,65
K1	(3/4) b	0,59	0,66	0,74	0,84	0,93	1,10	1,25	1,39	1,52
	Kb	0,51	0,59	0,68	0,79	0,92	1,09	1,29	1,52	1,77
	k0,8b	0,57	0,64	0,72	0,83	0,93	1,10	1,26	1,43	1,59
Kα	K	-0,93	-0,49	-0,05	0,41	0,90	1,44	2,02	2,62	3,23

4.2.3.2. Résultats de calcul

Apres avoir tracé la ligne d'influence du facteur k, nous procèderons au chargement de la poutre de rive sous les différents chargements précédemment évoqués. Les résultats de calcul sont consignés dans le tableau ci-dessous pour différents chargements.

Tableau 13 : valeurs du coefficient de répartition transversale pour la poutre de rive

Charge	Poutre de rive
Al (a1.ηAl.LA1)	0,38
Bc (bc.ηBc)	0,88
Bt (bt.ηbt)	0,68
Br (ηBr)	0,8
Qtr (ηtr)	0,54
Mc120	0,71

4.2.4. Calcul du coefficient de répartition transversale pour une poutre intermédiaire

4.2.4.1. Tracé de la courbe de k

Pour la poutre intermédiaire les paramètres α et θ conservent les mêmes valeurs que le cas précédent. Par conséquent, l'interpolation sur α reste la même que pour la poutre de rive c'est-à-dire que :

$$\mathbf{k = 0,2k1 + 0,8k2}$$

Seule la position de la poutre change, elle devient :

$$y = \frac{3,33}{2} = 1,665$$

$$b = 6 => y = \frac{1,665}{6} b$$

$$\mathbf{y = 0,28b}$$

- interpolation sur y

Les tableaux de Massonnet donnent les valeurs de k pour :

$$k0,5b = k/y = \frac{b}{2}$$

Ainsi on aura :

$$k0,28b = k0,25b + (kb - k0.25b) \times \frac{0,28 - 0,25}{1 - 0,25}$$

$$k0,28b = 0,96k0,25b + 0.04kb$$

Tableau 14 : k en fonction de e pour la poutre intermédiaire

Θ = 0,40										
e		**-b**	**-3/4b**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3/4b**	**b**
K0	1/4 b	0,13	0,38	0,63	0,86	1,09	1,27	1,40	1,50	1,59
	Kb	-1,74	-1,13	-0,51	0,13	0,83	1,59	2,44	3,37	4,36
	k0,28b	0,06	0,32	0,58	0,83	1,07	1,28	1,44	1,58	1,70
K1	1/4 b	0,79	0,84	0,90	0,97	1,04	1,09	1,11	1,10	1,09
	Kb	0,51	0,59	0,68	0,79	0,92	1,09	1,29	1,52	1,77
	k0,28b	0,78	0,83	0,90	0,97	1,04	1,09	1,11	1,12	1,12
Kα	K	0,20	0,42	0,64	0,86	1,07	1,24	1,38	1,48	1,59

4.2.4.2. Résultats de calcul

Tableau 15 : valeurs du coefficient de répartition transversale pour la poutre intermédiaire

Charge	**Poutre de rive**
Al (a1.ηAl.LA1)	0,32
Bc (bc.ηBc)	0,66
Bt (bt.ηbt)	0,72
Br (ηBr)	0,31
Qtr (ηtr)	0,47
Mc120	0,52

Charge	**Poutre de rive**	**Poutre intermédiaire**
Al (a1.ηAl.LA1)	**0,38**	0,32
Bc (bc.ηBc)	**0,88**	0,66
Bt (bt.ηbt)	0,68	**0,72**
Br (ηBr)	**0,8**	0,31
Qtr (ηtr)	**0,54**	0,47
Mc120	**0,71**	0,52

Nous choisissons les valeurs les plus défavorables pour calculer une poutre unique. Ainsi toutes les poutres auront le même ferraillage

4.2.5. Sollicitations moyennes calculées

Tableau 16 : récapitulatif des sollicitations moyennes calculées

Types de charges		Coefficient de répartition transversale retenu	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)
Permanentes		-	1239	123,9
Al		0,38	367,08	36,71
B	Bc	0,88	845,42	66,40
	Bt	0,72	445,13	38,30
	Br	0,80	80,00	8,00
Mc120		0,71	721,45	72,14
Surcharge trottoirs		0,54	24,30	2,43

4.2.6. Calcul des sollicitations aux états limites

L'état de fissuration étant considéré comme préjudiciable, les calculs se feront à l'état limite de service.

Les combinaisons des efforts aux états limites dans le cas de calcul des ouvrages routiers se présentent comme suit :

$$ELU \Leftrightarrow 1{,}35 \times Mg + max\left\{1{,}6\, max\begin{vmatrix} M(A(l)) \\ M(Bc) \\ M(Bt) \\ M(Br) \end{vmatrix}; 1{,}35 max\begin{vmatrix} M(Mc120) \\ M(Me120) \\ M(type\ E) \end{vmatrix}\right\} + 1{,}6 \times trottoir$$

$$ELS \Leftrightarrow Mg + max\left\{1{,}2\, max\begin{vmatrix} M(A(l)) \\ M(Bc) \\ M(Bt) \\ M(Br) \end{vmatrix}; max\begin{vmatrix} M(Mc120) \\ M(Me120) \\ M(type\ E) \end{vmatrix}\right\} + trottoir$$

Les résultats des efforts combinés sont :

Tableau 17 : résultats des efforts combinés

Désignation	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)
ELU	3064,20	277,38
ELS	2277,80	206,01

4.3. Etude de la précontrainte par post-tension

La précontrainte par post tension suppose le coulage du béton avant la mise en tension des armatures de précontrainte.

En général, on utilise la résistance du béton pour s'appuyer lors de la mise en tension et transmettre l'effort d'un ancrage à l'autre extrémité. On distingue différentes possibilités de post-tension :

Par câbles ou fils adhérents, Cela suppose que le câble puisse glisser dans le béton sans créer des frottements exagérés

Par câbles glissants dans des conduits (gaines métalliques, gaines plastique, tubes métalliques).

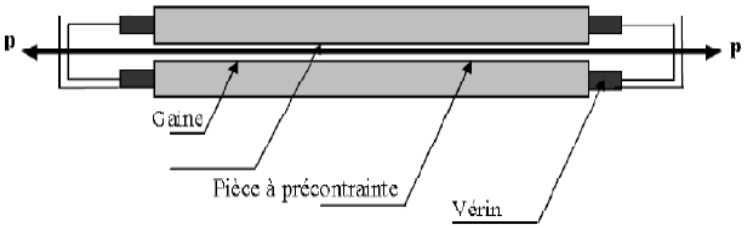


Figure 13 : principe de la précontrainte

4.3.1. Hypothèses de calcul

- ✓ Le mode constructif de notre variante est similaire à celui indiqué dans les différents guides de conception des ponts courants du SETRA.
- ✓ Nous étudierons une seule travée du pont puisque les travées sont indépendantes.
- ✓ La mise en précontrainte des ouvrages est réalisée en deux étapes :

a. Première phase

Elle correspond à la mise en tension de la première famille de câbles et est réalisée avant la construction des éléments de superstructure. Il s'agit d'une précontrainte interne par câbles T15S de classe 1860 MPa.

Deuxième phase

Elle correspond à la mise en tension de la deuxième famille de câbles. La précontrainte de continuité est réalisée au moyen de câbles 12T15S de classe 1860 MPa. Les pertes de précontrainte Δi (pertes instantanées)et Δd(pertes différées) sont estimées à 25 %

4.3.2. Caractéristiques des matériaux

1. **Béton**

- Résistance caractéristique du béton à 28 jours, $f_{c28} = 35MPa$
- Âge de mise en tension de la première famille de câble : 15 jours
- Le calcul sera fait en classe II de précontrainte.

La fissuration est considérée préjudiciable

2. **Acier**

- Aciers de précontraintes

Les armatures de précontrainte longitudinale utilisées seront de type toron. Les spécifications relatives aux armatures de précontraintes sont définies par le fascicule $N^0$4 titre II.

- Limite élastique : fpeg =1623 MPa
- Limite de rupture : fprg =1814 MPa
- Section pour un 12T15S =139 mm²
- Diamètre gaine 8 T15 : d= 76 mm
- Basse relaxation
- Diamètre des gaines : $\emptyset_g = 76$ mm pour les 8T15S et $\emptyset_g = 79$ mm pour les 12T15S.
- Aciers passifs : aciers HA de nuance $f_e = 500$ MPa

4.3.3. Caractéristiques géométriques de la poutre

Les caractéristiques géométriques de la poutre ont été déjà calculées dans la partie étude de la répartition transversale des surcharges. Sont présentés ci-dessous les résultats de calcul après décomposition en section élémentaire.

Tableau 18 : paramètres de section de la poutre

désignation	Unités	Poutre préfabriquée	Section complète
Section	m²	1,035	1,096
YG = V'	m	1,17	1,23
V= h-V'	m	0,93	1,07
I	m^4	0,63	1,19
I/V	m^3	0,68	1,11
I/V'	m^3	0,54	0,97

P	0,55	0,83

4.3.4. Détermination de la précontrainte

4.3.4.1. Calcul des sollicitations.

Descente des charges :

- Charges permanentes G :

Poids propre de la poutre: $g_{pp} = 2{,}59$ t/ml

Poids des superstructures du tablier : $g_S = 2{,}604 t/ml$

D'où $G = g_{pp} + g_S \Longrightarrow \mathbf{G = 5{,}194\ t/ml}$

- Charges variables Q :

Surcharges de trafic : C'est la charge Bc qui est la plus défavorable. Le moment engendré par le chargement qui sera donné est affecté du coefficient de répartition transversale.

Surcharge trottoir : $q_2 = (1.5 \text{ x } 2) \times 1.5 \Longrightarrow q_2 = 4.5\,kN/m$

- Combinaison des charges à l'ELU :

  $P_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

- Combinaison des charges à l'ELS :

  $P_{ser} = G + 1{,}2Q$

❖ **Moments de calcul**

Charges permanente

✓ Le moment engendré par le poids propre de la poutre seule :

$$Mg1 = \frac{2{,}59 \times 40^2}{8} = 518$$

$$\mathbf{Mg1 = 518t.m}$$

✓ Le moment fléchissant engendré par les charges permanentes (poutre + éléments de la superstructure) est :

Mg =1038,80 t.m

Charges d'exploitation.

✓ Le moment fléchissant le plus défavorable est obtenu sous chargement Mc120. Affecté du coefficient de répartition transversal sa valeur est :

Mq_1 = 1,2 x 845,42 ; avec : 1,2 coefficient de pondération des charges routières à l'ELS.

Mq_1=1014,50 t.m

- ✓ Le moment dû à la surcharge du trottoir affecté du CRT est :

$$Mq_2 = 0{,}45 \times 40 \times 0{,}54 = 9{,}72 t/m$$

- ✓ Le moment du aux charges d'exploitation est donné par :

$$Mq = Mq_1 + Mq_2 = 1014{,}50 + 9{,}72 = 1024{,}22$$

$\boldsymbol{Mq}$ **=1024,22 t.m**

4.3.4.2. Calcul de la précontrainte

a. Hypothèse d'une section sous critique

$$P_1 = \frac{\Delta M}{\rho \times h} + \frac{S}{h}(V \times \sigma_s + V' \times \bar{\sigma\imath})$$

$$\Delta M = Mmax - Mmin = Mq$$

$$\sigma_s = -ft28 = -2{,}7\ MPa$$

$$\bar{\sigma\imath} = 1{,}5 \times ft28 = -4{,}05\ MPa$$

$$P_1 = \frac{10{,}2422}{0{,}83 \times 1{,}3} + \frac{1{,}096}{1{,}3}(1{,}07 \times -2{,}7 + 1{,}23 \times -4{,}05) = 2{,}86\ MN$$

b. Hypothèse d'une Section sur critique

$$P_2 = \frac{M_M + \frac{I_{Gz}}{V'} \times \bar{\sigma\imath}}{V' + \rho \times V - d'}$$

Avec : d' la distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inferieure.

$$d' = h - 0{,}9h = 0{,}23\ m$$

$$P_2 = \frac{20{,}630 + \frac{1{,}19}{1{,}23} \times -2{,}7}{1{,}23 + 0{,}83 \times 1{,}07 - 0{,}23} = 9{,}54MN$$

$Pmin = \max(P1; P2) = 9{,}54\ MN\ D'où\ la\ section\ est\ surcritique$

- ✓ L'excentricité de la première famille de câbles pour la poutre seule est donnée par :

$e_0 = -(V' - d)$ avec $d = 1{,}5\ \times 75 = 112{,}5mm$ et $V' = 1{,}17$ m pour la poutre seule

$e_0 = -(1{,}17 - 0{,}113) = -1{,}057\text{m}$

- ✓ L'excentricité de la deuxième famille de câbles pour la poutre plus le hourdis est donnée par :

$e_0 = -(V' - d)$ avec $d = 1{,}5 \times 75 = 112{,}5\text{mm}$ et $V' = 1{,}23$ m

$e_0 = -(1{,}23 - 0{,}113) = -1{,}117\text{m}$

c. Calcul du nombre de câbles

Les pertes sont estimées à 25% de la précontrainte initiale P_0. La valeur de la précontrainte P_0 est donnée par :

$$P_0 = \frac{\text{Pmin}}{0{,}98 - 1{,}2 \times \frac{\Delta P}{P_0}} \text{ avec } \Delta P = 0{,}25\ P_0$$

$P_0 = 14{,}03MN$

$n = \frac{P_0}{P}$ avec P la precontrainte developé par un cable

$P = \sigma p_0 \times Ap$

$\sigma p_0 = \min(0{,}8\text{fprg}\,;0{,}9\text{fpeg}) = \min(1450; 1460) = 1450$ MPa

$P = 1450 \times 1{,}668 \times 10^{-3} = 2{,}42$

$n = \frac{14{,}03}{2{,}42} = 5{,}79 \equiv 6$

On prend n = 6 câbles de 12 T15S

La nouvelle valeur de la force de précontrainte est :

$P_0 = n \times P = 6 \times 2{,}42 = 14{,}52\text{MN}$

Tableau 19: récapitulatif des résultats de précontrainte

Précontrainte Pmin (MN)	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P0 (MN)
9,54	6	14,03

d. Vérification à l'ELS

- **Calcul des contraintes caractéristiques**

$P1 = 1{,}02P0 - 0{,}8\Delta P0 = 1{,}02 \times 14{,}03 - 0{,}8 \times 3{,}51 = 11{,}5\ MN$

$P2 = 0{,}98P0 - 1{,}20\Delta P0 = 0{,}98 \times 14{,}03 - 1{,}2 \times 3{,}51 = 9{,}54MN$

Contrainte règlementaires en :

Fibre supérieure :$\sigma st = 1{,}5\ ft28 = -4{,}05MPa$

Fibre inferieure : $\sigma ci = 0{,}6fc28 = 21MPa$

- **Combinaison quasi permanente**

La contrainte de la première famille de câbles est dimensionnée pour reprendre l'effet de précontrainte et l'effet du poids propre de la poutre. C'est pourquoi dans cette phase on prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule.

$Sqp = Gp + P$

$Mmin = MGp = 518t.m$

Vérification des contraintes en fibre supérieure et inferieure

$$\frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{Ig} + \frac{Mmin \times V}{Ig} > \sigma st = -4{,}05$$

$$\frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V'}{Ig} - \frac{Mmin \times V'}{Ig} \leq \sigma ci = 21$$

Tableau 20: contraintes réglementaires sous P1

P1			
$\frac{P1}{B}$	$\frac{P1 \times e \times V}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V}{Ig}$	Résultat
11,11	17,94	7,65	0,82
$\frac{P1}{B}$	$\frac{P1 \times e \times V'}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V'}{Ig}$	Résultat
11,11	20,57	11,62	20,06

Tableau 21: contraintes réglementaires sous P2

P2			
$\frac{P2}{B}$	$\frac{P2 \times e \times V}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V}{Ig}$	Résultat
9,21	14,88	7,65	1,98
$\frac{P2}{B}$	$\frac{P2 \times e \times V'}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V'}{Ig}$	Résultat
9,21	18,72	9,62	18,31

- ✓ **Sous p1**

En fibre supérieure : $0{,}82 > -4{,}05$ condition verifiée

En fibre inferieure : $20{,}06 < 21$ condition verifiée

- ✓ **Sous P2**

En fibre supérieure : $1{,}98 > -4{,}05$ condition verifiée

En fibre inferieure : $18{,}31 < 21$ condition verifiée

- **Combinaison fréquente**

La précontrainte de deuxième famille est dimensionnée pour reprendre les actions supplémentaires (superstructure et actions variables). Elle est mise en tension lorsque le béton du hourdis a acquis une certaine résistance. C'est pourquoi dans cette phase on prend les caractéristiques géométriques de la poutre plus le hourdis.

$\mathrm{Sf} = \mathrm{P} + \mathrm{G} + 0{,}72\mathrm{Q}$

Vérification des contraintes en fibre supérieure et inferieure

$$\frac{\mathrm{P}}{\mathrm{B}} - \frac{\mathrm{P} \times \mathrm{e} \times \mathrm{V}}{\mathrm{Ig}} + \frac{\mathrm{Mmin} \times \mathrm{V}}{\mathrm{Ig}} + \frac{0{,}72Mq \times V}{Ig} > \sigma\mathrm{st} = -4{,}05$$

$$\frac{\mathrm{P}}{\mathrm{B}} + \frac{\mathrm{P} \times \mathrm{e} \times \mathrm{V}'}{\mathrm{Ig}} - \frac{\mathrm{Mmin} \times \mathrm{V}'}{\mathrm{Ig}} - \frac{0{,}72Mq \times V'}{Ig} \leq \sigma\mathrm{ci} = 21$$

Tableau 22: contraintes réglementaires sous P1

P1				
$\frac{P1}{B}$	$\frac{P1 \times e \times V}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V}{Ig}$	$\frac{0{,}72 \times Mq \times V}{Ig}$	Résultat
10,49	11,55	4,65	6,62	10,21
$\frac{P1}{B}$	$\frac{P1 \times e \times V'}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V'}{Ig}$	$\frac{0{,}72 \times Mq \times V'}{Ig}$	Résultat
10,49	13,27	5,35	7,62	10,79

Tableau 23: contraintes réglementaires sous P2

P2				
$\boldsymbol{\frac{P2}{B}}$	$\boldsymbol{\frac{P2 \times e \times V}{Ig}}$	$\boldsymbol{\frac{Mmin \times V}{Ig}}$	$\boldsymbol{\frac{0{,}72 \times Mq \times V}{Ig}}$	**Résultat**
8,7	9,58	4,65	6,62	10,39
$\boldsymbol{\frac{P2}{B}}$	$\boldsymbol{\frac{P2 \times e \times V'}{Ig}}$	$\boldsymbol{\frac{Mmin \times V'}{Ig}}$	$\boldsymbol{\frac{0{,}72 \times Mq \times V'}{Ig}}$	**Résultat**
8,7	11,01	5,35	7,62	6,74

- ✓ **Sous p1**

En fibre supérieure : $10{,}21 > -4{,}05$ condition verifiée

En fibre inferieure : $10{,}79 < 21$ condition verifiée

- ✓ **Sous P2**

En fibre supérieure : $10{,}39 > -4{,}05$ condition verifiée

En fibre inferieure : $6{,}74 < 21$ condition verifiée

Calcul des pertes de précontrainte

CHAPITRE 5 : ETUDE DES ELEMENTS DE L'INFRASTRUCTURE

L'infrastructure comprend les appuis et les fondations

5.1. Les appuis

Les appuis sont constitués des deux culées et des piles centrales. Ils sont soumis aux :

- ✓ Charges permanentes : poids propre, la réaction transmise par le tablier la poussée des terres.
- ✓ Surcharges : l'effort de freinage, la pression de l'eau.

Ils sont en béton armé et reposent sur les pieux par l'intermédiaire de la semelle de liaison.

5.1.1. Culée

5.1.1.1. Calcul des charges.

Le calcul de la descente des charges sont faits sur la base du pré-dimensionnement de la culée déjà effectué dans la partie conception détaillée des appuis. Ci-dessous sont présentés les résultats de calcul des charges verticales et horizontales sur la culée.

a. Charges verticales :

- ✓ Poids propre de la culée : Pp=142,5t
- ✓ Poids tablier : Pt=495,52 t
- ✓ Réaction de la dalle de transition Rd =56,35t.
- ✓ Surcharge maximum (Al) =193,2t
- ✓ Trottoir tr=4,5t.

b. Charges horizontales

- ✓ Effort de freinage F=30t
- ✓ Poussée des remblais R=68,64 t

5.1.1.2. Stabilité de la culée au renversement

Les moments seront calculés par rapport au point O coin inferieur aval, coté vide de la base de la semelle.

