



ETUDES COMPARATIVES DE DEUX VARIANTES DE PONT EN BETON ARME POUR LE FRANCHISSEMENT DU MONO A BOUGOUNI

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

DOUMBIA Boubacar

Travaux dirigés par :

Dr LAWANE GANA Abdou

Enseignant chercheur

Fondation 2ie

Ing COULIBALY Seydina

Ingénieur à I-SEPT

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr Adamah MESSAN

Membres et correcteurs : Dr Abdou LAWANE GANA

Mr Celestin OVONO

Mr Décroly DJOUBISSIE DENOUE

Promotion [2015/2016]

DEDICACES

Au nom d'ALLAH, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux.

- + Je dédie ce travail à cette femme battante, patiente, humble, ma mère GUEYE Aminata, qui un seul instant n'a arrêté de me soutenir, n'a cessé d'être là pour mes frères et moi, ainsi que tous ses proches.*
- + A mon père DOUMBIA Bréhima, ce grand homme, humble, battant, qui s'est toujours sacrifié pour sa famille, celui grâce à qui je me suis retrouvé dans cette école de prestige et qui a consenti des sacrifices énormes pour ma formation.*
- + A ma grande mère BAGAYOKO Nansa pour tout le sacrifice consenti.*
- + A mon grand-père DIALLO Abdoulaye et à toute sa famille.*
- + A mes frères Lassinè, Lamine et Djibril*
- + A tous mes cousins et cousines particulièrement Manthji et Ahmed.*
- + A toute la famille Doumbia à travers le monde.*
- + A toute la famille Guèye à travers le monde.*
- + A tout le personnel du Service d'Etudes Polytechniques, particulièrement l'Ingénieur Génie Civil COULIBALY Seydina.*
- + A tous ces enseignants qui m'ont enseigné depuis le primaire.*
- + A mon grand-père Feu GUEYE Djibril, à ma grand-mère LAM Fatou, à mon oncle GUEYE Lamine, à ma tante GUEYE Binta, à mon oncle Feu GUINDO Seguémo, Feu GUINDO. Que leurs âmes reposent en paix et qu'ALLAH les accueille dans son paradis.*

REMERCIEMENTS

Mes vifs remerciements vont à tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à ma formation en général. Je tiens à remercier particulièrement les personnes qui suivent pour leur disponibilité, leur conseil et encouragement :

- ✚ Docteur LAWANE Abdou, Directeur de Mémoire, Enseignant-chercheur en Génie Civil à la Fondation 2IE pour toute sa disponibilité et son attention à mon égard ;
- ✚ Ingénieur Génie Civil SIDIBE Souley, Directeur Général du bureau d'études ISEPT pour m'avoir accueilli et suivi tout au long de mon stage ;
- ✚ Ingénieur Génie Civil COULIBALY Seydina, qui a su donner le meilleur de lui-même de par sa constante disponibilité, de par ses encouragements et de par sa bonne foi à mon égard ;
- ✚ Ingénieur CISSE Salif, qui m'a accordé ce stage et qui m'a toujours soutenu ;
- ✚ Tout le personnel du Bureau d'Etudes ISEPT ;
- ✚ Tout le corps professoral du 2IE pour la formation de qualité qu'ils nous ont donnée ;
- ✚ Mon grand-père DIALLO Abdoulaye et à toute sa famille, qui m'ont hébergé trois ans durant dans leur famille ;
- ✚ Mes oncles DIOP Alfousseyni, GUEYE Sambaly et GUEYE Manssour pour tous ceux qu'ils ont fait pour moi.
- ✚ Mes amis HAIDARA Badrouline, BITAKUYA Robert, DJIRE Bréma et YANTEKOUA Astride pour avoir toujours été là ;
- ✚ A tous les membres de mon groupe de travail de Master pour tous ceux qu'ils m'ont apportés.

RESUME

Le présent mémoire porte sur les études pour la construction d'un pont pour le franchissement du cours d'eau « Mono » à Bougouni au Sud du Mali, long d'une cinquantaine de mètres et portant une voie de largeur cinq mètres prolongée par deux trottoirs de quatre-vingt centimètres chacun. Cette étude a pour but de comparer deux types d'ouvrage en béton armé à savoir le pont à poutres et le pont dalle en vue de proposer l'ouvrage qui réponde au mieux aux critères techniques, économiques et environnementaux. Le projet s'inscrit dans les objectifs de développement du Gouvernement Malien.

La mission d'études techniques a démarré par une visite de reconnaissance et des levés topographiques du site du projet. Outre ces levés topographiques, des reconnaissances et essais géotechniques ont également été effectués en vue de définir les caractéristiques du sol de fondation. Une étude hydraulique et hydrologique a mis fin à cette phase d'études préliminaires.

A l'issue du dimensionnement structural des deux variantes, les quantités de matériaux ont été évaluées (volume de béton, poids des aciers et surface de coffrage). Les variantes étudiées dans le cadre du présent mémoire sont :

Variante I : un pont à poutres en béton armé en trois travées indépendantes d'une portée principale de quinze mètres, composé de trois poutres transversales solidarisiées par des entretoises d'about et un hourdis. Les appuis intermédiaires sont constitués par des piles colonnes. Quant aux appuis extrêmes, ils sont constitués par des culées remblayées.