Tableau 24:bilan des forces favorables à la stabilité

Désignation forces	Forces horizontales (t)	Forces verticales (t)	Bras de levier (m)	Moments (t.m)
Réaction du tablier		495,52	2,35	1164,47
Réaction de la culée		142,50	2,50	356,25

Réaction dalle de transition		56,35	3,7	208,49
Total Ms=1729,21 t.m				**1729,21**

Tableau 25: bilan des forces défavorables à la stabilité

Désignation forces	Forces horizontales (t)	Forces verticales (t)	Bras de levier (m)	Moments (t.m)
Poussée des remblais Rr	51,48		2,65	136,42
Effort de freinage F	30		5,30	159
Total Mr=295,42t.m				**295,42**

Nous avons un moment de renversement **Mr =295,42t.m** et un moment stabilisateur de **Ms=1729,21t.m** soit un coefficient de sécurité

$$\mathrm{FS} = \frac{\mathrm{Ms}}{\mathrm{Mr}} = \frac{1729{,}21}{295{,}42} = 5{,}85$$

$FS = 5{,}85 > 1{,}5 \Rightarrow$ **La stabilité au renversement de la culée est donc assurée.**

5.1.2. Calcul de ferraillage

La culée est sollicitée par un effort normal centré N et des forces horizontales (effort de freinage et poussée des remblais).

Les calculs seront menés en flexion composée à l'ELS.

- ✓ **Moment par rapport à G**

XG=2,34m et YG=1,43

Tableau 26: moment par rapport au centre de gravité

Désignation forces	Forces horizontales (t)	Forces verticales (t)	Bras de levier (m)	Moments (t.m)
Poussée des remblais Rr	51,48		1,22	+62,8
Effort de freinage	30		3,87	+116,1

Réaction du tablier		495,52	0,31	+153,61
Réaction de la culée		142,5	0	0
Réaction dalle de transition		56,35	1,04	-58,35
Total M=273,9t.m				**273,9**

Le moment résiduel est

$Ms = \frac{273,9}{12} = 22,82$ Par mètre linéaire de culée.

- ✓ **L'excentricité e_1 est donnée par :**

$$e_1 = \frac{\mathrm{Ms}}{\mathrm{NS}}$$

$$= \frac{22,82}{74,35} = 0,31$$

$$e_1 = 0,31 \leq \frac{\mathrm{h}}{6} \leq \frac{2,4}{6} \leq 0,4$$

$e_1 \leq \frac{\mathrm{h}}{6}$ => la force est appliquée au noyau centrale et la section est entierement comprimé

- ✓ **La section homogène B0 est donnée par :**

$\mathrm{B0} = \mathrm{B} + 15(\mathrm{A1} + \mathrm{A2})$ avec $\mathrm{B} = \mathrm{b} \times \mathrm{h} = 2,4 \times 1 = 2,4$

Posons A1 = A2 = 30cm²

$\mathrm{B0} = 2,4 + 15(60 \times 10^{-4}) = 2,5\mathrm{m}^2$

- ✓ **Contrainte maximale dans le béton**

$$(\sigma\mathrm{bc})\mathrm{max} = \frac{\mathrm{Ns}}{\mathrm{B0}} + \frac{\mathrm{Ms} \times \mathrm{v}}{\mathrm{I0}} \leq \sigma\mathrm{bc}$$

$(\sigma\mathrm{bc})\mathrm{max} = 0,04 \leq 18$

Apres vérification la force est toujours appliquée au noyau central

$$\mathrm{A1} = \frac{\mathrm{Mser} + (\mathrm{Nser} - \mathrm{bh}\sigma\mathrm{bc})(\mathrm{d} - \frac{\mathrm{h}}{2})}{15\sigma\mathrm{bc}(\mathrm{d} - \mathrm{d}')}$$

$$A2 = \frac{Nser - bh\sigma bc}{15\sigma bc} - A1$$

A1 = A2 = 163,2 cm²

- ✓ **Choix des armatures**
- Armature longitudinale :

On prend 50 barres de diamètre 20 ce qui correspond à une section de 188,52 cm^2 à repartir sur les douze mètres de la culée. L'espacement entre armature est :

$$St = 20cm$$

- Armature transversale :

$$\emptyset t = \frac{\emptyset l}{3} = 1{,}05$$

Prenons des Ht =HA14 avec un espacement de 20 cm

5.2. Etude des fondations

- Les normes et règlements utilisés pour le calcul des fondations sont :
- BAEL 91 révisé 99
- Fascicule n°61-titre 2- Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art- programmes de charges et épreuves des ponts routes.
- Fascicule 62 titre V- règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

Les fondations de notre ouvrage seront dimensionnées au regard de la nature et des caractéristiques mécaniques des sols en place, les calculs seront menés suivant les deux états limites : état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

La méthode utilisée pour le calcul des fondations est la méthode préssiometrique (voir les détails en annexe).

La méthodologie pour le calcul des fondations se présente comme suit :

- ✓ Campagne de sondages géotechniques
- ✓ Calcul de la descente de charges : charges permanentes et charges d'exploitations
- ✓ Calcul de la portance des fondations

- ✓ Calcul des tassements.

A. Résultats des essais.

Ils sont présentés en annexe de ce document, après observation de ces résultats nous avons opté pour des fondations profondes pour plus de sécurité et limiter les effets indésirables de tassement

B. Calcul de la descente de charges.

Les charges de calcul prises en compte pour le dimensionnement des fondations résultent de combinaisons des charges permanentes et des charges routières. Ces combinaisons dépendent de l'état limite considéré.

Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif des réactions verticales ramenées par le tablier sur les appuis à savoir les piles et les culées.

Tableau 27:récapitulatif des charges sur les appuis.

désignation	Charges permanentes (t)	Charges d'exploitation (t)				
		A(l)	Bc	Bt	Mc 120	Surcharge de trottoir
Culées	495,52	193,2	140	67,2	117,7	4,5
piles	991,048					9

5.2.1. Combinaison des charges.

ELS :$P_{ELS} = G + 1{,}2\max(B, A(l), M_{C120}) + Tr$

ELU : $P_{ELU} = 1{,}35G + 1{,}5 \times (Tr + \max(B, A(l), M_{C120})$

Le tableau ci-dessous présente les résultats de calcul des charges à l'ELS et à l'ELU.

Tableau 28: récapitulatif des charges combinées

Désignation	Charge à l'ELS (t)	Charge à l'ELU (t)
Pile P4	1539,25	2108,31
Culée C0	835,72	1155,20

5.2.2. Dimensionnement des pieux (appuis P4)

Sont inscrits dans le tableau ci-dessous les résultats de calcul de la pression limite équivalente (Pl*Me) en fonction de la profondeur d'encastrement au point de sondage P4. Pour le reste des appuis la procédure de calcul est la même que dans ce cas.

Tableau 29: pression limite équivalente

Profondeur d'encastrement D (m)	pl*(bars)	a (m)	b (m)	h (m)	pl*Me (m)
1,5	1,3	0,8	0,8	1,5	1,3
3	6,5	0,8	0,8	1,5	6,5
4,5	11	0,8	0,8	1,5	11
6	12,2	0,8	0,8	1,5	12,2
7,5	47,8	0,8	0,8	1,5	47,8
9	57,5	0,8	0,8	1,5	57,5
10,5	53,2	0,8	0,8	1,5	53,2
12	47,8	0,8	0,8	1,5	47,8
13	40,4	0,8	0,8	1	40,4
15	44,5	0,8	0,8	2	44,5
16,5	44,7	0,8	0,8	1,5	44,7
18	48,9	0,8	0,8	1,5	48,9
19,5	48,7	0,8	0,8	1,5	48,7
21	49	0,8	0,8	1,5	49
22,5	41,2	0,8	0,8	1,5	41,2
25	49	0,8	0,8	2,5	49
26,5	41,5	0,8	0,8	1,5	41,5
28	49,5	0,8	0,8	1,5	49,5

Sont présentés dans le tableau ci-dessous les résultats de calcul de la charge admissible à l'ELS et à l'ELU.

Tableau 30:récapitulatif des charges admissibles

Profondeur d'encastrement D (m)	La charge ultime QU (t)	Charge admissible Qmax	
		ELU	ELS
		Combinaisons fondamentales	Combinaisons Rares
1,5	2,873728	2,05266286	2,61248
3	14,36864	10,2633143	13,0624
4,5	24,31616	17,3686857	22,1056
6	29,420544	21,0146743	26,7459491
7,5	172,905984	123,504274	157,187258
9	207,9936	148,566857	189,085091
10,5	192,439296	137,45664	174,944815
12	172,905984	123,504274	157,187258
13	146,138112	104,384366	132,852829
15	160,96896	114,977829	146,335418
16,5	161,692416	115,494583	146,993105
18	176,884992	126,346423	160,804538
19,5	176,161536	125,829669	160,146851
21	177,24672	126,6048	161,133382
22,5	149,031936	106,451383	135,483578
25	177,24672	126,6048	161,133382
26,5	150,11712	107,226514	136,470109
28	179,05536	127,896686	162,7776

- ✓ **Calcul du nombre de pieux**

Le nombre de pieux est obtenu en comparant la charge admissible à la charge obtenu lors de la descente de charges. Ainsi on obtient pour l'appui P4 :

Tableau : récapitulatif du nombre des pieux pour l'appui P4 après la prise en compte du poids de la semelle de liaison.

Tableau 31: comparaison des charges

Profondeur d'encastrement	ELU		ELS	
D=13m	Nombre des pieux	Charge mobilisée (t)	Nombre des pieux	Charge mobilisée (t)
	N=3	$Cm = 3 \times 1043{,}8$ $= \mathbf{3131{,}4t}$	**N=3**	$Cm = 3 \times 1328{,}5$ $= \mathbf{3985{,}5t}$
Charge de comparaison(t)	Cc =1743,8t< Cm. condition vérifiée		Cc =2384,79t<Cm condition vérifiée	

5.2.3. Dimensionnement des pieux pour l'appui C0

La méthode de calcul est la même que dans le cas précèdent. Le tableau ci-dessous présente les résultats de calcul du nombre des pieux pour l'appui C0 après la prise en compte du poids de la semelle.

Tableau 32: nombre de pieux pour l'appui C0

Profondeur d'encastrement	ELU		ELS	
D_{ELU} =7m	Nombre des pieux	Charge mobilisée (t)	Nombre des pieux	Charge mobilisée (t)
D_{ELS}=6m	**N=6**	$Cm = 6 \times 214{,}97$ $= \mathbf{1289{,}82t}$	**N=6**	$Cm = 6 \times 266{,}58$ $= \mathbf{1599{,}5}$
Charge de comparaison(t)	Cc =1233,2t<Cm. condition vérifiée		Cc =913,72t<Cm condition vérifiée	

5.2.4. Calcul de tassement au droit de l'appui P4

Le tassement d'un groupe de pieux donné par la formule de Vesic est :

$$S_{groupe} = S_{1pieu} \times \sqrt{\frac{B}{b}}$$

Avec :

B : largeur du groupe de pieux

b : le diamètre d'un pieu.

Calcul des différents paramètres

- Tassement d'un pieu S_{1pieu}

Le tassement d'un pieu est donné par la formule :

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

Avec :

$$\delta = \text{la deformation elastique du pieu en cm} = \frac{100QLp}{AE}$$

Q : la charge appliquée en kN

A : la section d'un pieu en m^2

Lp : la longueur du pieu en m

E : module d'élasticité du matériau en KPa $=5000(fc28 \times 10^3)^{1/2}$

D : le diamètre du pieu en m

Application numérique :

- Le module d'élasticité du matériau béton

$$E = 5000(fc28 \times 10^3)^{1/2}$$

$$= 5000(30 \times 10^3)^{\frac{1}{2}} = 75000000$$

$$E = 75000000kPa$$

- la deformation elastique du pieu δ en cm

$$\delta = \frac{100QLp}{AE}$$

$$= \frac{100 \times 15995 \times 13}{2{,}0096 \times 75000000} = 0{,}14$$

$$\delta = 0{,}14\text{cm}$$

5.2.4.1. Le tassement d'un pieu en cm

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

$$= \frac{1{,}6}{100} + 0{,}14 = 0{,}156$$

$$\mathbf{S_{1pieu} = 0{,}156cm}$$

5.2.4.2. Le tassement du groupe de pieux

$$S_{groupe} = S_{1pieu} \times \sqrt{\frac{B}{b}}$$

La largeur du groupe pour une file de pieux est $B = 2 \times b$ avec $b =$ diametre d'un pieu

$$S_{groupe} = 0{,}156 \times \sqrt{\frac{3{,}2}{1{,}6}} = 0{,}22$$

$$\mathbf{S_{groupe} = 0{,}22cm}$$

CHAPITRE 6 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE

6.1. Impact environnemental du projet

Le projet de construction du pont à Farié sur le fleuve Niger comprend un ensemble d'activités qui génèreront des impacts pendant les travaux de construction et durant toute sa phase d'exploitation. Le présent chapitre est consacré à l'analyse de ces impacts qui consiste à identifier, d'écrire et évaluer les impacts potentiels majeurs du projet sur les composantes biophysiques et socio-économique répertoriées dans la zone d'étude.

L'aboutissement de ce travail d'analyse va permettre de faire une proposition des mesures d'atténuation appropriées pour les impacts négatifs et des mesures de bonification pour renforcer les impacts positifs.

Tableau : récapitulatif des impacts négatifs et des mesures d'atténuations en phase de construction et d'exploitation

Phase	**Elément**	**Activités sources d'impacts**	**impacts**	**Mesures d'atténuations**
construction	**sol**	- Préparation et ouverture des emprises - Ouverture et exploitation des carrières - Circulation des véhicules et engins pour le transport de la main d'œuvre et les matériaux	- Modification de la structure des sols - Risques d'érosion - Pollution par les déchets solides et liquides du chantier	Un nivellement doit être conduit pour aplanir les zones ayant servi d'emprunt. Afin de réduire l'impact négatif de la circulation des camions Les zones dédiées à la circulation seront bien définies
	air	- Préparation et ouverture des emprises - Ouverture et exploitation	- Altération de la qualité de l'air par les poussières et les gaz issus	- Recouvrir les camions transportant des matériaux avec des bâches afin

		des carrières - Circulation des véhicules et engins pour le transport de la main d'œuvre et les matériaux	des véhicules et engins du chantier	de limiter le soulèvement des poussières - Les chemins d'accès aux chantiers et aux zones d'emprunt seront périodiquement arrosés pour limiter les émissions des poussières
	Santé et sécurité	- Préparation et ouverture des emprises - Ouverture et exploitation des carrières - Circulation des véhicules et engins pour le transport de la main d'œuvre et les matériaux - Recrutement et présence de la main d'œuvre	- Risques des blessures et accidents - Risque des maladies respiratoires - Risques de propagation des IST/VIH/SIDA	- Des boites pharmacie seront mises à la disposition du chantier - Des kits de protection individuels seront fournis par l'entreprise chargée des travaux - Des panneaux de signalisation seront placés au niveau de tous les points jugés critiques

Phase	Elément	Activité source d'impact	impact	Mesure d'atténuation
exploitation	**air**	- Circulation des véhicules	- Altération de la qualité de l'air au niveau local	- Sensibilisation des usagers sur la nécessité de maintenir leurs véhicules en bon état de fonctionnement
	Santé et sécurité	- Présence du pont - Circulation des véhicules	- Modification de l'ambiance sonore - Risque d'accident	- Signalisation adéquate sur le pont afin de minimiser les risques d'accidents

6.2. Surveillance environnementale

La surveillance environnementale consiste à faire respecter les engagements environnementaux du projet. Elle vise à s'assurer de la mise en œuvre effective des différentes mesures proposées pour atténuer ou renforcer suivant les cas , les impacts découlant de la mise en œuvre du projet et cela conformément aux dispositions légales en vigueur au Niger. L'exécution d'un programme de surveillance demande la mobilisation de plusieurs acteurs dont entre autre le Bureau d'Evaluation Environnementale et des Etudes d'Impacts (BEEI), les populations bénéficiaires, l'entreprise adjudicataire des travaux.

Conclusion

Cette étude avait pour objectifs la conception et le dimensionnement d'un pont sur le fleuve Niger dans la localité de Farié, pour permettre le désenclavement de la zone mais aussi de booster l'économie à travers le mouvement de la population

C'est dans cet ordre que ce mémoire a été consacré aux études détaillées (conception et dimensionnement) d'un pont de six cent quarante mètres de longueur pour le franchissement du fleuve Niger dans la localité de Farié. Ces études techniques sont basées sur les résultats des études topographiques, géotechniques, hydrauliques et hydrologiques réalisées au stade d'avant-projet sommaire.

Une analyse multicritère de plusieurs variantes nous a permis de hiérarchiser les différentes solutions de franchissement. A l'issue de cette analyse c'est le VIPP qui a été retenu comme solution optimale. Il s'agit d'un pont à poutre précontrainte par post tension à seize travées isostatiques de quarante mètres avec quatre poutres transversales solidarisées par des entretoises d'about. Les appuis intermédiaires sont des piles colonnes solidarisés par un chevêtre actif en tête et les appuis extrêmes sont des culées remblayés.

Les résultats des études géotechniques nous ont permis de dimensionner les fondations sur pieux. Nous avons retenu une file de trois pieux de 1,6m de diamètre pour l'appui P4 et deux files de trois pieux de 1 m de diamètre pour la culée C0.

Il est à noter qu'une étude d'impact environnementale et social (EIES) a été menée dans le cadre de ce projet. A l'issue de cette étude les impacts négatifs ont été identifiés au stade de construction et d'exploitation du projet pour les quels des mesures d'atténuations sont proposées.

Cependant nous déplorons l'absence des données telles que le levé bathymétrique car c'est lui qui permet de connaitre la hauteur des piles pour leur dimensionnement mais aussi pour l'évaluation des charges qu'ils transmettent à la fondation

Bibliographie

1. **Bulletins de SETRA, PFE, Note des cours, tableur de calcul:**

- PP73 du SETRA ;
- Cours d'ouvrages d'art, tome 1 : Conception, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Mongi BEN OUEZDOU, Juin 2003 ;
- Cours d'ouvrages d'art, tome 2 : Dimensionnement, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Mongi BEN OUEZDOU, Juin 2003 ;
- Tableau numérique de Massonnet ;
- Conception et dimensionnement d'un ouvrage d'Art pour le franchissement de l'autoroute de Douala-Yaoundé au PK 16+625, projet de fin d'études 2015

2. **Livre :**

- Guide de conception VIPP de SETRA paru en février 1996 ;
- Projet et construction des ponts, Jean-Armand CALGARO ;
- Le béton précontraint aux états limites, Henry Thonier
- BAEL 91 modifié 99 et DTU associés
- Pratique du Bael 91, Cours avec exercices corrigés quatrième édition 2002, cinquième tirage 2007, Jean PERCHAT et Jean ROUX.

ANNEXES

ANNEXE 1: classification européenne des voies navigables et leurs caractéristiques.....61

ANNEXE 2: calcul de l'indice de danger ID 63

ANNEXE 3: Résultats des sondages géotechniques. 64

ANNEXE 4: dimensionnement des poutres 68

ANNEXE 5: dimensionnement de la culée 109

ANNEXE 6:dimensionnement de fondation 114

ANNEXE 7: plan de coffrage des appuis et vue en plan de l'ouvrage 132

ANNEXE 1: classification européenne des voies navigables et leurs caractéristiques

Tableau : classification européenne des voies navigables

Classe de la voie navigable	Bateau	Tonnage (t)
I	Péniche	300
II	Kast Campinois	600
III	DEK	1 000
IV	RHK	1 350
V	Grands Rhénans	2 000
VI	Grands Rhénans	3 000
DEK : bateau type Dortmund-Ems-Kanal RHK : bateau type Rhein-Herne-Kanal		

Tableau : caractéristiques des voies navigable.

Classe	Tracé en plan : courbes			Rectangle de navigation minimal		Section mouillée normale (2)	Profil normal avec berges à 2/1		Écluses			Ponts		
	Rayon minimal normal (m)	Rayon minimal réduit (m)	Sur-largeur (1) (m)	Largeur (m)	Profon-deur (2) (m)	(m^2)	Largeur au plafond (m)	Mouillage (2) (m)	Lon-gueur utile (m)	Largeur utile (m)	Mouillage (2) (m)	Hauteur libre (m)	Ouverture libre (3) normale (m)	Ouverture libre (3) minimale (m)
I	400	250	$\frac{800}{R}$	16,00	2,70 ou 3,00	62 ou 72	15,00	3,00 ou 3,30	40,00	6,00	3,00 ou 3,30	3,70	34,00	25,00
III	700	450	$\frac{3\,600}{R}$	18,00	2,70 ou 3,00	72 ou 82	18,00	3,00 ou 3,30	92,00	6,00	3,00 ou 3,30	4,10	39,00	30,00
IV	800	500	$\frac{5\,500}{R}$	36,00	3,50 ou 4,00	170 ou 200	34,00 ou 36,00	4,00 ou 4,50	110,00	12,00	3,50 ou 4,50	5,25	45,00	36,00
V	1 000	750	$\frac{16\,000}{R}$	36,00	3,50	170	34,00	4,00	185,00	12,00	3,50	6,00	45,00	36,00
VI	1 000	750	$\frac{16\,000}{R}$	38,00	4,00	200	36,00	4,50	185,00	12,00	4,50	6,00	47,00	38,00

(1) *R* représente le rayon réel de la courbe.
(2) Les deux valeurs indiquées correspondent à des sous-classes, selon que l'enfoncement (ou tirant d'eau) des bateaux est de : 2,20 m ou 2,50 m pour les classes I et III, et de 2,50 m ou 3,00 m pour la classe IV.
(3) Pour une passe navigable à double sens.

ANNEXE 2: calcul de l'indice de danger ID

Calcul de l'indice de danger ID

	Indice ID1																				
	Trafic	Trafic Poids Lourd			Niveau de service			Tracé				Pente		Courbure		Carrefours		Longueur brèche		
		Faible	Normale	Elevé	CR,CV	CD,RN	AR	α	RH	RHN	RHm	<4%	>4%	Faible	Normale	oui	non	<10m	10 à 30 m	> 30m
Valeur du sous-indice		0	0	1	-1	0	1	0	1	3	4	0	2	1	0	2	0	-2	2	4
Valeur	11	1			0			0				0		0		0		4		
Sous-Total ID1	16																			

	Indice ID2						Indice ID3								
	Hauteur de chute				Profondeur		Trafic voie franchie			Voie ferrée			Présence humaine		
	<4m	4 à 8 m	8 à 10 m	> 10m	<2 m	> 2 m	< 1000	1000 à 10000	> 10000				> 4%	Faible	Normale
Valeur du sous-indice	0	1	3	5	0	4	0	2	5	0	6	15	0	5	Cf Texte
Valeur	5				4		0			0			0		
Sous-Total	5						0								

ID1 (Indice partiel d'évaluation du risque de sortie de véhicules) = Somme (sous-indices)

ID2 (Indice partiel d'évaluation du danger en cas de franchissement, pour les passagers du véhicule ayant franchi la limite de l'ouvrage = Max (sous-indices)

ID3 (Indice partiel d'évalu ation des risques pour les tiers = Max (sous-indices)

L'indice de danger total: ID = max [(ID1+ ID2) ; (ID1+ ID3)]

ID = 21

19<ID<22 => L'objectif principal est le Poids Lourd, et la classe de dispositif de retenue est celle de la barrière de sécurité niveau H. C'est la solution C1 : (BN4 seule).

ANNEXE 3: Résultats des sondages géotechniques.

Les tableaux suivants présentent les résultats des sondages préssiometriques aux droits des appuis P_n Les calculs des fondations seront basés sur ces résultats.

SP0/C0 :

Profondeur (m)	p_f (MPa)	p_l MPa)	E_M (MPa)
1,50	0,37	0,63	11,3
2,60	0,31	0,51	6,0
4,50	1,36	1,56	65,2
6,00	2,35	3,87	43,8
7,00	2,21	2,60	95,6

SP1/P1 :

Profondeur (m)	p_f (MPa)	p_l (MPa)	E_M (MPa)
1,50	0,31	0,51	6,0
3,00	0,39	0,70	4,8
4,50	1,17	1,55	24,1

SP2/P2 :

Profondeur (m)	p_f (MPa)	p_l (MPa)	E_M (MPa)
1,50	0,47	0,73	9,9
3,00	2,35	2,55	50,6
4,50	2,06	2,46	37,4
6,00	4,70	5,15	108,9

SP4/P4 :

Profondeur (m)	p_f (MPa)	p_l (MPa)	E_M (MPa)
1,50	0,07	0,13	0,6
3,00	0,53	0,65	8,0
4,50	1,09	1,10	16,3
6,00	1,13	1,22	12,6
7,50	3,16	4,78	42,4
9,00	2,59	5,75	58,6
10,50	3,36	5,32	33,4
12,00	3,99	4,78	74,3
13,00	4,04	4,04	91,8
15,00	4,45	4,45	285,4
16,50	4,47	4,47	268,3
18,00	4,89	4,89	160,6
19,50	4,87	4,87	315,9
21,00	4,90	4,90	339,7
22,50	4,12	4,12	164,8
25,00	4,90	4,90	85,8
26,50	4,15	4,15	149,0
28,00	4,95	4,95	202,9

Sont présentés respectivement ci-dessous les résultats des sondages carottés au point C0 et P4

Coupe Géologique	Profondeur (m)	Description	Niveau d'eau	Echantillons prelevés
	3	Sable fin à moyen passé de grossier		
	4,5	argile graveleux		Echantillon intact de 3 à 3,5m
	9,15	Schiste		
	10,1	dolerite		
	13	Schiste		
	13,5	Schiste verdatre très friable		
	14,5	dolerite		
	15,5	schiste		
	16,5	filon de quartz		
	18,8	Quartzite		
	20,3	Schiste		
	20,7	Dolerite		

Coupe Géologique	Profondeur (m)	Description	Echantillons prelevés
	0 à 1,5	L'eau	
	4,5	Argile sableuse jaunatre	Ei intact de 3,00 à 3,30
	6	Argile bleuatre passé de sable et de graviers	Ei intact de 4,5 à 5,
	7,65	Graviers	
	9,6	Dolerite noiratre fortement brisé	
	10,5	Dolerite grisatre fortement altéré passé de schiste	
	12	Dolerite noiratre fortement fracturé avec trace d'oxydation	
	14	Dolerite noiratre fortement fracturé et altéré avec oxydation passé de schiste	
	15,2	filon de feldspathoide blanchatre	
	16,7	Quartzo-schiste	
	19,5	Dolerite noiratre fortement fracturé, oxydé passé de quartzo-schiste	
		Dolérite schisteux noiratre fortement fracturé et altéré avec oxydation	

Figure : résultat de sondage carotté au point P4

ANNEXE 4: dimensionnement des poutres

I. Etude des poutres

Il s'agit ici de calculer le ferraillage des poutres et la force de précontrainte, relatives à notre ouvrage. Pour cela il est indispensable de faire l'inventaire des charges permanentes et routières susceptible de solliciter les poutres puis l'étude de la répartition transversale de ces charges.

I.1 Calcul des charges.

La descente de charges sera conforme au pré-dimensionnement de la section droite de la poutre

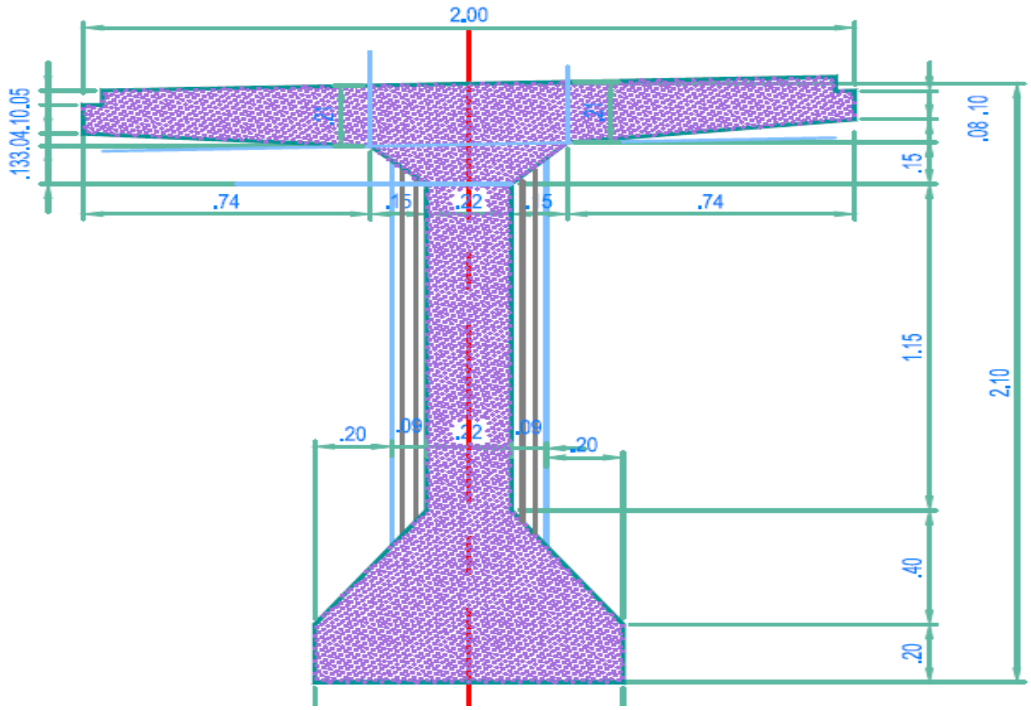


Figure : coupe transversale de la poutre

I.1.1 Charges permanentes.

Nous allons procéder à un découpage en plusieurs sections régulières des éléments constitutifs du tablier pour l'évaluation des charges permanentes qui s'appliquent sur les poutres.

1. **Calcul du poids propre du hourdis (dalle)**

✓ **Dalle sur poutre de rive**

$S_{dr} = 0{,}2 \text{ x} 2{,}665 = 0{,}533 m^2$

$P_{dr} = 2{,}5 \times 1{,}00 \times 0{,}533 = 1{,}33 t/ml$

Avec

S_{dr} : Section dalle sur poutre de rive

P_{dr} : Poids dalle sur poutre de rive

- ✓ **Dalle sur poutre intermédiaire**

$S_{di} = 3{,}33 \times 0{,}2 = 0{,}666 m^2$

$P_{di} = 2{,}5 \times 1{,}00 \times 0{,}666 = 1{,}665 t/ml$

Avec

S_{di} : Section dalle sur poutre intermédiaire

P_{di} : Poids dalle sur poutre intermédiaire

- ✓ **Poids total de la dalle**

$P_D = 2 \times (P_{dr} + P_{di})$

$P_D = 2 \times (1{,}665 + 1{,}330) = 5{,}995 t/ml$

2. **Calcul du poids propre des poutres**

- ✓ **Calcul de la section droite de la poutre**

Tableau 1 : calcul de la section droite de la poutre

- ✓ **Calcul du poids propre de la poutre**

Nous avons procédé à une décomposition en section élémentaires pour calculer la section totale de la poutre. Le résultat ainsi obtenu est Sp=1,035 m^2

$P_P = S_P \times 1{,}00 \times 2{,}5$

$P_P = 1{,}035 \times 1{,}00 \times 2{,}5 = \mathbf{2{,}59 t/ml}$

3. Calcul du poids propre des éléments du trottoir

Nous optons pour un trottoir sur caniveau dans le cadre de ce projet car c'est le plus léger et permet de disposer, sous les dallettes, des canalisations ou des câbles (électriques, conduites gaz…). Il comprend, de la chaussée vers le bord, une bordure de trottoir, une contre bordure, une contre corniche et une corniche

✓ **Charge par élément**

- Bordure de trottoir

Selon la norme : NF P 98-340, nous avons les bordures de classe de résistance (U, T, S) avec respectivement une valeur de contrainte (MPa) de (6, 5 et 3,5).

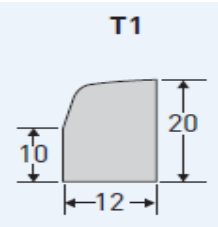


Figure1 : bordure de type T1

Le poids d'une bordure de type T1 vaut **0,053t/ml**

- Contre bordure

$S_{cb} = S1 + S2$

$S_{cb} = (0{,}2 \times 0{,}1) + (0.2 \times 0.05) = 0.03m^2$

$P_{cb} = S_{cb} \times 2{,}5 \times 1.00$

$P_{cb} = 0.03 \times 2{,}5 \times 1.00 = \mathbf{0.075t/ml}$

Avec

S_{cb} : Section de la contre bordure

P_{cb} : Poids de la contre bordure au ml

- Contre corniche

$S_{cc} = S1 + S2$

$S_{cc} = (0{,}1 \times 0{,}05) + (0{,}1 \times 0{,}15) = \mathbf{0,155m^2}$

$P_{cc} = 0{,}155 \times 2{,}5 \times 1{,}00 = \mathbf{0,3875t/ml}$

Avec

S_{cc} : Section de la contre bordure

P_{cc} : Poids de la contre bordure

- Dallettes de couverture

$S_d = e \times l$

$S_d = 0{,}05 \times 1{,}5 = \mathbf{0,075m^2}$

$P_d = 0{,}075 \times 2{,}5 \times 1{,}00 = \mathbf{0,1875t/ml}$

- Corniche

Le poids d'une corniche préfabriquée varie entre 0,2 à 0,3 t/ml

On prend 0,25t/ml dans le cadre de cette étude

4. **Calcul du poids propre de la barrière de sécurité**

L'évaluation de l'Indice de Danger ID (défini dans le fascicule "choix du niveau du dispositif de retenue" du guide technique GC77 de SETREA) nous a conduit à estimer que le risque de chute d'un poids lourd en contrebas de l'ouvrage peut avoir des conséquences inadmissibles en terme de sécurité, et par conséquence nous avons prévu des dispositifs de retenue Type BN4 adaptés à cette fonction.

Le poids d'une barrière de sécurité de type BN4 vaux **65kg/ml**

5. **Calcul du poids propre de l'entretoise.**

La hauteur des entretoises déterminée de façons à laisser un espace pouvant permettre de placer les vérins lors du remplacement des appareils d'appuis est donnée par la relation suivante.

$0.8\ \mathrm{hp} \leq \mathrm{he} \leq 0.9\mathrm{hp}$

$1{,}68 \leq \mathrm{he} \leq 1{,}90$

Nous retenons $\mathbf{he = 1{,}70m}$ et une épaisseur $\mathrm{e} = 30\mathrm{cm}$ pour les calculs d'où

$S_e = \mathrm{he} \times \mathrm{e}$

$S_e = 1{,}70 \times 0{,}3 = 0{,}51\mathrm{m}^2$

$P_e = 0{,}51 \times 2{,}5 \times 1{,}00 = 1{,}275\mathrm{t/ml}$

6. Calcul du poids propre de revêtement du tablier

Le revêtement des tabliers comprend essentiellement une couche d'étanchéité et une couche de roulement. C'est l'un des équipements le plus important tant par son coût (4 à 5 % du coût total) que par son rôle (protection de la structure, résistance et anti-dérapage).

6.1 . Couche de roulement

Nous avons opté pour un revêtement en béton bitumineux d'une épaisseur de 5 cm et une pente de 2,5% conforment aux dispositions constructives afin d'éviter le désordre lié à l'infiltration des eaux entre la couche de roulement et la chape d'étanchéité .selon la compacité la masse volumique est de l'ordre de
2,2 t/m^3

- ✓ **Couche de roulement sur poutre de rive**

  $S_{rr} = 0{,}665 \times 0{,}05 = 0{,}033\mathrm{m}^2$

  $P_{rr} = 2{,}4 \times 1{,}00 \times 0{,}033 = 0{,}0798\mathrm{t/ml}$

Avec

S_{rr} : Section de la couche de roulement sur poutre de rive

P_{rr} : Poids de la couche de roulement sur poutre de rive

- ✓ **Couche de roulement sur poutre intermédiaire**

  $S_{ri} = 3{,}33 \times 0{,}05 = 0{,}166m^2$

  $P_{ri} = 2{,}4 \times 1{,}00 \times 0{,}166 = 0{,}399t/ml$

Avec

S_{ri} : Section de la couche de roulement sur poutre intermédiaire

P_{ri} : Poids de la couche de roulement sur poutre intermédiaire

- ✓ **Poids total de la couche de roulement**

$P_r = 2 \times (P_{rr} + P_{ri})$

$P_r = 2 \times (0{,}798 + 0{,}399) = \mathbf{0,958t/ml}$

6.2 Étanchéité

Le béton, même comprimé, n'est pas bien étanche (existence des pores et des ségrégations locales tel que fissures, nids de cailloux et reprise de bétonnage). Pour protéger les armatures contre la corrosion, il est nécessaire de poser une couche d'étanchéité sur la dalle de couverture.

Pour le revêtement, nous prévoyons 3 cm du Sand-Asphalte sur l'ensemble des ouvrages. Le poids volumique égal à 2,2 t/m^3.

- ✓ **Couche d'étanchéité sur poutre de rive**

  $S_{er} = 2{,}665 \times 0{,}03 = 0{,}0799m^2$

  $P_{er} = 2{,}2 \times 1{,}00 \times 0{,}0799 = 0{,}176\ t/ml$

Avec

S_{er} : Section de la couche d'étanchéité sur poutre de rive

P_{er} : Poids de la couche d'étanchéité sur poutre de rive

- ✓ **Couche d'étanchéité sur poutre intermédiaire**

$S_{ei} = 3{,}33 \times 0{,}03 = 0{,}099m^2$

$P_{ei} = 2{,}2 \times 1{,}00 \times 0{,}099 = 0{,}219t/ml$

Avec

S_{ei} : Section de la couche d'étanchéité sur poutre intermédiaire

P_{ei} : Poids de la couche d'étanchéité sur poutre intermédiaire

- ✓ **Poids total de la couche d'étanchéité**

$\mathrm{P_e} = 2 \times (\mathrm{P_{er}} + \mathrm{P_{ei}})$

$\mathrm{P_e} = 2 \times (0{,}176 + 0{,}219) = \mathbf{0.791\ t/ml}$

Tableaux des descentes des charges sur les poutres

- ✓ **Pour une seule poutre**

Poutre de rive		Poutre intermédiaire	
Poids propre de la poutre	2,59	Poids poutre	2.59
Hourdis	1,332	Hourdis	1,665
Revêtement	0,254	Revêtement	0,619
Trottoir	0,953		
Barriere de sécurité	0,065		
Entretoise	1,867		3,735
Poids total en t/ml	5,194	Poids total par t/ml	4,874
Poids total sur toute la portée (t)	207,76	Poids total sur toute la portée (t)	194,96

- ✓ **Pour une travée entière.**

Désignation	Poids unitaire(t)	nombre	Poids total (t)
Poutre de rive	207,76	2	415,52
Poutre intermédiaire	194,76	2	389,52
Entretoise	11,204	2	22,408
Poids propre total d'une travée			991,048

I.1.2 Charges variables

1. **Calcul des charges normales.**

1.1 Système de charge "A"

Ce système se compose des charges uniformément réparties d'intensité variable suivant la longueur surchargée et qui correspondent à une ou plusieurs files de véhicules à l'arrêt sur le pont.