Variante II : un pont dalle en béton armé en quatre travées indépendantes avec un tablier constitué d'une dalle d'épaisseur constante. Les appuis intermédiaires sont constitués par des piles colonnes. Quant aux appuis extrêmes, ils sont constitués par des culées remblayées.

Au terme de l'analyse quantitative, qualitative et technico-économique des deux variantes, le pont à poutre est celui qui réponde au mieux aux critères du projet. Son coût de réalisation s'élève à 175.958.947 FCFA TTC contre 183.165.548 FCFA TTC pour le pont dalle.

Le coût du projet s'élève à **cent soixante-quinze millions neuf cent cinquante-huit mille neuf cent quarante-sept FCFA Toutes Taxes Comprises (175.958.947 FCFA TTC)**.

Mots clés : pont à poutres ; pont dalle ; travées indépendantes ; ouvrage en béton armé.

ABSTRACT

This project is about the study for the construction of a bridge crossing the Mono river in south Mali. The bridge spans 50 meters and hosts a roadway 5 meters large with both sides pedestrian walkways of 0,8 meters each.

The purpose of this study is to compare two different concrete bridge types- one consists of beams and the second one consists of slabs- in order to propose the bridge responding to technical, economical and environmental Mali's government requirements.

The technical survey started among others by a site visit, topographic surveys, and geotechnical surveys. Geotechnical survey and hydrology survey was carried out at the end of survey phase in order to determine the soil formation for foundations and the drainage pattern.

The structural dimensioning of the two bridge types has lead to the estimation of materials (Concrete, weight of steel and form work quantity).

Below are the two bridges solutions studied:

Bridge solution 1: a beam bridge made out of reinforced concrete with 3 independent spans 15 meters long each, consisting of 3 transversal beam. The intermediate supports in column piles. The ends supports are made out of abutments.

Bridge solution2: A slab bridge made out of reinforced concrete too with 4 independent spans topped by a slab plate form of constant thickness. Intermediate supports consist of pile columns. Ends supports are made out of abutments.

Quantitative estimates of the two bridge solution has given indicative construction costs for Bridge solution 1: 175.958.947 FCFA and for bridge solution 2: 182.878.808 FCFA.

The total project construction cost estimation is **(175.958.947 FCFA TTC)** all taxes include

Key words: Beam bridge, slab bridge; independent spams; reinforced concrete structures.

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites

CIEH : Centre Interafricain d'Etudes Hydrauliques

CMDT : Compagnie Malienne de Développement du Textile

CNREX-BTP : Centre National de Recherche et d'Expérimentation en Bâtiments et Travaux Publiques

CMD : Coefficient de Majoration Dynamique

CRT : Coefficient de Répartition Transversale

DTU : Documents Techniques Unifiés

EIES : Etude d'Impact Environnemental et Social

ELS : Etat Limite de Service

ELU : Etat Limite Ultime

HA : Haute Adhérence

I-SEPT : Service d'Etudes Polytechniques

NF : Norme Française

ORSTOM : Office de la Recherche Scientifique et Technique d'Outre-Mer

PHE : Plus Hautes Eaux

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

TN : Terrain Naturel

TABLE DES MATIERES

DEDICACES.....	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT	iv
LISTE DES ABREVIATIONS	v
LISTE DES TABLEAUX	8
LISTE DES FIGURES	9
LSTE DES PHOTOS	9
INTRODUCTION.....	10
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D’ACCUEIL, DU PROJET ET DE LA METHODOLOGIE D’ETUDE.....	11
I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D’ACCUEIL.....	11
II. PRESENTATION DU PROJET	12
III. METHODOLOGIE DE L’ETUDE.....	16
CHAPITRE II : ETUDES DE BASE.....	18
I. ETUDES TOPOGRAPHIQUES.....	18
II. ETUDES GEOTECHNIQUES	19
1. Essais de reconnaissance	19
2. Choix et justification du type de fondation	21
III. ETUDES HYDROLOGIQUES.....	21
IV. ETUDES HYDRAULIQUES	23
CHAPITRE III: PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	24
I. PRESENTATION DES VARIANTES	24
II. EQUIPEMENTS DU PONT	25
III. NORMES ET MATERIAUX.....	26
IV. CHOIX DES TYPES D’APPUI.....	27
V. PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES.....	28
1. Predimensionnement du pont à poutres en béton armée	28
2. Predimensionnement du pont dalle armée.....	30
3. Récapitulatif du predimensionnement	32
CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES	33
A. DIMENSIONNEMENT DU PONT A POUTRES EN BETON ARME	33
I. DIMENSIONNEMENT DU HOURDIS DU PONT A POUTRES.....	33