Calcule de $\boldsymbol{A_L}$

$$\mathbf{A_L = 0,23 + \frac{36}{L+12}\ \ t/m^2}$$

Avec

L : la longueur chargée, est en m.

$$A_L = 0{,}23 + \frac{36}{40+12} = \mathbf{0,69\ t/m^2}$$

Détermination des coefficients de correction **a1** et **a2**

Nombre de voies chargées		1	2	3	4	≥5
Classe du Pont	1ere	1	1	0,9	0,75	0,7
	2eme	1	0,9	---	---	---
	3eme	0,9	0,8	---	---	---

Tableau 1: Valeur du coefficient **a1** en fonction du nombre de voies et de la classe du pont

On retient $\boldsymbol{a1 = 1}$

$\boldsymbol{a2 = \frac{Vo}{V}}$ Avec Vo = $\begin{cases} 3{,}50 \text{ pour les ponts de } 1^{ere} \text{ classe} \\ 3 \text{ pour les ponts de } 2^{eme} \text{ classe} \\ 2{,}75 \text{ pour les ponts de } 3^{eme} \text{ classe} \end{cases}$

On retient $\boldsymbol{a2 = 1}$

On a :

$A_L = \boldsymbol{0,69\ t/m^2 > 0,44 - 0,0002 \times l}$ D'où

$A_2 = A_L \times a1 \times a2$

$A_2 = 0{,}875 \times 1{,}00 \times 1{,}00 = \boldsymbol{0,69\, t/m^2}$

$QA2(l) = l_{ch} \times A_2$

Désignation	Une voie chargée	Deux voies chargées
A2(L) en t/m^2	2,41	4,83

Tableau : récapitulatif de surcharges engendrées par le système A(l)

1.2 **Système de charges B**

Il comprend trois sous-systèmes distincts ; Bc Bt et Br

Les charges du système B sont affectées par un coefficient de majoration dynamique applicable aux trois sous système Bc, Bt et Br.

$$\delta = 1 + \frac{0{,}04}{1 + 0{,}2L} + \frac{0{,}6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

Avec :

L : longueur de la travée

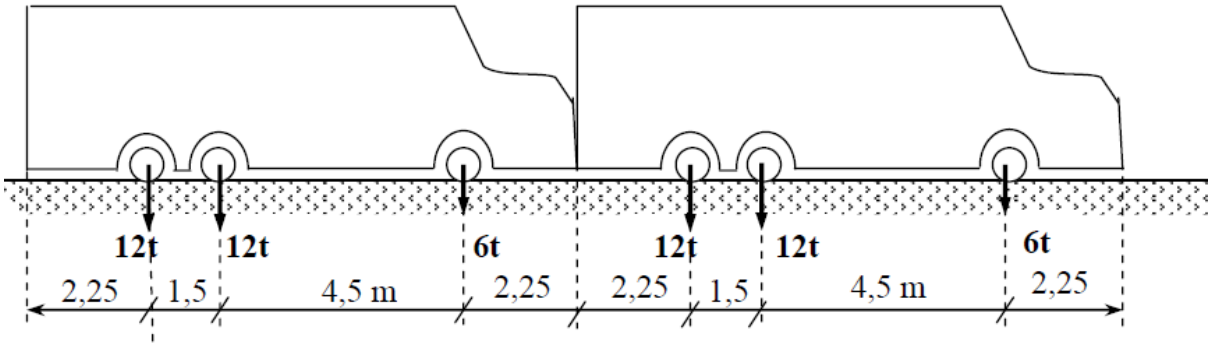
G : poids totale

S : poids total maximal des essieux du sous-système correspondant

- **Système Bc**

On dispose d'une chaussée à deux voies de circulation ce qui permet de disposer transversalement deux files de camions et dans le sens longitudinal le nombre de camion est limité à deux comme l'illustre les figures ci-dessous.

- ✓ Longitudinalement



- ✓ Transversalement

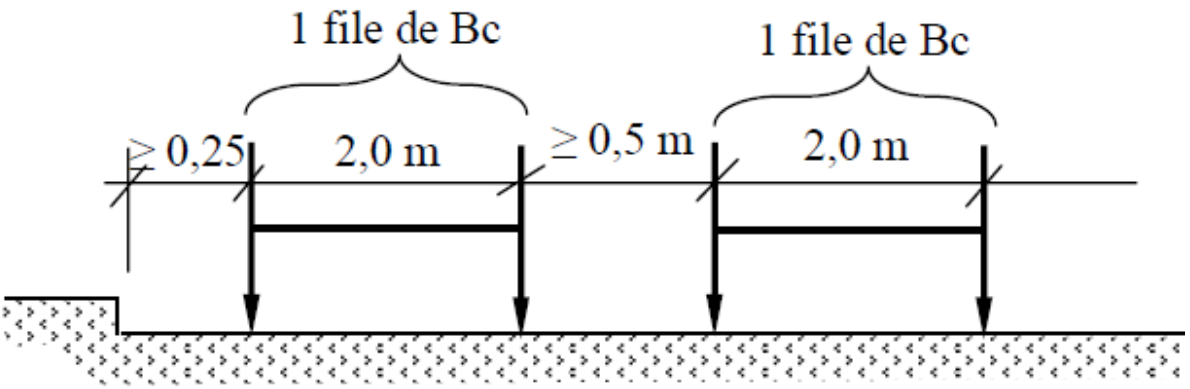


Figure : disposition d'un convoi de type Bc

- ✓ La masse portée par l'essieu arrière est de 12 tonnes
- ✓ La masse portée par l'essieu avant est de 6 tonnes
- ✓ La surface d'impact d'une roue arrière est de 0,25x0,25 (m^2)
- ✓ Les charges Bc sont pondérées par les coefficients δc et bc = 1,1 dans ce cas.

La charge maximale du système est :

S = 30 x 4 =120 t

La charge S est pondérée par le coefficient bc qui est donnée selon la classe du pont et le nombre de voies chargées.

bc = 1,1 pour un pont de première classe avec deux voies chargées.

Calcul de δc

$$\delta c = 1 + \frac{0{,}04}{1 + 0{,}2L} + \frac{0{,}6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

Avec :

L : longueur de la travée = 40 m

G : poids totale de la travée = 991,048 t

S : poids total maximal des essieux du sous-système correspondant =120 t

$$\boldsymbol{\delta c = 1{,}06}$$

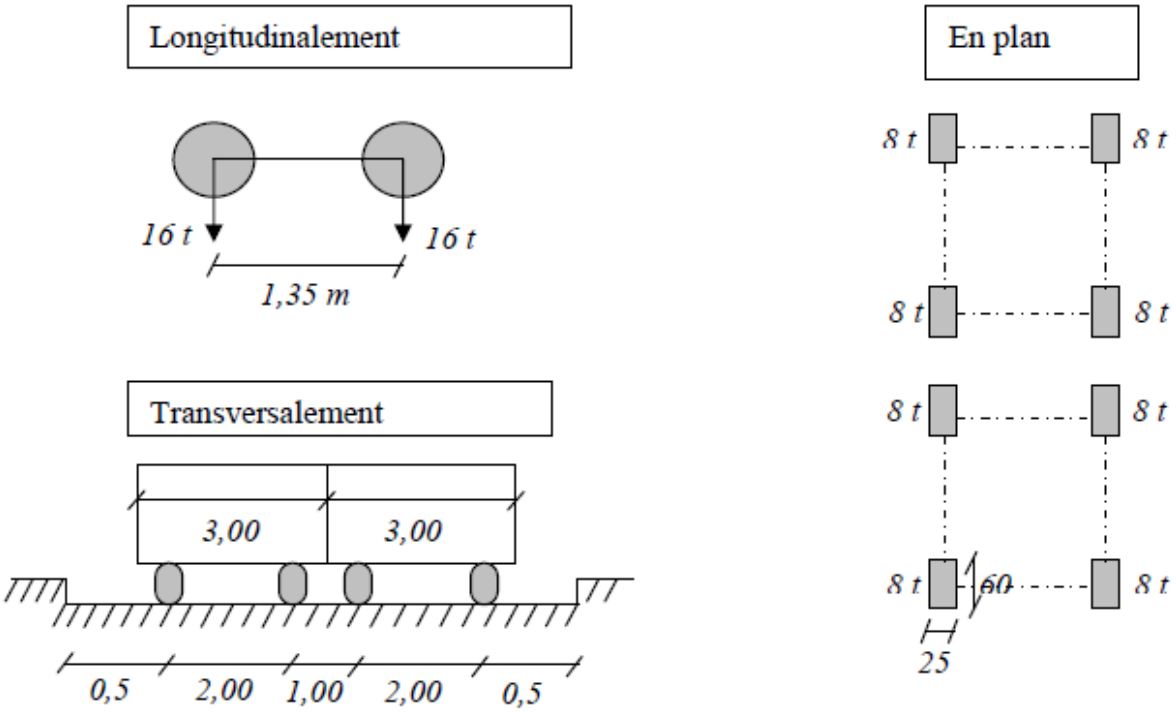
La charge Q(Bc) est donnée par l'expression :

$$Q(Bc) = S \times bc \times \delta c = 120 \times 1{,}1 \times 1{,}06$$

$$Q(Bc) = 140 \text{ t}$$

- **Système Bt**

Un essieu tandem de 32 tonnes dans le sens longitudinal et deux essieux tandem dans le sens transversal sont disposés de façon à produire l'effet le plus défavorable pour le calcul des sollicitations comme l'illustre les figures ci-dessous



La charge totale pour le système Bt est :

S = 32 x 2 = 64 t

Les charges Bt sont pondérées par les coefficientsδt et bt.

- ✓ bt = 1 pour les ponts de première classe

$$\delta t = 1 + \frac{0{,}04}{1 + 0{,}2L} + \frac{0{,}6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

Avec :

L : longueur de la travée = 40 m

G : poids totale de la travée = 991,048 t

S : poids total maximal des essieux du sous-système correspondant =64 t

$$\boldsymbol{\delta t = 1{,}05}$$

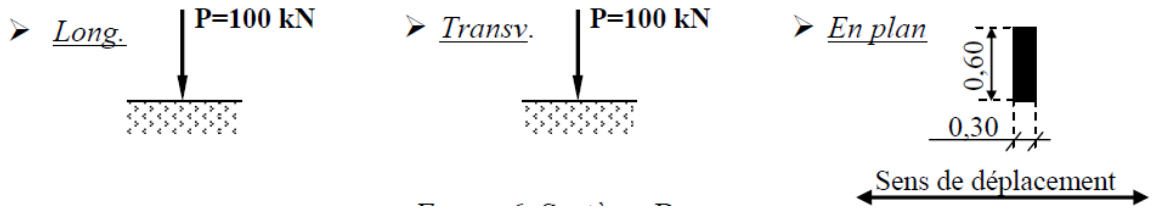
La charge Q(Bt) est donnée par l'expression :

$Q(Bt) = S \times bt \times \delta t = 64 \times 1 \times 1{,}05$

$\mathbf{Q(Bt) = 67,2\ t}$

- **Système Br**

Il s'agit d'une roue isolée de 10 t dont les caractéristiques sont présentées ci-dessous



La charge S maximale est de 10t

$\boldsymbol{\delta br = 1,05}$

$Q(Br) = S \times \delta r = 10 \times 1{,}05$

$\mathbf{Q(Bt) = 10,5\ t}$

2. **Charges routières à caractère particuliers**

2.1 Charges militaires.

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

- Masse totale : 110 t
- Longueur d'une chenille : 6,10 m
- Largeur d'une chenille : 1
- Distance d'axe à axe des deux chenilles : 3,30m.

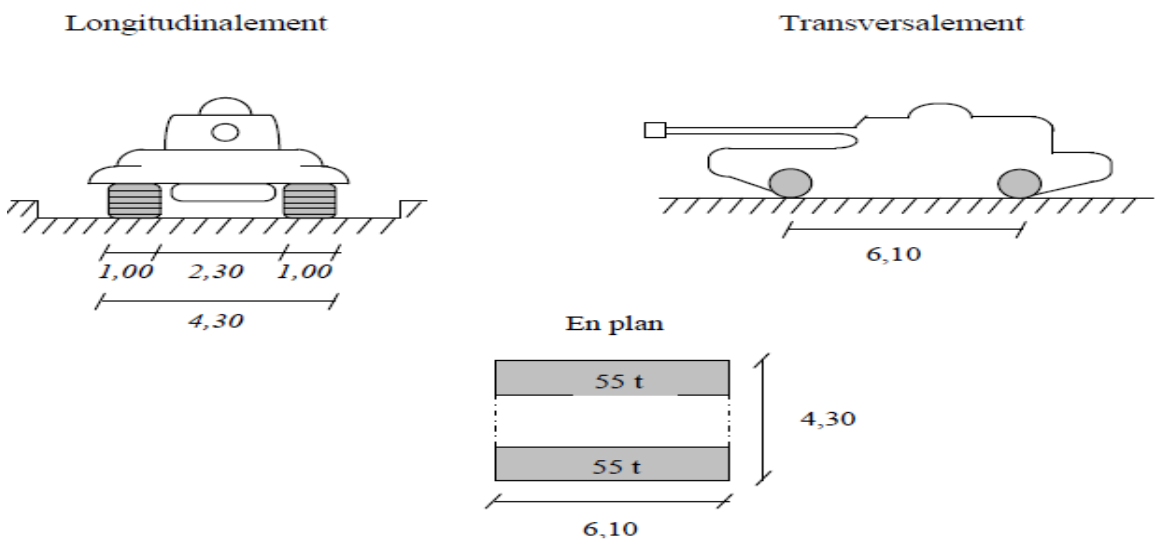


Figure : disposition convoi Mc 120

La distance entre axes de deux chars est fixée à 36,6 m pour les Mc 120, ce qui nous permet de disposer deux chars dans le sens longitudinal.

Ainsi la charge maximale pour le chargement Mc120 est :

S = 2 x 110 = 220 t

Avec :

L : longueur de la travée = 40 m

G : poids totale de la travée = 991,048 t

S : poids total maximal des essieux du sous-système correspondant = 220 t

$$\boldsymbol{\delta Mc = 1,07}$$

La charge Q(Mc120) est donnée par l'expression :

$$Q(Mc120) = S \times \delta Mc = (220 \times 1{,}07) = 235{,}4\ t$$

Soit :

$$\mathbf{Mc120} = \frac{\mathbf{235,4}}{\mathbf{12,2}} = \mathbf{19,29}\boldsymbol{t/ml}$$

2.2. Surcharge de trottoirs.

On prendra pour le calcul

- Du tablier qtr =0,450 t/m^2
- Des poutres principales qtr = 0,15 t/ m^2

2.3.Effort du vent

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

Tableau : récapitulatif des charges permanentes et routières pour une travée

Types de charges		Coefficient de majoration	Valeur totale de la charge
Permanentes		-	991,048 t
Al		a1 = 1 et a2=1	0,69 t/m^2
B	Bc	1,06	140 t
	Bt	1,05	67,2t
	Br	1,05	10,5t
Mc120		1,07	117,7t
Effort du vent		-	0,2 t/m^2
Surcharge trottoirs		-	0,15t/m^2
Effort de freinage		-	30t
Garde-corps		-	0,25 t/ml

I.2. Calcul des sollicitations

I.2.1Sollicitations dues aux charges permanentes :

La charge totale obtenue pour une travée est :

G = 24,78 t/ml

La charge reprise par une poutre est :

$$G_{poutre} = \frac{G}{n}$$

Avec : n le nombre de poutre = 4

$$G_{poutre} = \frac{24,78}{4} = 6,195 t/ml$$

$$\mathbf{G_{poutre} = 6,195\ t/ml}$$

- Le moment maximal est donné par la formule :

$$Mmax = \frac{QL^2}{8}$$

$$Mmax = \frac{6,195 \times 40^2}{8} = 1239\ t.m$$

$$\mathbf{Mmax = 1239\ t.m}$$

- L'effort tranchant maximal est donné par la formule :

$$Tmax = \frac{QL}{2} = \frac{6,195 \times 40}{2} = 123,9$$

$$\mathbf{Tmax = 123,9\ t}$$

I.2.2. Sollicitation dues aux charges routières:

Les moments fléchissant et les efforts tranchant des poutres sont déterminés selon les considérations des lignes d'influences.

1. **Sollicitations dues aux charges du système A**

Effort tranchant

L'effort tranchant engendré par le chargement du système est calculé comme suit :

$$T_{max} = \frac{A \times L}{2}$$

$$= \frac{4,83 \times 40}{2} = 96,6$$

$$\mathbf{T_{max} = 96,6\ t}$$

Moment fléchissant

Le moment fléchissant maximum s'obtient en appliquant la formule

$$M_{max} = \frac{Q \times L^2}{8}$$

$$= \frac{4{,}83 \times 40^2}{8} = 966$$

$$\mathbf{M_{max} = 966t.m}$$

2. Système de charges B

Il comprend trois systèmes distincts ; Bc Bt et Br

Système Bc

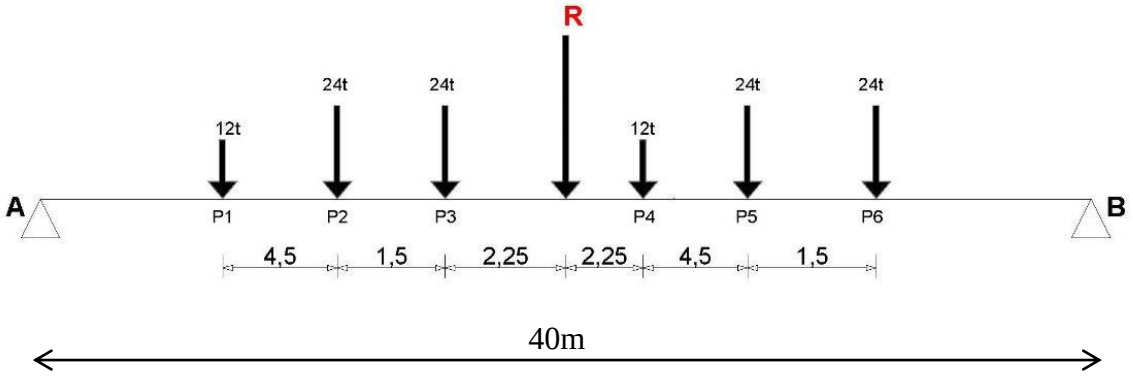
On dispose d'une chaussée à deux voies de circulation ce qui permet de disposer transversalement deux files de camions et dans le sens longitudinal le nombre de camion est limité à deux.

Calcul des sollicitations

Moment fléchissant

Théorème de Barre

"Le moment fléchissant est maximum au droit d'un essieu lorsque cet essieu et la résultante générale du convoi se trouvent dans des sections symétriques par rapport au milieu de la poutre."



$\delta = 4{,}5/2 = 2{,}25m$

$z = \delta/2 = 1{,}125m$

Soit P3 L'essieu au droit du quel le moment est max, distant de 1,125 m du milieu de la poutre et symétrique à R.

Calcul de la réaction R_A

Réaction d'appui RA :

$$\Sigma Mts/_B = Ra \times L - R\left(\frac{L}{2} - \delta + Z\right) = 0$$

$$=> Ra = \frac{R}{L} \times \left(\frac{L}{2} - \delta + Z\right) \quad \text{avec } R = \Sigma\, Pi$$

$$= \frac{120}{40} \times (\frac{40}{2} - 2{,}25 + 1{,}125) = 56{,}62$$

$$\mathbf{R_A = 56,62\ t}$$

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule:

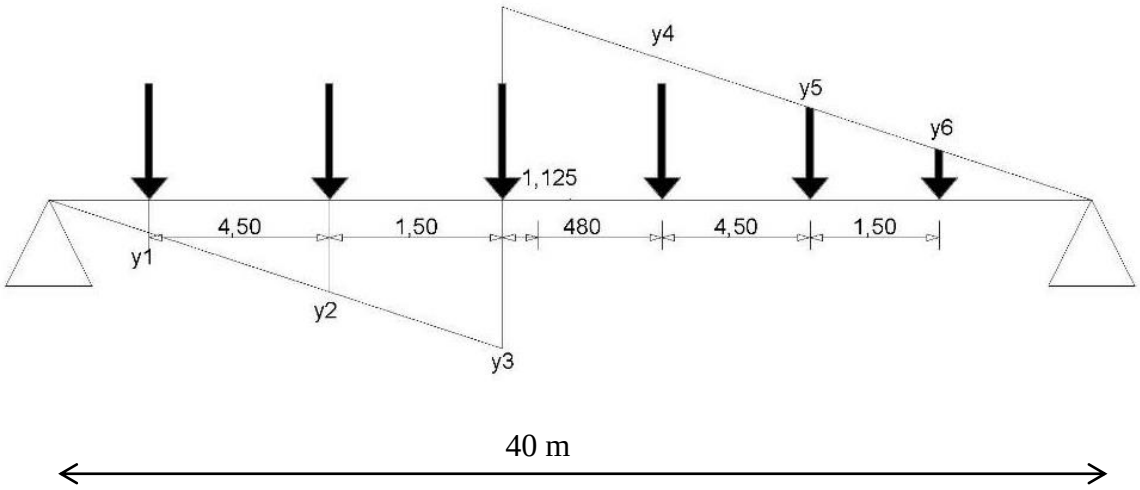
$$Mmax = R_A \times \left(\frac{L}{2} - Z\right) - \Sigma Pi \times \alpha i$$

$$= 56{,}62 \times \left(\frac{40}{2} - 1{,}125\right) - (24 \times 1{,}5 + 12 \times 6) = 1074{,}31$$

$$\boldsymbol{Mmax = 960,7\ t.m}$$

Effort tranchant

Nous allons utiliser les lignes d'influences pour déterminer l'effort tranchant



L'effort tranchant maximum est donné par la formule :

$Tmax = 2\Sigma$ Piyi

Les ordonnées sont déterminées comme suit :

$$\frac{Y6}{40} = \frac{Y5}{38,5} = \frac{Y4}{34} = \frac{Y3}{29,5} = \frac{Y2}{28} = \frac{Y1}{23,5} \qquad \text{avec } Y6 = 1$$

Apres calcul on trouve :

$Y_1 = 0,58$

$Y_2 = 0,70$

$Y_3 = 0,74$

$Y_4 = 0,85$

$Y_5 = 0,96$

$Y_6 = 1,00$

$$Tmax = [(12 \times 0,58) + (24 \times 0,70) + (24 \times 0,74)] + [\,(12 \times 0,85) + (24 \times 0,96) + (24 \times 1,00)]$$

$$\boldsymbol{Tmax = 75,45\ t}$$

- **Système Bt**

Un essieu tandem de 32 tonnes dans le sens longitudinal et deux essieux tandem dans le sens transversal sont disposés de façon à produire l'effet le plus défavorable pour le calcul des sollicitations.

Le moment fléchissant

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{max} = \frac{PL}{2}\left(1 - \frac{a}{2 \times L}\right)^2$$

$$= \frac{32 \times 40}{2}\left(1 - \frac{1,35}{2 \times 40}\right)^2$$

$$\boldsymbol{M_{max} = 618,24\ t.m}$$

L'effort tranchant

L'effort tranchant est maximum si l'une des charges est sur appui

$$\text{Tmax} = \text{P}\left(2 - \frac{\text{a}}{\text{L}}\right)$$

$$= 32\left(2 - \frac{1{,}35}{40}\right) = 53{,}2$$

$$\mathbf{Tmax = 53{,}2\ t}$$

- **Système Br**

Le sous-système Br correspond à une roue isolée de 10 t de surface d'impact rectangulaire de section 0,6 x 0,30

Moment fléchissant

Le moment fléchissant est maximum lorsque la roue se trouve à l'axe de la travée

$$\text{Mmax} = \frac{\text{PL}}{4}$$

$$= \frac{10 \times 40}{4} = 100$$

$$\text{Mmax} = 100\ \text{t.m}$$

Effort tranchant

L'effort tranchant est maximum si la roue est sur l'appui

$$\mathbf{Tmax = P = 10\ t}$$

3. **Chargement Mc120**

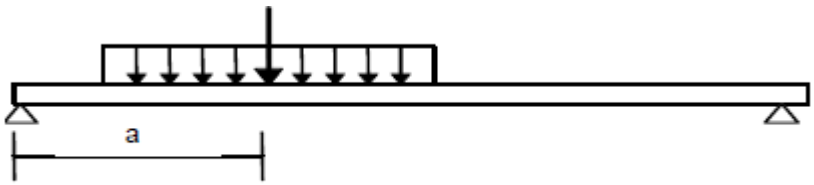


Figure : chargement Mc120

Nous avons le moment fléchissant le plus défavorable lorsque la résultante P du convoi est située dans l'axe longitudinal de la travée d'où :

$$a = \frac{L}{2}$$

Le moment fléchissant maximum est :

$$\text{Mmax} = \frac{\text{PL}}{4}\left(1 - \frac{\text{b}}{2\text{L}}\right)$$

$$= \frac{110 \times 40}{4}\left(1 - \frac{6{,}1}{2 \times 40}\right) = 1016{,}125$$

$$\mathbf{Mmax = 1016{,}125t.m}$$

L'effort tranchant maximum est obtenu pour a =0

$$\text{Tmax} = \text{P}(1 - \frac{\text{b}}{2\text{L}})$$

$$= 110\left(1 - \frac{6{,}1}{2 \times 40}\right) = 101{,}61$$

$$\mathbf{Tmax = 101{,}61t}$$

4. Sollicitation dues aux surcharges de trottoir

Le principe de calcul des sollicitations est le même que celui de la surcharge civil A(L).

La largeur du trottoir est de 1,5m donc

$$\text{p} = 1{,}5 \times 0{,}15 = 0{,}225\text{t/ml}$$

Effort tranchant

L'effort tranchant est donné par la formule :

$$\text{T}_{\text{max}} = \frac{\text{p} \times \text{L}}{2}$$

$$= \frac{0{,}225 \times 40}{2} = 4{,}5$$

$$\mathbf{T_{max} = 4,5\ t}$$

Moment fléchissant

Le moment fléchissant maximum s'obtient en appliquant la formule

$$M_{max} = \frac{p \times L^2}{8}$$

$$= \frac{0,225 \times 40^2}{8} = 45$$

$$\mathbf{M_{max} = 45t.m}$$

Récapitulatif des moments et des efforts tranchants :

Le tableau ci-dessous présente les différents moments et efforts tranchants pour toutes les charges.

Types de charges		Coefficient de majoration dynamique	Effort tranchant (t)	Moment fléchissant (t.m)
Permanentes		-	123,9	1239
Al		a1 = 1 et a2=1	96,6	966
B	Bc	1,06	75,45	960,7
	Bt	1,05	53,2	618,24
	Br	1,05	10	100
Mc120		1,07	101,61	1016,125
Surcharge trottoirs		-	4,5	45

I.2.3. Calcul des sollicitations moyennes.

Les sollicitations moyennes reprisent par chaque poutre s'obtient en pondérant la sollicitation globale par un coefficient de répartition transversal des charges :

$$\mathbf{sollicitation\ moyenne = CRT \times sollicitation\ globale}$$

I.2.3.1Etude de la répartition transversale des surcharges

Pour déterminer les efforts dans les poutres on doit tenir compte de la répartition transversale des surcharges. C'est alors qu'on utilise la méthode de Guyon Massonnet pour le calcul d'un coefficient de correction appelé coefficient de répartition transversale.

1. **Principes fondamentaux de la méthode**

- ✓ Le premier principe fondamental est de substituer au pont réel un pont à structure continue qui a les mêmes rigidités moyennes à la flexion et à la torsion que l'ouvrage réel
- ✓ Le deuxième principe est d'analysé de façon approximative l'effet de la répartition transversale des charges en admettant que cette répartition est la même que si la distribution des charges selon l'axe du pont était sinusoïdale

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

- Paramètre de torsion α.

$$\alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_P \rho_E}}$$

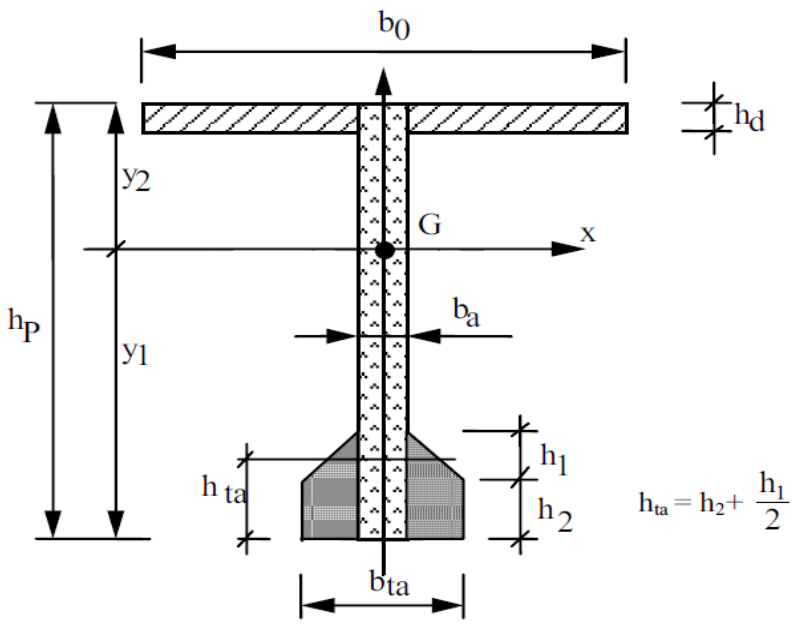
- Paramètre d'entretoisement θ.

$$\theta = \frac{b}{L}\sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}}$$

Le paramètre de torsion caractérise l'influence de la torsion et varie entre 0 et 1 pour les ponts à poutre.

2. **Détermination des différents paramètres de calcul**

a. **Caractéristiques géométriques de la poutre et moment d'inertie de flexion.**



paramètres de la section de poutre (m)	
b0	2
hd	0,35
hp	2,3
hta	0,4
ba	0,22
h1	0,4
h2	0,2
bta	0,8

N⁰ de section	**B (cm)**	**H (cm)**	**S (cm²)**	**$Y_{GI}/_{Ox}$ (cm)**	**$M/_{0x}$**	**I_{Gxi}**	**d (cm)**	**I_{Gx} (cm^4)**
1	80	20	1600	10	16000	53333,3333	107,582327	18571664,8
2	29	40	580	33	19140	51555,5556	84,5823274	4200974,22
3	29	40	580	33	19140	51555,5556	84,5823274	4200974,22
4	22	170	3740	105	392700	9007166,67	12,5823274	9599264,63
5	15	15	112,5	185	20812,5	1406,25	67,4176726	512734,79
6	15	15	112,5	185	20812,5	1406,25	67,4176726	512734,79
7	74	5	185	193	35705	256,944444	75,4176726	1052504,63
8	74	5	185	193	35705	256,944444	75,4176726	1052504,63
9	5	52	260	192,5	50050	58586,6667	74,9176726	1517877,66
10	200	15	3000	202,5	607500	56250	84,9176726	21689283,4
		Σsi=10355cm²		Σ $M/_{OX}$=1217565			Σ I_{Gx}=62910517,7 cm^4	

$$YG = \frac{\Sigma\, M/OX}{\Sigma si} => YG = \frac{1217565}{10355}$$

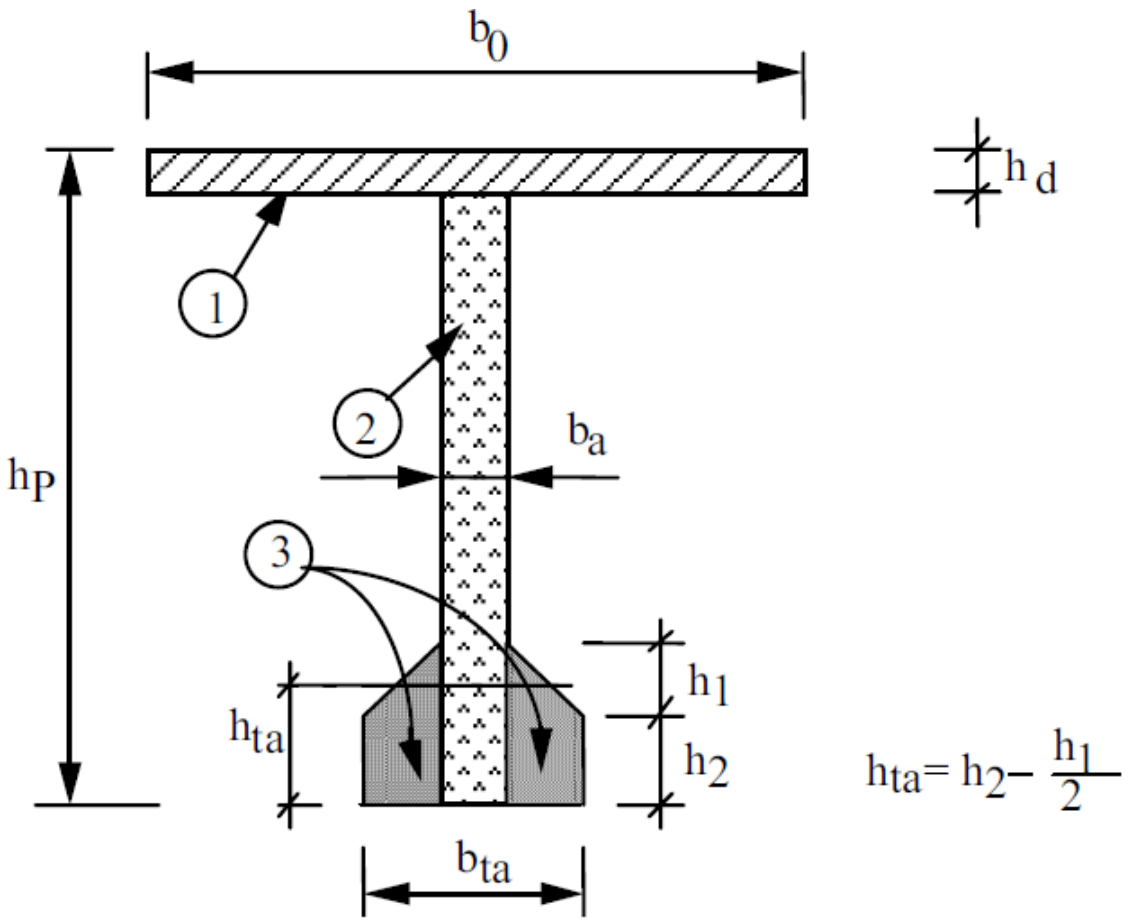
$$\boxed{YG = 117{,}58m}$$

b. Moment d'inertie de torsion

D'après la théorie de l'analogie de la membrane l'inertie de torsion d'un rectangle de longueur b et de largeur a est donné par :

$T = k\,(b/a).b \times a^3$ avec $k=f(b/a)$

Dans notre cas la section en T avec talon est décomposée en trois éléments comme l'illustre la figure ci-dessous.



Le moment d'inertie de torsion par élément est :

$$\Gamma_1 = \frac{1}{2}\,\frac{1}{3}\,b_0\,hd^3$$

$$\Gamma_2 = k\left(\frac{2(hp-hd)}{ba}\right).\,(hp-hd)\,.\,b_a^3.$$

$$\Gamma_3 = k\left(\frac{bta-ba}{hta}\right).\,(b_{ta}-b_a)\,.\,h_{ta}^3.$$

- ✓ **Calcul du paramètre k**

Le tableau suivant donne les valeurs de K selon le rapport b/a

b/a	1,0	1,2	1,5	1,75	2,0	2,25	2,5	3,0	4	5	10	∞
k	0,141	0,166	0,196	0,213	0,229	0,240	0,249	0,263	0,281	0,292	0,312	0,333

Tableau : coefficient k, en fonction de b/a, nécessaire pour le calcul de l'inertie de torsion

$K = f(\frac{b}{a}) =>$
- K2=f (1,95/0,22)=f(8,86) **K_2= 0,308** d'après une interpolation linéaire
- K3=f (0,8/0,4)=f(2) **K_3=0,229**

c. Résultats obtenus

moment d'inertie de torsion par élément	
Γ1	0,01427738
Γ2	0,11336926
Γ3	0,0123257

Tableau : moment d'inertie de torsion par élément

Le moment d'inertie de la section est la somme des trois moments :

$$KP = \sum \Gamma 1 + \Gamma 2 + \Gamma 3$$

KP = 0,13997

- ✓ $\gamma p = kp\frac{E}{2b1} = 0{,}133997 \times \frac{34180}{2x3.33}$

γp =718,356

- ✓ $\gamma E = E\frac{hd^3}{12} = 34180 \times \frac{0{,}35^3}{12}$

γE =122,122

Le tablier ne possède pas d'entretoises intermédiaires, dans ce cas c'est le hourdis qui joue le rôle des entretoises d'où $\gamma E = \rho E$

- ✓ $\rho E = 122{,}122$
- ✓ $\rho p = Ip \times \frac{Eb}{ep} = 0{,}629105177 \times \frac{34180}{3{,}33}$

ρp =6457,30182

d. Calcul de α et θ

- ✓ $\propto = \frac{\gamma p + \gamma E}{2\sqrt{\rho p \times \rho E}}$

$\propto = 0{,}47$

- ✓ $\theta = \frac{b}{l}\sqrt[4]{\frac{\rho p}{\rho E}}$

$\theta = 0{,}40 > 0{,}30$ On utilise donc la méthode de Guyon Massonnet.

3. Calcul du CRT pour la poutre de rive

Le coefficient de répartition transversale est donné par la formule :

$\eta = \frac{k}{n}$ Avec : n le nombre de poutre.

Tracé de la courbe de k

Selon Sattler pour 0,1≤ θ ≤1 k est donnée par la relation suivante

K=k0+ (k1-k0) α (1-$e^{\theta 0}$) avec $e^{\theta 0}$= (0,065-θ)/0,663

K0 et k1 sont données par les tables de Guyon-Massonnet en fonction de θ, y et e.

Détermination des différents paramètres

Y=3,33+3,33/2 = 4,995

b = 6 ➡ y=4,995 x b/6 =0,8325b.

Pour θ=0.40 on trouve :

Θ=0,40										
E		**-b**	**-(3/4)b**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**(3/4)b**	**b**
K0	(3/4) b	-1,1286	-0,6344	-0,135	0,3801	0,9229	1,5005	2,1128	2,7438	3,3702
	Kb	-1,7381	-1,1286	-0,5106	0,1337	0,8273	1,5916	2,44	3,3702	4,356
	k0,8b	-1,2993	-0,7728	-0,24017	0,31111	0,8961	1,526008	2,20442	2,919192	3,64622
K1	(3/4) b	0,5903	0,6613	0,7429	0,842	0,9313	1,0994	1,2489	1,394	1,5188
	Kb	0,5148	0,5903	0,6778	0,7862	0,922	1,0893	1,2893	1,5188	1,768
	k0,8b	0,56916	0,64142	0,724672	0,82638	0,9287	1,096572	1,26021	1,428944	1,58858
kα	K	-0,9256	-0,4899	-0,0472	0,41416	0,9026	1,440121	2,01558	2,621142	3,23469

Tableau : K pour θ=0,40 après deux interpolations (sur y puis sur α).

Les valeurs trouvées de k sont arrondies à 2 chiffres après la virgule pour qu'on puise tracer la courbe.

e	-b	-0,75b	-0,5b	-0,25b	0	0,25b	0,5b	0,75b	b
K	-0,93	-0,49	-0,05	0,41	0,90	1,44	2,02	2,62	3,23

Tableau : k=k(e)

Apres avoir tracé la ligne d'influence du facteur k, nous procèderons au chargement de la poutre de rive sous les différents chargements précédemment évoqués comme suit :

3.1. Sous chargement du système A(L).

Le CRT sera obtenu en chargeant dans un premier temps une voie et dans un second temps on procédera au chargement des deux voies.

- Cas d'une voie chargée

$k1(Al) = \frac{W1}{l1}$ Avec W1 : surface sous une voie chargée et l1 : largeur d'une voie

$$w1 = \left(\frac{(0{,}9 + 1{,}44) \times 1{,}5}{2}\right) + \left(\frac{(1{,}44 + 2{,}02) \times 1{,}5}{2}\right) + \left(\frac{(2{,}02 + 2{,}22) \times 0{,}5}{2}\right)$$

$$w1 = 5{,}4033$$

$$k1(Al) = \frac{5{,}40}{3{,}5} = 1{,}54$$

$$\eta = \frac{\mathrm{k1(Al)}}{\mathrm{n}} = \frac{1{,}54}{4} = 0{,}38$$

$$a1.\eta\mathrm{Al1} = 0{,}385$$

- Cas de deux voies chargées

$k2(Al) = \frac{W2}{l2}$ Avec W2 : surface sous deux voies et l2 : largeur des deux voies

On trouve W2=6,2785

$$k2(Al) = \frac{6{,}2785}{7} = 0{,}9$$

Le coefficient de répartition transversale s'obtient en considérant le facteur k le plus défavorable ce qui correspond à K1(Al) dans notre cas d'ou

$$\eta = \frac{\mathrm{k1(Al)}}{\mathrm{n}} = \frac{1{,}54}{4}$$

$$\eta = 0{,}385$$

Le coefficient de répartition transversale de la poutre de rive sous chargement A(L) obtenu est :

CRT = ηAl_1 =0,385 avec a1=1

1.2.1. Sous chargement du système Bc

On place les convois de Bc décalés à droite de 0,25 m entre le bord du trottoir et la première file de roues.

- Cas d'une file on a le coefficient bc=1,1 (le coefficient est utilisé pour la comparaison)

$$\mathrm{Kbc} = 1/2 \sum_{\mathrm{i}=1}^{2} \mathrm{ki} = \frac{1}{2}(\mathrm{k1} + \mathrm{k2})$$

Les ki sont déterminées graphiquement sur la courbe de k.

Ainsi on aura

$$Kbc = \frac{1}{2}(1{,}54 + 2{,}32) = 1{,}93$$

Le coefficient de répartition est :

CRT = ηbc = Kbc/n

$$\eta bc = \frac{1{,}93}{4} = 0{,}4825$$

bc.ηbc =0,4825 x 1,1 =0,53

- Cas de deux files bc=1,2

$$\mathrm{Kbc} = 1/2 \sum_{i=1}^{4} \mathrm{ki} = \frac{1}{2}(\mathrm{k1} + \mathrm{k2} + \mathrm{k3} + \mathrm{k4})$$

$$\mathrm{Kbc} = \frac{1}{2}(\mathrm{k1} + \mathrm{k2} + \mathrm{k3} + \mathrm{k4}) = \frac{1}{2}(1{,}54 + 2{,}32 + 1{,}35 + 0{,}66) = 2{,}935$$

$$\eta bc = \frac{2{,}935}{4} = 0{,}73$$

bc.ηbc =0,73 x 1,2 = 0,88

On retient :

$$\eta bc = 0{,}88 \text{ avec: } \mathrm{bc} = 1{,}2 \text{ et } \mathrm{p} = 12\mathrm{t}(\text{essieux arriere}) \text{ et } \mathrm{p} = 6\mathrm{t}(\text{essieux avant})$$

1.2.2. Sous le chargement Bt

Transversalement une distance minimale de 0,5 m est exigée entre l'axe de la file de roues la plus excentrée et le bord.