II.	DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	35
III.	DIMENSIONNEMENT DES ENTRETOISES	39
IV.	DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI.....	39
V.	DIMENSIONNEMENT DES CHEVETRES	40
VI.	DIMENSIONNEMENT DES PILES ET DE LEUR FONDATION	40
VII.	DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE	41
B.	DIMENSIONNEMENT DU PONT DALLE ARMEE.....	45
I.	DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE	45
II.	DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI	47
III.	DIMENSIONNEMENT DU CHEVETRE	47
IV.	DIMENSIONNEMENT DES PILES ET DE LEUR FONDATION	47
V.	DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE.....	48
CHAPITRE V : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE, ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL ET ESTIMATION DU COÛT DU PROJET		51
I.	CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE.....	51
1.	Avantages et inconvénients des variantes	51
2.	Analyse quantitative des variantes	52
3.	Analyse technico-économique des variantes.....	52
4.	Choix et justification d'une variante	53
II.	ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL	54
1.	Impacts positifs.....	54
2.	Impacts négatifs.....	54
3.	Mesures d'atténuation	55
III.	ESTIMATION DU COUT DU PROJET	56
CONCLUSION ET RECOMMANDATION.....		57
BIBLIOGRAPHIE		58
ANNEXE I : ETUDES GEOTECHNIQUES.....		67
ANNEXE II : ETUDES HYDRAULIQUES ET HYDROLOGIQUES		73
ANNEXE III : DIMENSIONNEMENT DU PONT A POUTRES.....		86
ANNEXE IV : DIMENSIONNEMENT DU PONT DALLE		203
ANEXE V : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES VARIANTES		265
ANNEXE VI : PLANS DE COFFRAGE ET D'EXECUTION.....		270

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Caractéristiques des échantillons prélevés.	21
Tableau 2 : Caractéristiques du bassin versant du Mono	22
Tableau 3 : Résultats des calculs du débit de projet.....	23
Tableau 4 : Paramètres hydrauliques.....	23
Tableau 5 : Nombre de poutres en fonction de la largeur du tablier.	28
Tableau 6 : Epaisseur du hourdis en fonction de l'entraxe des poutres.....	29
Tableau 7 : Récapitulatif des sections d'aciers du hourdis.....	34
Tableau 8 : Récapitulatif des sollicitations dues aux surcharges routières.....	36
Tableau 9 : Caractéristiques géométriques de la poutre.	36
Tableau 10 : Valeurs des CRT.....	37
Tableau 11 : Sollicitations pondérés par le CRT.....	37
Tableau 12 : Effort tranchant par poutre.	38
Tableau 13 : Sollicitations de calcul des poutres.....	38
Tableau 14 : Récapitulatif des sections d'aciers de la poutre.....	39
Tableau 15 : Récapitulatif des sections d'aciers de l'entretoise.	39
Tableau 16 : Récapitulatif des sections d'aciers du chevêtre.	40
Tableau 17 : Récapitulatif des sections d'aciers de la pile.	41
Tableau 18 : Récapitulatif des sections d'aciers des semelles des piles.....	41
Tableau 19 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur de front.....	42
Tableau 20 : Récapitulatif des sections d'aciers de la semelle.	43
Tableau 21 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur en retour.	43
Tableau 22 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur en retour.	43
Tableau 23 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur en retour.	44
Tableau 24 : Récapitulatif des moments globaux.....	45
Tableau 25 : Sollicitations dues aux charges permanentes.....	45
Tableau 26 : Récapitulatif des sollicitations dans la dalle.....	46
Tableau 27 : Sollicitations de calcul de la dalle	46
Tableau 28 : Récapitulatif des sections d'acier de la dalle.....	46
Tableau 29 : Récapitulatif des sections d'aciers de la pile.	47
Tableau 30 : récapitulatif des sections d'aciers du chevêtre.	48
Tableau 31 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur de front.....	49
Tableau 32: Récapitulatif des sections d'aciers de la semelle.	49
Tableau 33 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur en retour.	49
Tableau 34 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur en retour.	50
Tableau 35 : Avantages et inconvénients des variantes	51
Tableau 36 : Récapitulatif devis quantitatif et estimatif du pont à poutres	56
Tableau 37 : Récapitulatif devis quantitatif et estimatif du pont.....	56

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Organigramme de l'étude	17
Figure 2 : Résultats des essais de carottage.....	19
Figure 3 : Résultats des essais de pénétration dynamique.....	20
Figure 4 : Pont a poutres sous chaussée	24
Figure 5 : Pont dalle armée.....	24
Figure 6 : Graphe de consommation en matériaux.....	52

LSTE DES PHOTOS

Photo 1 : Ancien pont.....	13	
Photo 2 : Ancien pont submergé	Photo 3 : Traversée en saison pluvieuse	14
Photo 4 : Zone projet	14	
Photo 5 : Bassin versant du Mono.....	22	

INTRODUCTION

Socle du développement de tout pays, la route est et demeurera un des facteurs essentiels du développement économique, social et culturel de nos jours. Ne dit-on pas que « la route du développement passe par le développement de la route ». La route de nos jours est le moyen utilisé pour relier les grandes villes à l'intérieur de nos pays et même les pays frontaliers. Cependant, un projet routier nécessite très souvent la construction des ouvrages de franchissement des obstacles naturels ou artificiels tels que les ponts en particulier. C'est dans cette perspective que le gouvernement de l'Etat du Mali a initié le projet de construction d'un ouvrage de franchissement dans le cercle de Bougouni dans la Région de Sikasso. Ce projet financé par le Budget National, s'inscrit dans les objectifs de développement économique et social du Gouvernement du Mali.

Les études de faisabilité technique ont été confiées à la Société d'Etudes Polytechniques et s'intitule « Etudes Techniques pour la réalisation d'un pont sur le Mono au droit de Djérila dans la commune de Bougouni ». C'est dans cette optique que s'inscrit aussi notre projet de fin d'études qui s'intitule « Etudes comparatives de deux variantes de ponts en béton armé pour le franchissement du « Mono » à Bougouni ».