- Cas d'une voie chargée. bt =0,9

$$\mathrm{Kbc} = 1/2 \sum_{i=1}^{2} \mathrm{ki} = \frac{1}{2}(\mathrm{k1} + \mathrm{k2})$$

Les ki sont déterminés graphiquement sur la courbe k=k(e).

Ainsi on aura :

$$\mathrm{KBt} = 1/2\sum_{i=1}^{2} \mathrm{ki} = \frac{1}{2}(2{,}22 + 1{,}44) = 1{,}83$$

$$\eta\mathrm{bc} = \frac{1{,}83}{4} = 0{,}46$$

bt.ηBt = 0,41

- cas de deux voies chargées : bt=1

$$\mathrm{KBt} = \frac{1}{2}(\mathrm{k1} + \mathrm{k2} + \mathrm{k3} + \mathrm{k4}) = \frac{1}{2}(2{,}22 + 1{,}44 + 1{,}26 + 0{,}57) = 2{,}745$$

$$\eta\mathrm{Bt} = \frac{2{,}745}{4} = 0{,}68$$

bc.ηbc =0,68 x 1 = 0,68

On retient le CRT sous chargement Bt :

$\mathbf{C.R.T = \eta Bt = 0,68}$ Avec : bt =1

1.2.3. Sous chargement Br

Il s'agit d'une roue isolé de 10t de section d'impact 0,6 x 0,3.

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

C.R.T= ηBr $= \frac{KBr}{nombre\ de\ poutres}$

KBr =K1=3,23

$$\eta Br = \frac{3{,}23}{4} = 0{,}8$$

$\mathbf{C.R.T = \eta Br = 0,8}$.

1.3. Sous chargement du système Mc120.

Un seul convoi est supposé circulé quelle que soit la largeur de la chaussée

Le C.R.T sous chargement du système Mc120 est donné par l'expression :

$$\mathrm{C.R.T} = \eta\mathrm{Mc120} = \frac{KMc}{n}$$

$$kMc120 = \left(\frac{(1{,}17 + 1{,}46) \times 0{,}85}{2}\right) + \left(\frac{(1{,}88 + 2{,}22) \times 0{,}85}{2}\right) = 2{,}86$$

$$\eta\mathrm{Mc}120 = \frac{2{,}86}{4} = 0{,}71$$

$$\mathbf{C.R.T = \eta Mc120 = 0,71}$$

1.4. Sous chargement des charges de trottoir

Les extrémités des chargements correspondent au début et la fin des trottoirs.

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

$$\mathrm{C.R.T} = \eta\mathrm{tr} = \frac{Ktr}{n}$$

$$\mathrm{Ktr} = \frac{1}{2}(\mathrm{k1} + \mathrm{k2} + \mathrm{k3} + \mathrm{k4}) = \frac{1}{2}(3{,}03 + 2{,}42 - 0{,}34 - 0{,}78) = 2{,}165$$

$$\eta\mathrm{tr} = \frac{2{,}165}{4} = 0{,}54$$

$\mathbf{C.R.T = \eta tr = 0,54}$ Avec : Ltr = 1,5 m

2. Calcul du CRT pour la poutre intermédiaire.

Tracé de la courbe de k

Pour la poutre intermédiaire les paramètres α et θ conservent les mêmes valeurs que le cas précédent. Par conséquent, l'interpolation sur α reste la même que pour la poutre de rive c'est-à-dire que :

$$\mathbf{k = 0,2k1 + 0,8k2}$$

Seule la position de la poutre change, elle devient :

$$\mathrm{y} = \frac{3{,}33}{2} = 1{,}665$$

$$\mathrm{b} = 6 \Rightarrow \mathrm{y} = \frac{1{,}665}{6}\mathrm{b}$$

$$\mathbf{y = 0,28b}$$

- interpolation sur y

Les tableaux de Massonnet donnent les valeurs de k pour :

$$k0{,}5b = k/y = \frac{b}{2}$$

Ainsi on aura :

$$k0{,}28b = k0{,}25b + (kb - k0.25b) \times \frac{0{,}28 - 0{,}25}{1 - 0{,}25}$$

$$k0{,}28b = 0{,}96k0{,}25b + 0.04kb$$

θ=0,40										
E		**-b**	**-3/4b**	**-b/2**	**-b/4**	**0**	**b/4**	**b/2**	**3/4b**	**b**
K0	1/4 b	0,1337	0,3801	0,625	0,8637	1,0851	1,2696	1,4005	1,5005	1,5916
	kb	-1,7381	-1,1286	-0,5106	0,1337	0,8273	1,5916	2,44	3,3702	4,356
	k0,28b	0,05883	0,31975	0,579576	0,8345	1,0748	1,28248	1,44208	1,575288	1,70218
K1	1/4 b	0,7862	0,842	0,9043	0,9733	1,0414	1,0914	1,1051	1,0994	1,0893
	kb	0,5148	0,5903	0,6778	0,7862	0,922	1,0893	1,2893	1,5188	1,768
	k0,28b	0,77534	0,83193	0,89524	0,96582	1,0366	1,091316	1,11247	1,116176	1,11645
kα	K	0,20213	0,42219	0,642709	0,86076	1,0672	1,244247	1,37616	1,483466	1,58503

Tableau : k en fonction de e pour la poutre intermédiaire

Les valeurs trouvées de k sont arrondies à deux chiffres après la virgule pour qu'on puisse tracer la courbe.

e	**-b**	**-0,75b**	**-0,5b**	**-0.25b**	**0**	**0,25b**	**0,5b**	**0,75b**	**b**
k	0,20	0,42	0,64	0,86	1,06	1,24	1,38	1,48	1,59

Tableau : valeurs de k

Pour la détermination des CRT le pont garde les mêmes caractéristiques que dans le premier cas

4.1.Sous chargement Al

- Cas d'une voie chargée avec : LA1=3,5m et a1=1

$k1(Al) = \frac{W1}{l1}$ Avec W1 : surface sous une voie chargée et l1 : largeur d'une voie

$$w1 = \left(\frac{(1{,}04 + 1.06) \times 0{,}15}{2}\right) + \left(\frac{(1{,}06 + 1{,}24) \times 1{,}5}{2}\right) + \left(\frac{(1{,}24 + 1{,}38) \times 1{,}5}{2}\right) + \left(\frac{(1{,}38 + 1{,}4) \times 0{,}4}{2}\right)$$

$w1 = 4{,}54$

$$k1(Al) = \frac{4{,}54}{3{,}5} = 1{,}29$$

$$\eta = \frac{\mathrm{k1(Al)}}{\mathrm{n}} = \frac{1{,}29}{4} = 0{,}32$$

$a1.\eta\mathrm{Al1} = 0{,}29$

- Cas de deux voies chargées

$k2(Al) = \frac{W2}{l2}$ Avec W2 : surface sous deux voies et l2 : largeur des deux voies

On trouve W2=8,57

$$k2(Al) = \frac{8{,}57}{7} = 1{,}22$$

Le coefficient de répartition transversale s'obtient en considérant le facteur k le plus défavorable ce qui correspond à K1(Al) dans notre cas d'ou

$$\eta = \frac{\mathrm{k1(Al)}}{\mathrm{n}}$$

$$= \frac{1{,}29}{4} = 0{,}32$$

$\eta = 0{,}32$

Le coefficient de répartition transversale de la poutre intermédiaire sous chargement A(L) obtenu est :

CRT = ηAl_1 =0,32 avec a1=1.

NB : la procédure est la même sous les différents chargements que le premier cas.

Tableau de comparaison des CRT pour les deux poutres.

Charge	**Poutre de rive**	**Poutre intermédiaire**
Al (a1.ηAl.LA1)	**0,38**	0,32
Bc (bc.ηBc)	**0,88**	0,66
Bt (bt.ηbt)	0,68	**0,72**
Br (ηBr)	**0,8**	0,31
Qtr (ηtr)	**0,54**	0,47
Mc120	**0,71**	0,52

Nous choisissons les valeurs les plus défavorables pour calculer une poutre unique. Ainsi toutes les poutres auront le même ferraillage

Tableau récapitulatif des sollicitations moyennes calculées.

Types de charges		Coefficient de répartition transversale retenu	Moment fléchissant (t.m)	Effort tranchant (t)
Permanentes		-	1239	123,9
Al		0,38	367,08	36,71
B	Bc	0,88	845,42	66,40
	Bt	0,72	445,13	38,30
	Br	0,80	80,00	8,00
Mc120		0,71	721,45	72,14
Surcharge trottoirs		0,54	24,30	2,43

Etude de la précontrainte par post tension

Calcul des sollicitations.

Descente des charges :

- Charges permanentes G :

Poids propre de la poutre: $g_{pp} = 2{,}59$ t/ml

Poids des superstructures du tablier : $g_S = 2{,}604 t/ml$

D'où $G = g_{pp} + g_S \Longrightarrow \mathbf{G = 5{,}194\ t/ml}$

- Charges variables Q :

Surcharges de trafic : C'est la charge Bc qui est la plus défavorable. Le moment engendré par le chargement qui sera donné est affecté du coefficient de répartition transversale.

Surcharge trottoir : $q_2 = (1.5 \text{ x } 2) \times 1.5 \Longrightarrow q_2 = 4.5\,kN/m$

- Combinaison des charges à l'ELU :

  $P_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$

- Combinaison des charges à l'ELS :
-

  $P_{ser} = G + 1{,}2Q$

Moments de calcul

Charges permanente

- ✓ Le moment engendré par le poids propre de la poutre seule :

$$Mg1 = \frac{2{,}59 \times 40^2}{8} = 518$$

$$\mathbf{Mg1 = 518 t.m}$$

- ✓ Le moment fléchissant engendré par les charges permanentes (poutre + éléments de la superstructure) est :

Mg =1038,80 t.m

Charges d'exploitation.

- ✓ Le moment fléchissant le plus défavorable est obtenu sous chargement Mc120. Affecté du coefficient de répartition transversal sa valeur est :

Mq_1 = 1,2 x 845,42 ; avec : 1,2 coefficient de pondération des charges routières à l'ELS.

Mq_1=1014,50 t.m

- ✓ Le moment dû à la surcharge du trottoir affecté du CRT est :

$$\mathrm{Mq}_2 = 0{,}45 \times 40 \times 0{,}54 = 9{,}72\mathrm{t/m}$$

- ✓ Le moment du aux charges d'exploitation est donné par :

$$Mq = Mq_1 + Mq_2 = 1014{,}50 + 9{,}72 = 1024{,}22$$

Mq =1024,22 t.m

Calcul de la précontrainte

Hypothèse d'une section sous critique

$$\mathrm{P}_1 = \frac{\Delta\mathrm{M}}{\rho \times \mathrm{h}} + \frac{S}{h}(V \times \sigma_s + V' \times \bar{\sigma\iota})$$

$$\Delta\mathrm{M} = \mathrm{Mmax} - \mathrm{Mmin} = \mathrm{Mq}$$

$$\sigma_s = -ft28 = -2{,}7\ MPa$$

$$\bar{\sigma\iota} = 1{,}5 \times ft28 = -4{,}05\ MPa$$

$$\mathrm{P}_1 = \frac{10{,}2422}{0{,}83 \times 1{,}3} + \frac{1{,}096}{1{,}3}(1{,}07 \times -2{,}7 + 1{,}23 \times -4{,}05) = 2{,}86\ \mathrm{MN}$$

Section sur critique

$$\mathrm{P}_2 = \frac{\mathrm{M_M} + \frac{\mathrm{I_{Gz}}}{\mathrm{V'}} \times \bar{\sigma\iota}}{\mathrm{V'} + \rho \times \mathrm{V} - \mathrm{d'}}$$

Avec : d' la distance du centre de gravité des câbles jusqu'à la fibre inferieure.

$$d' = h - 0{,}9h = 0{,}23\ m$$

$$\mathrm{P}_2 = \frac{20{,}630 + \frac{1{,}19}{1{,}23} \times -2{,}7}{1{,}23 + 0{,}83 \times 1{,}07 - 0{,}23} = 9{,}54\mathrm{MN}$$

$$\mathrm{Pmin} = \max(\mathrm{P1}; \mathrm{P2}) = 9{,}54\ \mathrm{MN}\ \mathrm{D'où\ la\ section\ est\ surcritique}$$

- ✓ L'excentricité de la première famille de câbles pour la poutre seule est donnée par :

$e_0 = -(V' - d)$ avec $d = 1{,}5 \times 75 = 112{,}5$mm et $V' = 1{,}17$ m pour la poutre seule

$e_0 = -(1{,}17 - 0{,}113) = -1{,}057$m

- ✓ L'excentricité de la deuxième famille de câbles pour la poutre plus le hourdis est donnée par :

$e_0 = -(V' - d)$ avec $d = 1{,}5 \times 75 = 112{,}5$mm et $V' = 1{,}23$ m

$e_0 = -(1{,}23 - 0{,}113) = -1{,}117$m

Calcul du nombre de câbles

Les pertes sont estimées à 25% de la précontrainte initiale P_0. La valeur de la précontrainte P_0 est donnée par :

$$P_0 = \frac{Pmin}{0{,}98 - 1{,}2 \times \frac{\Delta P}{P_0}} \quad avec\ \Delta P = 0{,}25\ P_0$$

$$P_0 = 14{,}03MN$$

$$n = \frac{P_0}{P}\ avec\ P\ la\ precontrainte\ developé\ par\ un\ cable$$

$$P = \sigma p_0 \times Ap$$

$$\sigma p_0 = \min(0{,}8fprg\,;0{,}9fpeg) = \min(1450; 1460) = 1450\ \text{MPa}$$

$$P = 1450 \times 1{,}668 \times 10^{-3} = 2{,}42$$

$$n = \frac{14{,}03}{2{,}42} = 5{,}79 \equiv 6$$

On prend n = 6 câbles de 12 T15S

La nouvelle valeur de la précontrainte est :

$$P_0 = n \times P = 6 \times 2{,}42 = 14{,}52MN$$

Tableau : récapitulatif des résultats de précontrainte

Précontrainte Pmin (MN)	Nombre de câbles	Précontrainte initiale P0 (MN)
9,54	6	14,03

Vérification à l'ELS

Calcul des contraintes caractéristiques

$P1 = 1{,}02P0 - 0{,}8\Delta P0 = 1{,}02 \times 14{,}03 - 0{,}8 \times 3{,}51 = 11{,}5\ \mathrm{MN}$

$P2 = 0{,}98P0 - 1{,}20\Delta P0 = 0{,}98 \times 14{,}03 - 1{,}2 \times 3{,}51 = 9{,}54\mathrm{MN}$

Contrainte règlementaires en :

Fibre supérieure :$\sigma st = 1{,}5\ ft28 = -4{,}05MPa$

Fibre inferieure : $\sigma ci = 0{,}6fc28 = 21\mathrm{MPa}$

a. **Combinaison quasi permanente**

La contrainte de la première famille de câbles est dimensionnée pour reprendre l'effet de précontrainte et l'effet du poids propre de la poutre. C'est pourquoi dans cette phase on prend les caractéristiques géométriques de la poutre seule.

$Sqp = Gp + P$

$Mmin = MGp = 518t.m$

Vérification des contraintes en fibre supérieure et inferieure

$$\frac{P}{B} - \frac{P \times e \times V}{Ig} + \frac{Mmin \times V}{Ig} > \sigma st = -4{,}05$$

$$\frac{P}{B} + \frac{P \times e \times V'}{Ig} - \frac{Mmin \times V'}{Ig} \leq \sigma ci = 21$$

Tableau : contraintes réglementaires sous P1

P1			
$\frac{P1}{B}$	$\frac{P1 \times e \times V}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V}{Ig}$	Résultat
11,11	17,94	7,65	0,82
$\frac{P1}{B}$	$\frac{P1 \times e \times V'}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V'}{Ig}$	Résultat
11,11	20,57	11,62	20,06

Tableau : contraintes réglementaires sous P2

P2			
$\frac{P2}{B}$	$\frac{P2 \times e \times V}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V}{Ig}$	Résultat
9,21	14,88	7,65	1,98
$\frac{P2}{B}$	$\frac{P2 \times e \times V'}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V'}{Ig}$	Résultat
9,21	18,72	9,62	18,31

- ✓ **Sous p1**

En fibre supérieure : $0{,}82 > -4{,}05$ condition verifiée

En fibre inferieure : $20{,}06 < 21$ condition verifiée

- ✓ **Sous P2**

En fibre supérieure : $1{,}98 > -4{,}05$ condition verifiée

En fibre inferieure : $18{,}31 < 21$ condition verifiée

b. Combinaison fréquente

La précontrainte de deuxième famille est dimensionnée pour reprendre les actions supplémentaires (superstructure et actions variables). Elle est mise en tension lorsque le béton du hourdis a acquis une certaine résistance. C'est pourquoi dans cette phase on prend les caractéristiques géométriques de la poutre plus le hourdis.

$Sf = P + G + 0{,}72Q$

Vérification des contraintes en fibre supérieure et inferieure

$$\frac{\mathrm{P}}{\mathrm{B}} - \frac{\mathrm{P} \times \mathrm{e} \times \mathrm{V}}{\mathrm{Ig}} + \frac{\mathrm{Mmin} \times \mathrm{V}}{\mathrm{Ig}} + \frac{0{,}72Mq \times V}{Ig} > \sigma\mathrm{st} = -4{,}05$$

$$\frac{\mathrm{P}}{\mathrm{B}} + \frac{\mathrm{P} \times \mathrm{e} \times \mathrm{V}'}{\mathrm{Ig}} - \frac{\mathrm{Mmin} \times \mathrm{V}'}{\mathrm{Ig}} - \frac{0{,}72Mq \times V'}{Ig} \leq \sigma\mathrm{ci} = 21$$

Tableau : contraintes réglementaires sous P1

P1				
$\frac{P1}{B}$	$\frac{P1 \times e \times V}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V}{Ig}$	$\frac{0{,}72 \times Mq \times V}{Ig}$	Résultat
10,49	11,55	4,65	6,62	10,21
$\frac{P1}{B}$	$\frac{P1 \times e \times V'}{Ig}$	$\frac{Mmin \times V'}{Ig}$	$\frac{0{,}72 \times Mq \times V'}{Ig}$	Résultat
10,49	13,27	5,35	7,62	10,79

Tableau : contraintes réglementaires sous P2

P2				
$\boldsymbol{\frac{P2}{B}}$	$\boldsymbol{\frac{P2 \times e \times V}{Ig}}$	$\boldsymbol{\frac{Mmin \times V}{Ig}}$	$\boldsymbol{\frac{0{,}72 \times Mq \times V}{Ig}}$	**Résultat**
8,7	9,58	4,65	6,62	10,39
$\boldsymbol{\frac{P2}{B}}$	$\boldsymbol{\frac{P2 \times e \times V'}{Ig}}$	$\boldsymbol{\frac{Mmin \times V'}{Ig}}$	$\boldsymbol{\frac{0{,}72 \times Mq \times V'}{Ig}}$	**Résultat**
8,7	11,01	5,35	7,62	6,74

- ✓ **Sous p1**

En fibre supérieure : $10{,}21 > -4{,}05$ condition verifiée

En fibre inferieure : $10{,}79 < 21$ condition verifiée

- ✓ **Sous P2**

En fibre supérieure : $10{,}39 > -4{,}05$ condition verifiée

En fibre inferieure : $6{,}74 < 21$ condition verifiée

ANNEXE 5: dimensionnement de la culée

5.1.1 Culée

5.1.1.1Calcul des charges.

Le calcul de la descente des charges sont faits sur la base du pré-dimensionnement de la culée déjà effectué dans la partie conception détaillée des appuis. Ci-dessous sont présentés les résultats de calcul des charges verticales et horizontales sur la culée.

C. Charges verticales :

- ✓ Poids propre de la culée : Pp=142,5t
- ✓ Poids tablier : Pt=495,52 t
- ✓ Surcharge maximum (Al) =193,2t
- ✓ Trottoir tr=4,5t.
- ✓ Réaction de la dalle de transition.

Elle est située à 1m sous la chaussée, reprend le poids des terres et de la chaussée au-dessus et son propre poids. On suppose qu'elle s'appuie en partie sur le corbeau arrière de la culée et de l'autre sur le terrain. Sa réaction est :

$$Pd = \left(\frac{2{,}5 \times 0{,}3 \times 5 + 2 \times 1 \times 5}{2}\right) \times 9{,}8 = 56{,}35t$$

D. Charges horizontales

- ✓ Effort de freinage F=30t
- ✓ Poussée des remblais

La force de poussée est donnée par :

$$P = \gamma \times h \times ka$$

La répartition de la poussée se fait de façon trapézoïdale on à

En tête de culée

$$P_1 = 2 \times 0{,}33 \times 1 = 0{,}66t/m^2$$

Au pied de la culée nous avons une poussée

$$P_2 = ka \sum(\gamma ihi) = 0{,}33 \times (0{,}66 + 2 \times 3) = 2{,}2t/m^2$$

- ✓ La résultante R des poussées est :

$$R = (P1 + P2) \times \frac{h}{2} = (0{,}66 + 2{,}2) \times \frac{4}{2} = 5{,}72t/ml$$

Pour l=12m on trouve :

$$\boldsymbol{R = 12 \times 5,72 = 68,64t}$$

5.1.1.2 Stabilité de la culée au renversement

Les moments seront calculés par rapport au point O coin inferieur aval, coté vide de la base de la semelle.

Désignation forces	Forces horizontales (t)	Forces verticales (t)	Bras de levier (m)	Moments (t.m)
Réaction du tablier		495,52	2,35	1164,47
Réaction de la culée		142,50	2,50	356,25
Réaction dalle de transition		56,35	3,7	208,49
Total Ms=1729,21 t.m				**1729,21**

Tableau : bilan des forces favorables à la stabilité

Désignation forces	Forces horizontales (t)	Forces verticales (t)	Bras de levier (m)	Moments (t.m)
Poussée des remblais Rr	51,48		2,65	136,42
Effort de freinage F	30		5,30	159
Total Mr=295,42t.m				**295,42**

Tableau : bilan des forces défavorables à la stabilité

Nous avons un moment de renversement **Mr =295,42t.m** et un moment stabilisateur de **Ms=1729,21t.m** soit un coefficient de sécurité

$$\mathrm{FS} = \frac{\mathrm{Ms}}{\mathrm{Mr}} = \frac{1729{,}21}{295{,}42} = 5{,}85$$

$FS = 5{,}85 > 1{,}5 =>$ **La stabilité au renversement de la culée est donc assurée.**

5.1.2 Calcul de ferraillage

La culée est sollicitée par un effort normal centré N et des forces horizontales (effort de freinage et poussée des remblais).

Les calculs seront menés en flexion composée à l'ELS.

Moment par rapport à G

XG=2,34m et YG=1,43

Désignation forces	Forces horizontales (t)	Forces verticales (t)	Bras de levier (m)	Moments (t.m)
Poussée des remblais Rr	51,48		1,22	+62,8
Effort de freinage	30		3,87	+116,1
Réaction du tablier		495,52	0,31	+153,61
Réaction de la culée		142,5	0	0
Réaction dalle de transition		56,35	1,04	-58,35
Total M=273,9t.m				**273,9**

Le moment résiduel est

$Ms = \frac{273{,}9}{12} = 22{,}82$ Par mètre linéaire de culée.

L'excentricité e_1 pour le sommier d'appui est donnée par :

$$e1 = \frac{Ms}{NS}$$

$$= \frac{22{,}82}{74{,}35} = 0{,}31$$

$$e1 = 0{,}31 \leq \frac{h}{6} \leq \frac{2{,}4}{6} \leq 0{,}4$$

$$e1 \leq \frac{h}{6} =$$

> la force est appliquée au noyau centrale et la section est entierement comprimé

Calcul de ferraillage

- ✓ **La section homogène B0 est donnée par :**

$B0 = B + 15(A1 + A2)$ avec $B = b \times h = 2{,}4 \times 1 = 2{,}4$

Posons A1 = A2 = 30cm²

$$B0 = 2{,}4 + 15(60 \times 10^{-4}) = 2{,}5m^2$$

- ✓ **Contrainte maximale dans le béton**

$$(\sigma bc)max = \frac{Ns}{B0} + \frac{Ms \times v}{I0} \leq \sigma bc$$

$$I0 = \frac{b \times h^3}{12} = 1{,}3m^4$$

$$v = v' = \frac{B0}{2} = 0{,}625$$

$$(\sigma bc)max = \frac{0{,}07435}{2{,}5} + \frac{0{,}02282 \times 0.625}{1{,}3} = 0{,}04 \leq 18$$

- ✓ **Vérifions que la force est toujours appliquée au noyau central**

$$\frac{-I0}{B0v} < e < \frac{I0}{B0v'}$$

$e = 0{,}31 < 0{,}83$ d'où la condition est satisfaite

- ✓ **Calcul des armatures**

$$A1 = \frac{Mser + (Nser - bh\sigma bc)(d - \frac{h}{2})}{15\sigma bc(d - d')}$$

$$= \frac{0{,}02282 + (0.074 - 2{,}4 \times 1 \times 18)\left(2{,}32 - \frac{2{,}4}{2}\right)}{15 \times 18(2{,}32 - 0{,}08)} = -0{,}079$$

$$A1 < 0 \;\; D'où\; A1 = Amin = \max\begin{cases} 4cm^2/m \\ 0{,}2\frac{B}{100} \end{cases}$$

$$Amin = \max\left(4 \times (2{,}4 + 1) \times 12; 0{,}2 \times 240 \times \frac{100}{100}\right) = \max(163{,}2; 48) = 163{,}2$$

$$A1 = 163{,}2cm^2$$

$$A2 = \frac{Nser - bh\sigma bc}{15\sigma bc} - A1$$

$$= \frac{0{,}074 - 2{,}4 \times 1 \times 18}{15 \times 18} + 0{,}079 = -0{,}08$$

$$A2 < 0\; d'où\; A2 = Amin = 163{,}2\; cm^2$$

A1 = A2 = 163,2 cm²

- ✓ **Choix des armatures**
- Armature longitudinale :

On prend 50 barres de diamètre 20 ce qui correspond à une section de 188,52 cm^2 à repartir sur les douze mètres de la culée. L'espacement entre armature est :

$$St = 20cm$$

- Armature transversale :

$$\emptyset t = \frac{\emptyset l}{3} = 1{,}05$$

Prenons des Ht =HA14 avec un espacement de 20 cm

ANNEXE 6:dimensionnement de fondation

6.1. Normes et règlements de calcul

Les normes et règlements utilisés pour le calcul des fondations sont :

- BAEL 91 révisé 99
- Fascicule n°61-titre 2- Conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art- programmes de charges et épreuves des ponts routes.
- Fascicule 62 titre V- règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.

Les fondations de notre ouvrage seront dimensionnées au regard de la nature et des caractéristiques mécaniques des sols en place, les calculs seront menés suivant les deux états limites : état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

La méthode utilisée pour le calcul des fondations est la méthode préssiometrique.

La méthodologie pour le calcul des fondations se présente comme suit :

- ✓ Campagne de sondages géotechniques
- ✓ Calcul de la descente de charges : charges permanentes et charges d'exploitations
- ✓ Calcul de la portance des fondations
- ✓ Calcul des tassements.

6.2. Sondages géotechniques

En effet plusieurs sondages et forages ont été effectués et descendus jusqu'à l'intérieur de la roche avec des prélèvements d'échantillons intacts, des essais d'identification (analyse granulométrique, limites d'Atterberg, essai au bleu de méthylène pour les sols argileux ou équivalent de sable pour les sols sablonneux). Il est également réalisé des essais préssiometrique au droit de chaque appui afin de déterminer les contraintes admissibles des sols en place. Nous nous concentrerons beaucoup plus sur les sondages préssiometriques puisque ce sont ses résultats qui vont permettre l'évaluation de la capacité portante de nos fondations.

6.2.1. Sondages préssiometriques.

a. Norme et description de l'essai préssiometrique

Dans le cadre de la présente campagne d'investigations, c'est l'essai préssiometrique Ménard,

objet de la norme française NF P 94.110-1 qui a été utilisé.

C'est un essai de chargement du sol en place réalisé à l'aide d'une sonde cylindrique tri cellulaire et à pression contrôlée. Cette sonde est introduite dans un forage et dilatée radialement. Ceci permet de déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol et la variation du volume de la sonde. Les trois caractéristiques fondamentales déduites de l'essai préssiometrique sont : la Pression Limite (Pl), la Pression de Fluage (Pf) et le Module Préssiometrique.

Le forage d'essai est réalisé au rotary à la boue de bentonite grâce à un taillant à bouton de 64 mm et des tiges de forage R 32 à l'aide d'une sondeuse EUROFOR de marque GEO 305.

La sonde utilisée est une sonde tri cellulaire de 60 mm de diamètre munie d'une gaine toilée renforcée qui protège une gaine caoutchouc qui, gonflée au gaz azote forme deux cellules de garde de part et d'autre de la cellule centrale.

La cellule centrale est dilatable radialement par injection d'eau dont la variation de volume est mesurée au volumètre. Les trois pressions étant égales dans les trois cellules, le champ de déformation reste radial aux extrémités de la cellule de mesure.

La sonde est placée au niveau désiré et les paliers de chargement sont pilotés avec précision par le CPV.

Les résultats des essais préssiometriques des sondages disponibles à ce jour sont :SP0, SP1, SP2, SP4, SP10, SP12 et SP14 (SPn désigne sondage au droit de l'appui n) sont présentés dans les tableaux suivant :

b. résultats des essais.

Ils sont présentés en annexe de ce document, après observation de ces résultats nous avons opté pour des fondations profondes pour plus de sécurité et limiter les effets indésirables de tassement

6.3. Calcul de la descente de charges.

Les charges de calcul prises en compte pour le dimensionnement des fondations résultent de combinaisons des charges permanentes et des charges routières. Ces combinaisons dépendent de l'état limite considéré.

6.3.1. Charges du tablier

Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif des réactions verticales ramenées par le tablier sur les appuis à savoir les piles et les culées.

Tableau : récapitulatif des charges sur les appuis.

désignation	Charges permanentes (t)	Charges d'exploitation (t)				
		A(l)	Bc	Bt	Mc 120	Surcharge de trottoir
Culées	495,52	193,2	140	67,2	117,7	4,5
piles	991,048					9

6.3.2. Charges ramenées par les appuis sur la semelle de liaison

a. Pile :

Le poids de la pile est donné par le poids de tous ses éléments :

- ✓ **Chevêtre** : les dimensions du chevêtre ont été déjà définit dans la phase conception détaillée. Il est de forme rectangulaire de section 2,5 x 1,8 et 12m de long.

$Pch = Vch \times 2{,}5$ Avec :

Pch : poids chevêtre et Vch : volume du chevêtre

$\mathrm{Vch} = \mathrm{s} \times \mathrm{L}$

$\mathrm{Vch} = (2{,}5 \times 1{,}8) \times 12$

$\mathrm{Vch} = 54\mathrm{m}^3$

$\mathrm{Pch} = 54 \times 2{,}5 = 135$

$\mathbf{Pch = 135\ t}$

- ✓ **Colonnes :**

Elles sont circulaires de diamètre d = 1,6 m et de hauteur variable selon l'appui. Nous prenons

h =14m pour l'appui P4 puisque les résultats du levé bathymétrique ne sont pas encore disponible. Le poids **Pc** des colonnes est donné par :

$$Pc = (S \times h \times 2{,}5) \times 3$$

$$= (\frac{\pi \times 1{,}6^2}{4} \times 14 \times 2{,}5) \times 3$$

$$\mathbf{Pc = 211t}$$

Poids total de l'appui P4

$$Pp4 = Pch + Pc$$

$$\mathbf{Pp4 = 346\ t}$$

b. Culée :

Les dimensions des éléments de la culée sont consignées dans la partie conception détaillée de la culée.

$$Pc = \big((2{,}5 \times 0{,}3 \times 12) + (2 \times 2 \times 12)\big) \times 2{,}5 = 142{,}5$$

$$\mathbf{Pc = 142{,}5t}$$

6.4.Combinaison des charges.

ELS : P_{ELS} =G +1,2max (B, A(l), M_{c120}) + Tr

ELU :P_{ELU} =1,35G +1,5(tr max (B, A(l), Mc_{120})

Le tableau ci-dessous présente les résultats de calcul des charges à l'ELS et à l'ELU.

Désignation	Charge à l'ELS (t)	Charge à l'ELU (t)
Pile P4	1539,25	2108,31
Culée C0	835,72	1155,20

Tableau : récapitulatif des charges

6.5. Dimensionnement des pieux (appuis P4)

6.5.1. Choix du type de pieu

Le type de pieux dépend de la nature du sol en place. Pour notre projet nous avons opté pour les pieux forés de car ils sont rapides à réaliser et permettent d'aller jusqu'à la profondeur souhaitée.

6.5.2. Choix du nombre de pieux et de leur diamètre.

Le choix du nombre et de diamètre des pieux résulte d'une optimisation globale de la fondation, tant sur le plan mécanique que sur le plan économique. En règle générale, il est préférable de prévoir un nombre limité de pieux de fort diamètre plutôt qu'une forêt de petits pieux. C'est pourquoi nous optons pour des pieux de 1,6 m de diamètre en une file pour les appuis intermédiaires et en deux files pour les appuis de rive.

6.5.3. Calcul de la capacité portante pour l'appui P4

La résistance du sol fait en principe intervenir deux termes, la résistance ultime mobilisée en pointe du pieu Qpu et la résistance ultime mobilisée le long du fût du pieu Qsu.

Qu = Qpu + Qsu

- ✓ La charge limite de pointe Qpu est déterminée par la relation suivante :

$$\mathbf{Qpu = Kp \times Ple \times A}$$

Avec :

− Kp : facteur de portance pressiométrique ;

− Ple : pression limite nette équivalente ;

− A : Aire de la section du pieu ;

- ✓ La charge limite de frottement latéral Qsu est définie par la formule suivante :

$$\mathbf{Qsu = \pi \times \varphi \times (\Sigma\, qsi \times hi)}$$

Avec :

− qsi : frottement latéral unitaire limite de la couche i ;

− hi : Longueur du pieu dans la couche i ;

− Ø : diamètre du pieu.

NB : la résistance ultime mobilisée le long du fut du pieux est négligeable pour les pieux forés c'est pourquoi on prend **Qsu =0** dans le cadre de ce projet

6.5.3.1.Calcul des différents paramètres

− Ple : pression limite nette équivalente ;

La pression limite nette équivalente *p*LMe* est calculée de manière spécifique, c'est une moyenne définie par :

-a=B/2 si B>1m

-a=0,5 m si B<1m

-b=min (a ; h) où h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse

$$p^*_{LMe}=\frac{1}{3.a+b}\int_{D-b}^{D+3.a} p^*_{LM}(z).dz$$

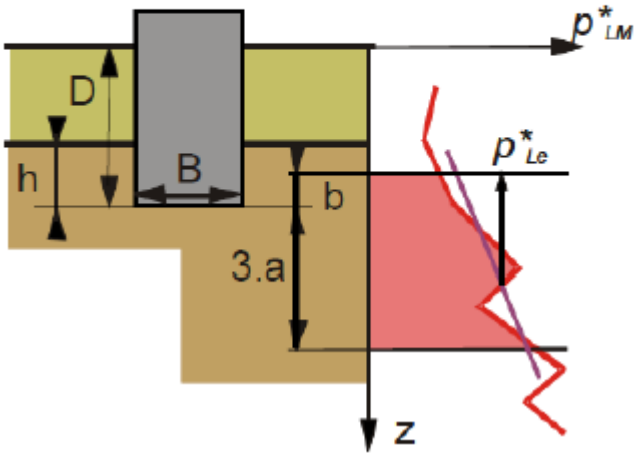


Figure : Définition de la pression limite équivalente

Pour B > 1m on a : a = B/2 ⟶ a=0,8 m.

b= min (a ; h) = min (0,8 ; 1,5) =0,8 m

6.5.3.2. Résultats de calcul

Sont inscrits dans le tableau ci-dessous les résultats de calcul de la pression limite équivalente (Pl*Me) en fonction de la profondeur d'encastrement au point de sondage P4. Pour le reste des appuis la procédure de calcul est la même que dans ce cas.

Tableau : récapitulatif de calcul de la pression limite équivalente

Profondeur d'encastrement D (m)	pl*(bars)	a (m)	b (m)	h (m)	pl*Me (m)
1,5	1,3	0,8	0,8	1,5	1,3
3	6,5	0,8	0,8	1,5	6,5
4,5	11	0,8	0,8	1,5	11
6	12,2	0,8	0,8	1,5	12,2
7,5	47,8	0,8	0,8	1,5	47,8
9	57,5	0,8	0,8	1,5	57,5
10,5	53,2	0,8	0,8	1,5	53,2
12	47,8	0,8	0,8	1,5	47,8
13	40,4	0,8	0,8	1	40,4
15	44,5	0,8	0,8	2	44,5
16,5	44,7	0,8	0,8	1,5	44,7
18	48,9	0,8	0,8	1,5	48,9
19,5	48,7	0,8	0,8	1,5	48,7
21	49	0,8	0,8	1,5	49
22,5	41,2	0,8	0,8	1,5	41,2
25	49	0,8	0,8	2,5	49
26,5	41,5	0,8	0,8	1,5	41,5
28	49,5	0,8	0,8	1,5	49,5

− Kp : facteur de portance pressiométrique

Le facteur de portance Kp dépend du type de sol et du mode de mise en œuvre du pieu.

Les valeurs de Kp sont déterminées à partir du tableau ci-dessous.

Tableau : valeurs des coefficients de portance Kp et Kc.

type de sol			Plage de mesure		Coefficient pour pressiomètre		Coefficient pour pénétromètre	
			p_l (MPa)	q_c (MPa)	k_p (SR)(1)	k_p (R)	k_c (SR)	k_c (R)
argile - limon	A	mou	< 0,7	< 3	1,1	1,4		
	B	ferme	1,2 - 2	3 - 6	1,2	1,5	0,40	0,55
	C	dure (argile)	> 2,5	> 6	1,3	1,6		
sable - grave	A	lache	< 0,5	< 5	1	4,2		
	B	Moyennement compact	1- 2	8 - 15	1,1	3,7	0,15	0,50
	C	dense	> 2,5	> 20	1,2	3,2		
craies	A	molles	< 0,7	< 5	1,1	1,6	0,20	0,30
	B	altérées	1 - 2,5	> 5	1,4	2,2	0,30	0,45
	C	dense	> 3	-	1,8	2,6	-	-
marnes	A	tendres	1,5 - 4	-			-	-
Marno- calcaires	B	compactes	> 4,5	-	1,8	2,6	-	-
Roches	A	altérées(1)	2,5 - 4	-	1,1 à 1,8	1,8 à 3,2	-	-
	B	fracturées	> 4,5	-	-	-	-	-

(1) utiliser la valeur du sol s'apparentant le mieux. SR : pieux mis en place sans refoulement R : pieux mis en place avec refoulement

Les résultats de sondage carotté et pressiométrique au droit de l'appui P4 présentés en annexe nous ont permis de prendre les valeurs de Kp présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau : valeurs de Kp

Profondeur d'encastrement D (m)	**pl*(bars)**	**Coefficient de portance Kp**
1,5	1,3	**1,1**
3	6,5	**1,1**
4,5	11	**1,1**
6	12,2	**1,2**
7,5	47,8	**1,8**
9	57,5	**1,8**
10,5	53,2	**1,8**
12	47,8	**1,8**
13	40,4	**1,8**
15	44,5	**1,8**
16,5	44,7	**1,8**
18	48,9	**1,8**
19,5	48,7	**1,8**
21	49	**1,8**

22,5	41,2	**1,8**
25	49	**1,8**
26,5	41,5	**1,8**
28	49,5	**1,8**

A : Aire de la section du pieu ;

Comme nous l'avons déjà indiqué nous avons opté pour des pieux circulaires de diamètre **d= 1,6 m**

L'aire de la section d'un pieu est donnée par la formule :

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4}$$

$$= \frac{\pi \times 1{,}6^2}{4} = 2{,}0096$$

$$\mathbf{A = 2{,}0096m^2}$$

6.5.3.3. capacité portante d'un pieu

Comme nous l'avons indiqué la résistance ultime mobilisée le long du fût du pieu Qsu est nulle dans le cas des pieux forés. C'est pourquoi nous avons :

Qu = Qpu

- ✓ La charge limite de pointe Qpu est déterminée par la relation suivante :

$$\mathbf{Qpu = Kp \times Ple \times A}$$

Sont présentés dans le tableau ci-dessous la capacité portante d'un pieu en fonction de sa profondeur d'encastrement au point P4.