La Maîtrise d'ouvrage du projet est confiée à la Direction Régionale du Budget de Sikasso à travers l'appui technique de la Direction Régionale du Génie Rural de Sikasso.

Les résultats attendus à l'issue de ces études sont globalement la proposition d'un pont en béton armé économique et techniquement réalisable ainsi que les notes de calcul, le devis quantitatif et estimatif, l'étude d'impact environnemental et social des deux variantes ainsi que les plans de ferrailage de la variante retenue.

Le présent rapport qui restitue les résultats de ces études, est organisé en cinq chapitres :

- ✚ Le premier chapitre présente la structure d'accueil, le projet et la méthodologie.
- ✚ Le deuxième chapitre traite des études de base à savoir l'étude topographique, l'étude géotechnique, l'étude hydraulique et hydrologique.
- ✚ Le troisième chapitre traite des variantes d'études et de leur predimensionnement ;
- ✚ Le quatrième chapitre traite du dimensionnement des variantes ;
- ✚ Le cinquième chapitre est consacré au choix du type d'ouvrage, à l'étude d'impact environnemental et social (EIES) ainsi qu'à l'estimation du cout du projet.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL, DU PROJET ET DE LA METHODOLOGIE D'ETUDE

Ce chapitre est consacré à la présentation de la structure d'accueil, à la présentation du projet dans son ensemble et à la méthodologie adoptée pour cette étude.

Le stage s'est déroulé de mi-juillet à début décembre dans l'enceinte du Service d'Etudes Polytechniques à Bamako.

I. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

La formation d'ingénieur à l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement se clôture par un stage obligatoire en entreprise ou en bureau d'études pour l'élaboration du mémoire de fin d'études. C'est dans ce contexte que la Société d'Etudes Polytechniques (I-SEPT) nous a accueillis pour notre stage de fin d'études par le biais de son Directeur Général Ingénieur SIDIBE Souley.

Dans ce qui suit, est présentée la structure d'accueil à travers son historique et sa mission, ses domaines d'intervention et ses prestations.

Historique et mission

Créé en 1993, la SOCIETE D'ETUDES POLYTECHNIQUES "I-SEPT" est une Société à Responsabilité Limitée (SARL) de droit malien régie par la loi 92-002 du 27 Août 1992.

Elle est affiliée à l'Ordre des Ingénieurs Conseils du Mali et a souscrit à une assurance de couverture des risques professionnels auprès de la compagnie d'assurances « LAFIA », une institution financière agréée au Mali dont le siège social est à Bamako.

Sa mission principale est la réalisation de prestations d'ingénieurs conseils pour le compte de maîtres d'ouvrages publics ou privés.

Elle a comme vocation, la réalisation de prestations d'ingénieurs conseils pour le compte de maîtres d'ouvrages publics ou privés.

Les domaines d'intervention d'I-SEPT

La Société d'Etudes Polytechniques intervient dans plusieurs domaines de développement dont les plus importants sont :

- ✓ Aménagements hydro - agricoles,
- ✓ Environnement et développement durable,
- ✓ Adduction d'eau et Assainissement,

- ✓ Bâtiments,
- ✓ Infrastructures de transport principalement les chaussées et les ouvrages d'art,
- ✓ Urbanisme,
- ✓ Voiries et réseaux divers,
- ✓ Evaluation des projets,
- ✓ Expertises immobilières,
- ✓ Développement de logiciel,
- ✓ Cadastre.

Les prestations d'I-SEPT

La Société d'Etudes Polytechniques assure plusieurs prestations parmi lesquelles nous pouvons retenir :

- ✓ L'assortiment de services fournis par I-SEPT est le suivant:
- ✓ Etudes d'avant-projets sommaires et détaillés (APS - APD),
- ✓ Elaboration des spécifications techniques détaillées (STD),
- ✓ Etablissement des plans d'exécution des ouvrages (PEO),
- ✓ Elaboration des dossiers de consultation des entreprises (DCE),
- ✓ Assistance dans l'élaboration des marchés de travaux (AMT),
- ✓ Surveillance et contrôle général des travaux (SCGT),
- ✓ Pilotage et ordonnancement des travaux (POT),
- ✓ Elaboration du dossier des ouvrages exécutés (DOE).

II. PRESENTATION DU PROJET

1. Contexte et justification du projet

Le Gouvernement de la République du Mali a engagé des efforts considérables parmi lesquels le développement des collectivités, la décentralisation, le désenclavement et la protection de l'environnement. Malgré les résultats déjà enregistrés dans la mise en œuvre de ces politiques, les perspectives pour une amélioration du cadre de vie des populations restent tributaires des faiblesses des moyens de l'Etat et de la programmation des interventions selon les secteurs de priorité des populations.

Dans le souci de soutenir, renforcer et sécuriser les actions déjà entreprises par le gouvernement du Mali, la Direction Régionale du Budget de Sikasso a entrepris la construction d'un pont sur un affluent du fleuve Baoulé appelé « Mono » dans la commune

rurale de Kokélé, cercle de Bougouni, région de Sikasso.

Le pont sur le Mono constitue un trait d'union entre quatre communes du cercle de Bougouni à savoir Bougouni-Dogo-Kokélé-Sido. La traversée du cours d'eau est assurée actuellement par une batterie de buses métalliques (**Photo 1**). Cet ouvrage est submersible en période de crue (**Photo 2**), obligeant ainsi les populations des deux rives à faire un long détour en passant par Sido pour rallier l'une ou l'autre des rives, ce qui constitue une véritable perte en coût et durée. Quant aux piétons ou motocyclistes, ils sont obligés de traverser la rivière en empruntant des pirogues en période de crue (**Photo3**).

C'est donc dans cette optique que s'inscrit la réalisation d'un pont sur le Mono qui permettra aux populations de ces quatre communes de développer leurs activités en toute saison, de diminuer le coût de transport des marchandises en saison pluvieuse en évitant un long détour et d'améliorer la sécurité au droit du franchissement de la rivière.



Photo 1 : Ancien pont



Photo 2 : Ancien pont submergé



Photo 3 : Traversée en saison pluvieuse

2. Localisation de la zone de projet

La zone du projet est située à Djérila dans le cercle de Bougouni (Région de Sikasso) à 170km au sud-est de Bamako (capitale du Mali). Le village de Djérila est situé à 16km au nord de la ville de Bougouni. Il est traversé par le cours d'eau Mono qui est un affluent du fleuve Baoulé. Le site du pont a les coordonnées 11°34'34,82'' N en latitude et 7°24'16,10''W en longitude.

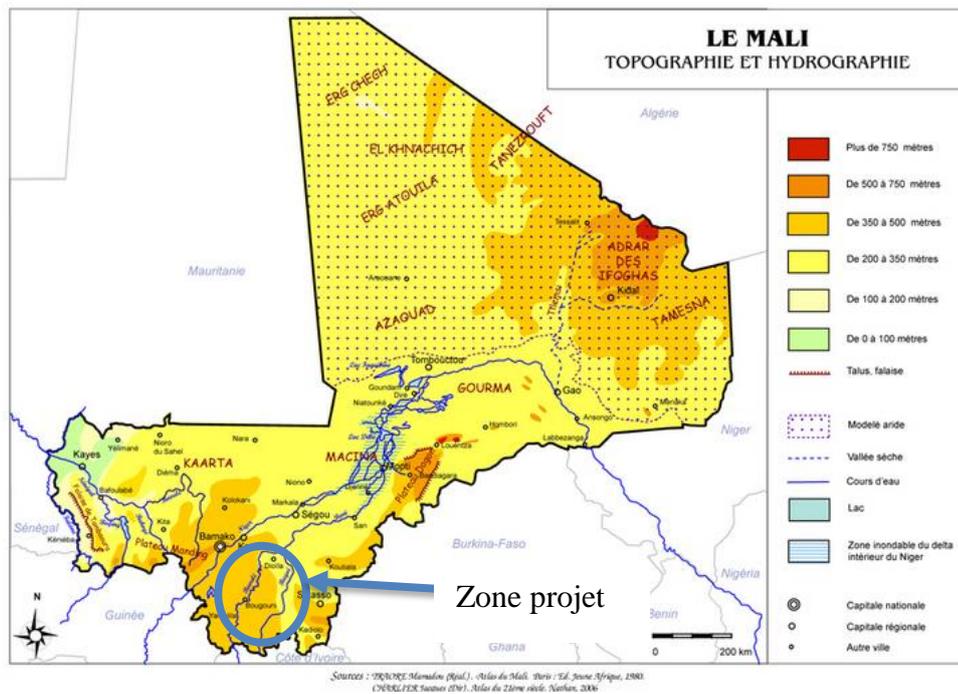


Photo 4 : Zone projet

3. Caractéristiques physiques de la zone du projet

Climat

Le cercle de Bougouni est caractérisé par un climat soudanien et connaît l'alternance de trois saisons : une saison pluvieuse de mai à octobre avec une pluie abondante annuelle de plus de 1000mm par an ; une saison froide de novembre à janvier et une saison sèche de février à avril. Les températures moyennes varient entre 25 et 32°C, le mois le plus chaud étant le mois d'avril.

Végétation

La végétation est composée de savanes boisées avec des grands arbres et de hautes herbes. On y rencontre essentiellement le baobab, le caïcédrat, le néré, le tamarinier, etc...

Géologie et l'hydrographie

Deux cours d'eaux à savoir le Mono et le Bagoué longent la commune. Ils offrent des opportunités de culture de riz et de maraichage à la population locale.

Quant à la géologie, on retient que la zone du projet est constituée d'aquifères de type fissuré à faible perméabilité.

4. Objectifs généraux de l'étude

L'objectif général est la construction d'un ouvrage de franchissement sur la rivière Mono afin d'assurer le trafic en toute saison donc entièrement insubmersible. Il s'agit donc de proposer et réaliser un ouvrage qui permettra la liaison des quatre communes en toute saison et en toute sécurité afin de leur éviter des détours par Sido en période de crue. Aussi cet ouvrage devra pouvoir assurer le passage des camions de l'usine de la Compagnie Malienne de Développement de Textile (CMDT) du Mali qui est un maillon essentiel du développement économique de la ville.