Tableau : charge ultime d'un pieu en fonction de sa profondeur d'encastrement.

Profondeur d'encastrement D(m)	**pl*Me (m)**	**Kp**	**A (m²)**	**QU**
1,5	1,3	1,1	2,0096	**2,873728**
3	6,5	1,1	2,0096	**14,36864**

4,5	11	1,1	2,0096	**24,31616**
6	12,2	1,2	2,0096	**29,420544**
7,5	47,8	1,8	2,0096	**172,905984**
9	57,5	1,8	2,0096	**207,9936**
10,5	53,2	1,8	2,0096	**192,439296**
12	47,8	1,8	2,0096	**172,905984**
13	40,4	1,8	2,0096	**146,138112**
15	44,5	1,8	2,0096	**160,96896**
16,5	44,7	1,8	2,0096	**161,692416**
18	48,9	1,8	2,0096	**176,884992**
19,5	48,7	1,8	2,0096	**176,161536**
21	49	1,8	2,0096	**177,24672**
22,5	41,2	1,8	2,0096	**149,031936**
25	49	1,8	2,0096	**177,24672**
26,5	41,5	1,8	2,0096	**150,11712**
28	49,5	1,8	2,0096	**179,05536**

6.5.4. Calcul des charges admissibles

On appelle charge admissible d'un pieu la charge maximale que l'on puisse lui appliquer sans risque de rupture et sans que les tassements dépassent une certaine valeur appelée tassement limite.

La charge admissible sera comparée à la charge résultante de la descente de charges. On introduit ainsi la notion des facteurs de sécurité suivant les règles du BAEL. Les efforts (de pointe et frottement latéral) sont affectés des coefficients correcteurs suivants :

Elles sont définies dans le fascicule 62 titre V comme suit :

a. Charges admissibles à l'état limite ultime : ELU

- ✓ Combinaisons fondamentales

$$\text{Qmax} = \frac{\text{Qu}}{1.40}$$

b. Charges admissibles à l'état limite de service : ELS

- ✓ Combinaisons rares

$$Qmax = \frac{Qu}{1.10}$$

- ✓ Combinaisons quasi-permanentes

$$Qmax = \frac{Qu}{1.40}$$

Sont présentés dans le tableau ci-dessous les résultats de calcul de la charge admissible à l'ELS et à l'ELU.

Profondeur d'encastrement D (m)	**La charge ultime QU (t)**	**Charge admissible Qmax**	
		ELU	**ELS**
		Combinaisons fondamentales	**Combinaisons Rares**
1,5	2,873728	2,05266286	2,61248
3	14,36864	10,2633143	13,0624
4,5	24,31616	17,3686857	22,1056
6	29,420544	21,0146743	26,7459491
7,5	172,905984	123,504274	157,187258
9	207,9936	148,566857	189,085091
10,5	192,439296	137,45664	174,944815
12	172,905984	123,504274	157,187258
13	146,138112	104,384366	132,852829
15	160,96896	114,977829	146,335418
16,5	161,692416	115,494583	146,993105
18	176,884992	126,346423	160,804538
19,5	176,161536	125,829669	160,146851
21	177,24672	126,6048	161,133382
22,5	149,031936	106,451383	135,483578
25	177,24672	126,6048	161,133382
26,5	150,11712	107,226514	136,470109

28	179,05536	127,896686	162,7776

Tableau : récapitulatif des charges admissibles

6.5.5. Calcul du nombre de pieux

Le nombre de pieux est obtenu en comparant la charge admissible à la charge obtenu lors de la descente de charges. Ainsi on obtient pour l'appui P4 :

Désignation	Charge à l'ELS (t)	Charge à l'ELU (t)
Pile P4	1539,25	2108,31

Tableau : charge sur P4

Le nombre de pieu n est donné par :

$$n = \frac{\text{charge sur appui}}{\text{charge admissible a laprofondeur d}}$$

- ✓ A l'état limite de service (ELS)

$n = \frac{1539,25}{1328,5} = 1,15$ Pour une profondeur d =13m.

On prend n=3 cela pour permettre de reprendre la charge due à la semelle de liaison.

- ✓ A l'état limite ultime (ELU)

Le nombre de pieux nécessaires pour d=13m à l'état limite ultime est :

$$n = \frac{2108,31}{1043,8} = 2,02$$

$n = 3$

- ✓ Dimension de la semelle.

a. Hauteur de la semelle : la hauteur Hs de la semelle est donnée par :

$Hs = 1,2 \times dp = 1,2 \times 1,6 = 1,92$

On prend

$Hs = 2m$

b. Longueur : l'entraxe des deux pieux est e = 3 x dp

$L = 2e + 2dp = 2 \times 4{,}8 + 3{,}2 = 12{,}8$

$\mathrm{L} = 12{,}8\mathrm{m}$

c. Largeur : pour une file de pieux elle est donnée par :

$\mathrm{l} = 2 \times \mathrm{dp}$

$\mathrm{l} = 2 \times 1{,}6$

$\mathrm{l} = 3{,}2\mathrm{m}$

d. Calcul du poids de la semelle.

Le poids de la semelle est donné par :

$\mathrm{Ps} = \mathrm{L} \times \mathrm{l} \times \mathrm{hs} \times 2{,}5$

$= 12{,}8 \times 3{,}2 \times 2 \times 2{,}5 = 204{,}8$

$\mathbf{Ps = 204{,}8\ t}$

Tableau : récapitulatif du nombre des pieux pour l'appui P4 après la prise en compte du poids de la semelle de liaison.

Profondeur d'encastrement	ELU		ELS	
D=13m	Nombre des pieux	Charge mobilisée (t)	Nombre des pieux	Charge mobilisée (t)
	N=3	$Cm = 3 \times 1043{,}8$ $= \mathbf{3131{,}4}\boldsymbol{t}$	**N=3**	$Cm = 3 \times 1328{,}5$ $= \mathbf{3985{,}5}\boldsymbol{t}$
Charge de comparaison(t)	Cc =1743,8t< Cm. condition vérifiée		Cc =2384,79t<Cm condition vérifiée	

6.5.6. Calcul de la capacité portante pour l'appui C0

La méthode de calcul est la même que dans le cas précèdent. Le tableau ci-dessous présente les résultats de calcul.

					La charge admissible Qmax(t)	
Profondeur	pl*Me (m)	Kp	A (m²)	QU	c-fond	c-rare
1,5	20,16	1,1	0,785	17,40816	12,4344	15,8256
2,6	16,32	1,1	0,785	14,09232	10,0659429	12,8112
4,5	49,92	1,1	0,785	43,10592	30,7899429	39,1872
6	121,6	1,2	0,785	114,5472	81,8194286	104,133818
7	83,2	1,8	0,785	117,5616	83,9725714	106,874182

Tableau : résultat de calcul des pieux au point C0.

6.5.6.1. Calcul du nombre de pieux

Le nombre de pieux est obtenu en comparant la charge admissible à la charge obtenu lors de la descente de charges. Pour plus de stabilité de la culée nous avons opté pour deux files des pieux avec un diamètre de 1m.

Désignation	Charge à l'ELS (t)	Charge à l'ELU (t)
Culée C0	835,72	1155,20

Tableau : charge sur C0

Le nombre de pieu n est donné par :

$$n = \frac{\text{charge sur appui}}{\text{charge admissible a laprofondeur d}}$$

- ✓ A l'état limite de service (ELS)

$n = \frac{835,72}{266,58} = 3,15$ Pour une profondeur d =6.

On prend n=6 cela pour permettre de reprendre la charge due à la semelle de liaison.

- ✓ A l'état limite ultime (ELU)

Le nombre de pieux nécessaires pour d=13m à l'état limite ultime est :

$$n = \frac{1155{,}20}{214{,}97} = 5{,}37$$

$$n = 6$$

- ✓ Dimension de la semelle.

3. Hauteur de la semelle : la hauteur Hs de la semelle est donnée par :

$$Hs \geq 1{,}2 \times dp = 1{,}2 \times 1 = 1{,}2$$

On prend

$$Hs = 1{,}3m$$

4. Longueur : l'entraxe des deux pieux est e = 3 x dp

$$L = 2e + 2dp = 2 \times 3 + 2 = 8$$

on prend $L = 12m$

5. Largeur : pour une file de pieux elle est donnée par :

$$l = 2dp + e$$

$$= 2 \times 1 + 3$$

$$l = 5m$$

1. Calcul du poids de la semelle.

Le poids de la semelle est donné par :

$$Ps = L \times l \times hs \times 2{,}5$$

$$= 12 \times 5 \times 1{,}3 \times 2{,}5 =$$

$$\mathbf{Ps = 78\ t}$$

6.5.6.2. Calcul du nombre de pieux

Tableau : récapitulatif du nombre des pieux pour l'appui C0 après la prise en compte du poids de la semelle de liaison.

Profondeur d'encastrement	ELU		ELS	
D_{ELU} =7m	Nombre des pieux	Charge mobilisée (t)	Nombre des pieux	Charge mobilisée (t)
D_{ELS}=6m	**N=6**	$Cm = 6 \times 214{,}97$ $= \mathbf{1289{,}82t}$	**N=6**	$Cm = 6 \times 266{,}58$ $= \mathbf{1599{,}5}$
Charge de comparaison(t)	Cc =1233,2t<Cm. condition vérifiée		Cc =913,72t<Cm condition vérifiée	

6.6. Calcul de tassement au droit de l'appui P4

Le tassement d'un groupe de pieux donné par la formule de Vesic est :

$$S_{groupe} = S_{1pieu} \times \sqrt{\frac{B}{b}}$$

Avec :

B : largeur du groupe de pieux

b : le diamètre d'un pieu.

6.6.1. Calcul des différents paramètres

- Tassement d'un pieu S_{1pieu}

Le tassement d'un pieu est donné par la formule :

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

Avec :

$\delta =$ la deformation elastique du pieu en cm $= \frac{100QLp}{AE}$

Q : la charge appliquée en kN

A : la section d'un pieu en m^2

Lp : la longueur du pieu en m

E : module d'élasticité du matériau en KPa $=5000(fc28 \times 10^3)^{1/2}$

D : le diamètre du pieu en m

Application numérique :

- Le module d'élasticité du matériau béton

$E = 5000(fc28 \times 10^3)^{1/2}$

$= 5000(30 \times 10^3)^{\frac{1}{2}} = 75000000$

$E = 75000000kPa$

- la deformation elastique du pieu δ en cm

$\delta = \frac{100QLp}{AE}$

$= \frac{100 \times 15995 \times 13}{2{,}0096 \times 75000000} = 0{,}14$

$\delta = 0{,}14cm$

6.6.2. Le tassement d'un pieu en cm

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

$= \frac{1{,}6}{100} + 0{,}14 = 0{,}156$

$\mathbf{S_{1pieu} = 0{,}156cm}$

6.6.3. Le tassement du groupe de pieux

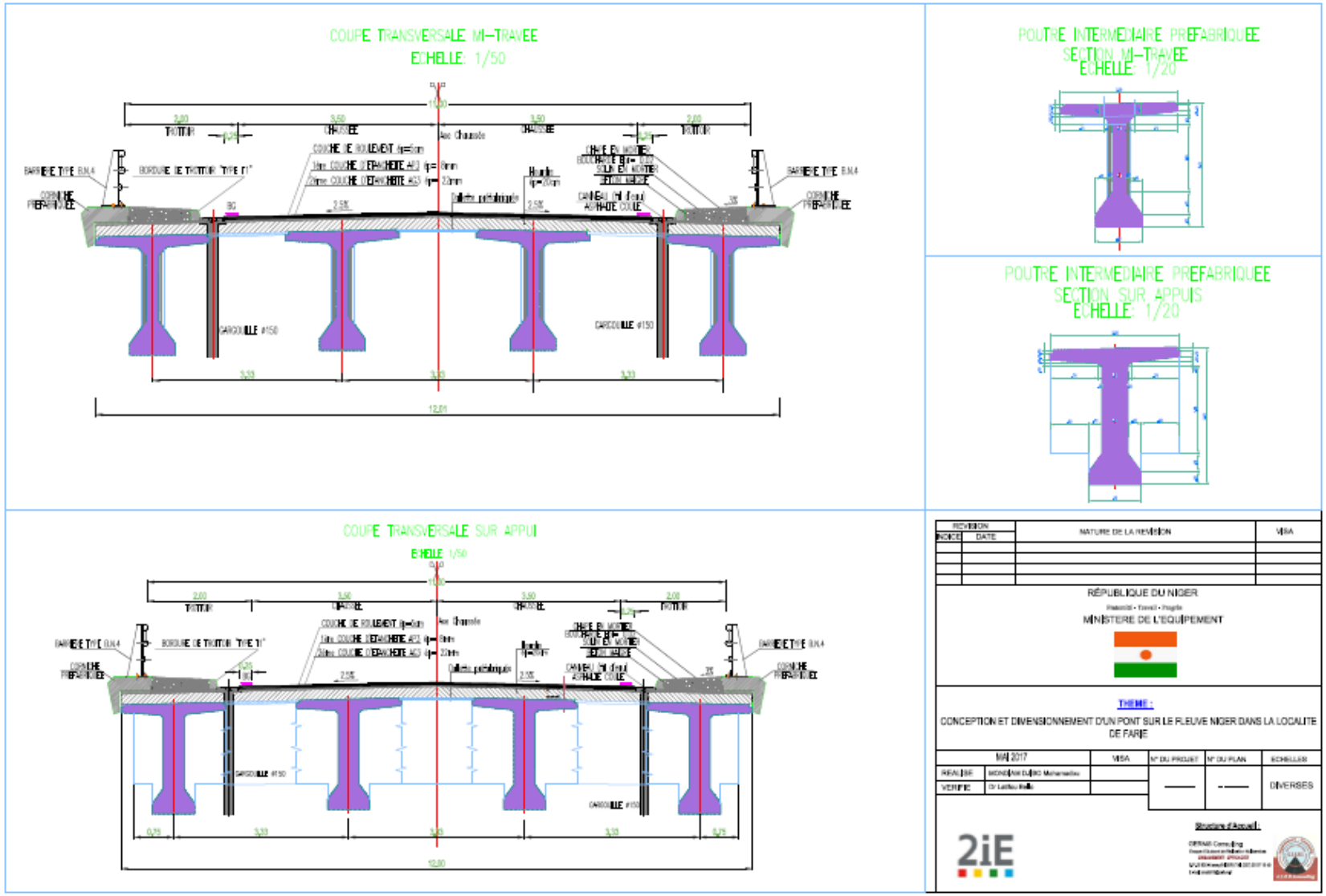
$$S_{groupe} = S_{1pieu} \times \sqrt{\frac{B}{b}}$$

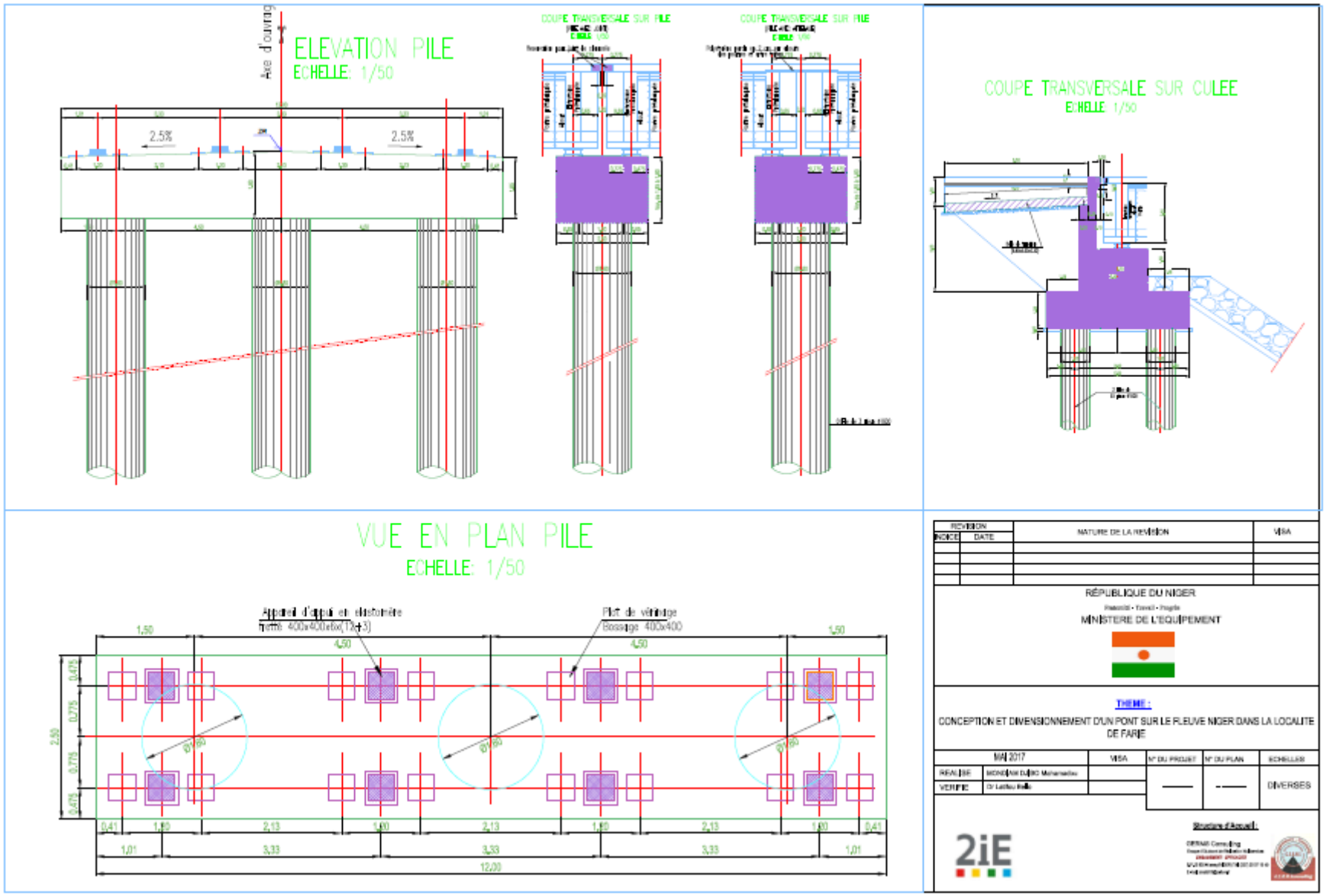
La largeur du groupe pour une file de pieux est $B = 2 \times b$ avec $b =$ diametre d'un pieu

$$S_{groupe} = 0{,}156 \times \sqrt{\frac{3{,}2}{1{,}6}} = 0{,}22$$

$$\mathbf{S_{groupe} = 0{,}22cm}$$

ANNEXE 7: plan de coffrage des appuis et vue en plan de l'ouvrage


COUPE TRANSVERSALE MI-TRAVEE
ECHELLE: 1/50
POUTRE INTERMEDIAIRE PREFABRIQUEE
SECTION MI-TRAVEE
ECHELLE: 1/20
POUTRE INTERMEDIAIRE PREFABRIQUEE
SECTION SUR APPUIS
ECHELLE: 1/20
COUPE TRANSVERSALE SUR APPUI
ECHELLE 1/50
REVISION
INDICE
DATE
NATURE DE LA REVISION
VISA
RÉPUBLIQUE DU NIGER
MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
THEME :
CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN PONT SUR LE FLEUVE NIGER DANS LA LOCALITE DE FARIE
MAI 2017
VISA
N° DU PROJET
N° DU PLAN
ECHELLES
REALISE
VERIFIE
DIVERSES
2iE


ELEVATION PILE
ECHELLE: 1/50
Axe d'ouvrage
2.5%
2.5%
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE
COUPE TRANSVERSALE SUR PILE
COUPE TRANSVERSALE SUR CULEE
ECHELLE: 1/50
VUE EN PLAN PILE
ECHELLE: 1/50
Appareil d'appui en élastomère
Plot de vérinage
1,50
4,50
4,50
1,50
2,40
0,475
0,775
0,775
0,475
0,41
1,80
2,13
1,80
2,13
1,80
2,13
1,80
0,41
1,01
3,33
3,33
3,33
1,01
12,00
REVISION
INDICE
DATE
NATURE DE LA REVISION
VISA
RÉPUBLIQUE DU NIGER
MINISTERE DE L'EQUIPEMENT
THEME :
CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN PONT SUR LE FLEUVE NIGER DANS LA LOCALITE DE FARIE
MAI 2017
VISA
N° DU PROJET
N° DU PLAN
ECHELLES
REALISE
VERIFIE
DIVERSES
2iE