5. Objectifs spécifiques de l'étude

Les objectifs spécifiques sont entre autres :

- ✓ Elaborer les notes de calcul du pont à poutres en béton armé et du pont dalle armée ;
- ✓ Etablir le devis quantitatif et estimatif des deux variantes ;
- ✓ Mener une étude d'impact environnemental et social de la variante retenue ;
- ✓ Proposer l'ouvrage répondant aux critères économiques et techniques ;
- ✓ Proposer les plans d'exécution de l'ouvrage le plus économique.

III. METHODOLOGIE DE L'ETUDE

1. Matériels

Recherche et synthèse documentaire

Elle consiste à regrouper tous les documents scientifiques ayant traité la même thématique auparavant. Nous avons donc fait une synthèse bibliographique auprès des auteurs ayant traité les projets d'ouvrage d'art en particulier tout ce qui a trait aux ponts pour pouvoir mener à bien notre étude.

Collecte des données

Les données collectées dans le cadre de la réalisation de ce projet sont les suivantes :

- ✓ Les plans des levés topographiques ;
- ✓ Les résultats des essais géotechniques ;
- ✓ Le trafic
- ✓ Les normes et spécifications de calcul des ponts en béton armé.

2. Méthode

La méthodologie adoptée pour la réalisation des études est présentée sur l'organigramme de la figure 1 qui suit :

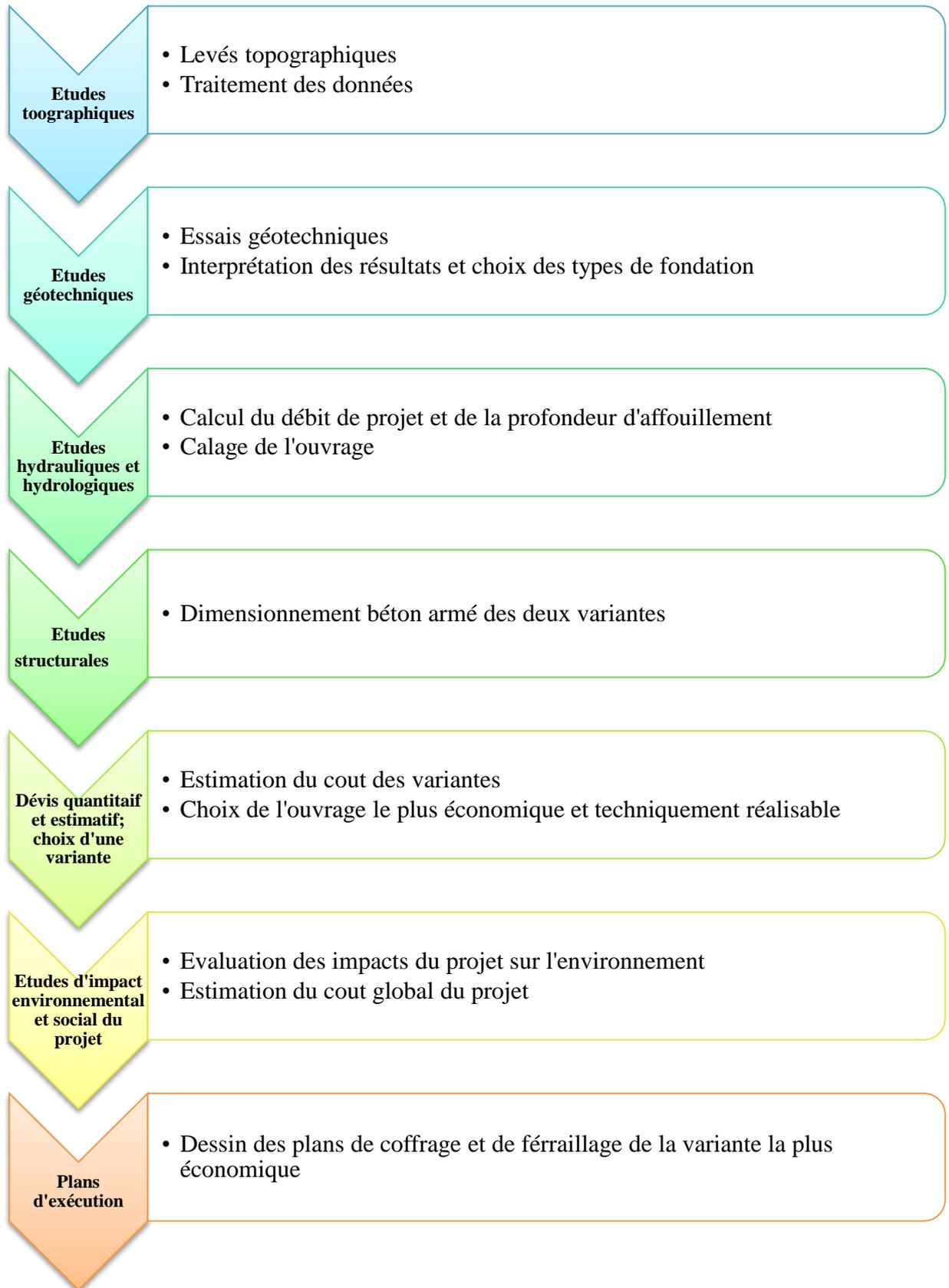


Figure 1 : Organigramme de l'étude

CHAPITRE II : ETUDES DE BASE

Ce chapitre est consacré aux études de base à savoir les études topographiques, géotechniques, hydrologiques et hydrauliques. Le plan du chapitre est le suivant :

- ✚ Les études topographiques pour le choix du site de l'ouvrage ;
- ✚ Les études géotechniques pour le choix du type de fondation ;
- ✚ Les études hydrologiques pour la détermination du débit de projet ;
- ✚ Les études hydrauliques pour le calage de l'ouvrage.

I. ETUDES TOPOGRAPHIQUES

Les études topographiques défissent la configuration morphologique du terrain. Elles permettent de définir un tracé en plan et en long de l'ouvrage. Sur les plans topographiques sont indiquées les aires disponibles pour l'installation du chantier, les aires de stockage des matériaux, les aires de préfabrication et de façonnage des aciers.

1. Levés topographiques

Une brigade topographique a réalisé les levés topographiques après une prise de contact avec le représentant du collectif des quatre maires. Les levés ont consisté à :

- ✓ Implanter la polygonale de base ;
- ✓ Lever le profil en long de l'axe de la piste Djérila-Doualé passant par l'ouvrage existant ;
- ✓ Lever les profils en travers suivant un quadrillage de 20x20m sur une emprise de 20m de part et d'autre de l'axe de la piste avec l'intégration des points particuliers ;
- ✓ Levé de densification des points sur le pont existant ;
- ✓ Implantation des bornes de part et d'autre des berges ;
- ✓ Levé de la piste jusqu'aux panneaux de signalisation du pont de part et d'autre.

2. Courbes de niveau

Les courbes de niveau ont une côte maximale de 420m et une côte minimale de 311,15m. Au droit du site, le lit mineur est à la côte de 311,25m.

3. Choix du site d'implantation du pont

Le nouveau pont sera situé en aval de l'existant pour les raisons suivantes :

- ✓ Limitation des mouvements de terrain pour l'aménagement de la voie d'accès ;
- ✓ Largeur de la brèche moins importante qu'à l'amont ;

- ✓ Raccordement plus facile à la piste existante ;
- ✓ Limitation des impacts sur le site du projet lors de l'aménagement de la voie d'accès.

II. ETUDES GEOTECHNIQUES

Les données géotechniques constituent des éléments fondamentaux dans tout projet d'ouvrage d'art car elles conditionnent le choix du type de fondation des appuis et même le choix du type d'ouvrage pour le franchissement. C'est dans cette optique qu'une campagne d'essais géotechniques a été réalisée conformément aux termes de référence de l'étude par le Centre National de Recherche et d'Expérimentation en Bâtiment et Travaux Publics (CNREX-BTP).

1. Essais de reconnaissance

La reconnaissance a été faite par l'exécution de :

- ✓ Deux essais de carottage
- ✓ Neuf essais de pénétration dynamique suivant la norme NF P 94-114.
- ✓ Un essai de cisaillement rectiligne.

✚ Essais de carottage

Le carottage permet d'extraire des échantillons intacts de roche ou d'argile pour l'examen visuel et pour effectuer des essais de compression simple ou cisaillement. Le sondage se fait par un tube carottier simple ou double couronne diamantée de diamètre intérieur 100mm.

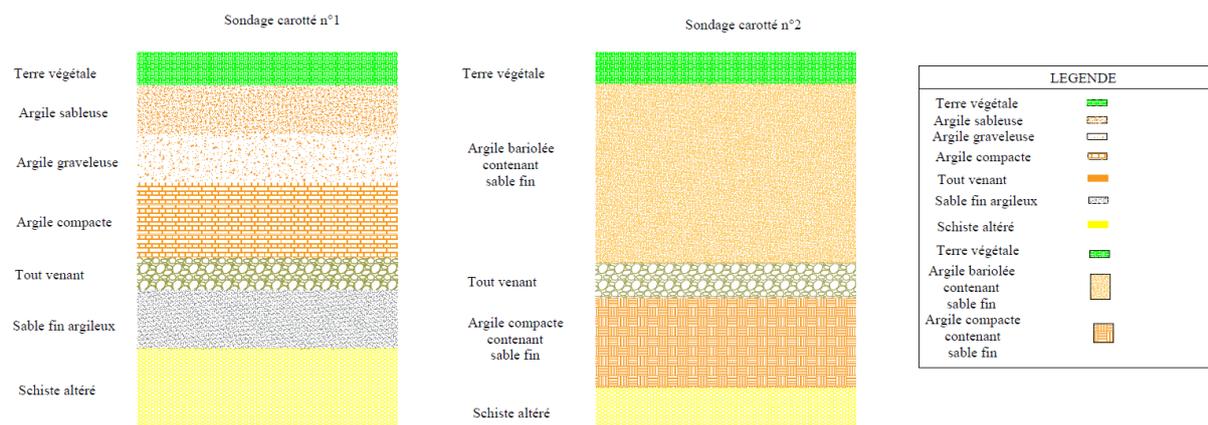


Figure 2 : Résultats des essais de carottage

- ✓ Le sondage carotté N°1 montre que le sol en place est argileux sur une grande profondeur. Nous rencontrons du tout-venant sur une faible profondeur soit sur 30cm. A partir de 7,3m, nous avons un mélange de sable et d'argile à faible proportion. A partir de 10m, nous avons du schiste.

- ✓ Le sondage carotté N⁰2 montre qu'on a de l'argile bariolée contenant du sable fin jusqu'à 7m de profondeur. Au-delà, nous avons du tout-venant sur 30cm de profondeur ainsi que de l'argile compacte avec une faible proportion de sable fin de 7,3 à 10m. A partir de 10m, nous avons du schiste altéré.

En conclusion, les deux essais montrent que le sol de fondation est argileux jusqu'à 10m de profondeur environ.

✚ Essais de pénétration dynamique

Cet essai permet d'obtenir en continu la résistance à la rupture dynamique (R_d) du sol traversé par tranches de 10cm en enfonçant un train de tiges.

Cette résistance est exprimée en Méga-Pascal (MPa) est donnée par la formule suivante :

$$R_d = Kn/e$$

- ✓ K : constante (daN/cm) ;
- ✓ n : nombre de coups ;
- ✓ e : enfoncement (cm).

Les essais n'étant pas réalisés aux mêmes points, les résultats sont différents dans l'ensemble. Cependant, les résultats obtenus sont en accord avec ceux des sondages car les contraintes sont croissantes ce qui montre que la qualité du sol évolue. Les résistances dynamiques de pointe du sol tournent autour de 5,76MPa à 7,68MPa jusqu'à 3m de profondeur.

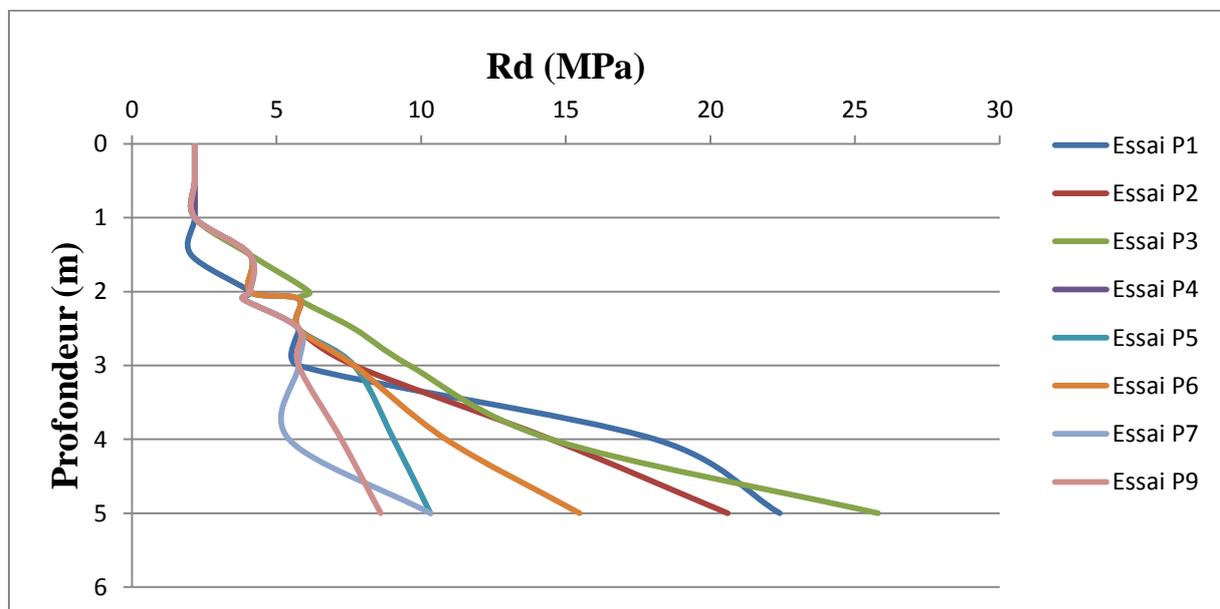


Figure 3 : Résultats des essais de pénétration dynamique

✚ Essais de cisaillement rectiligne

Les échantillons prélevés lors des sondages manuels (puits à ciel ouvert ont été soumis aux essais suivants :

- ✓ Mesure de la teneur en eau naturelle
- ✓ Densité humide apparente
- ✓ Cisaillement rectiligne.

Les résultats des essais de cisaillement rectiligne confirment ceux des essais de carottage et de pénétration dynamique. Les mêmes sols ont été rencontrés comme dans le cas du sondage carotté et les mêmes contraintes comme dans le cas de l'essai de pénétration dynamique.

Les essais de ces essais sont regroupés dans le tableau n°1.

Tableau 1 : Caractéristiques des échantillons prélevés.

Numéro échantillons prélevés	Profondeur prélèvement (m)	Densité humide γ_h (t/m ³)	Densité sèche γ_d (t/m ³)	Teneur en eau W(%)	Angle de frottement ϕ (°)	Cohésion des sols (t/m ²)	Natures des sols prélevés
1	7,3 – 10	2,14	2,09	1,91	32	11,21	Sable fin argileux
2	9 - 13	2,23	1,99	11,57	22,5	8,53	Argile compacte contenant sable fin

2. Choix et justification du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des caractéristiques du sol support de l'ouvrage. A la lumière des résultats des essais géotechniques effectués par le CNREX-BTP, il ressort des contraintes relativement bonnes à faible profondeur. Par conséquent, il a été retenu la réalisation des fondations superficielles pour les appuis. De plus, les essais géotechniques n'ont pas révélé la présence de nappe phréatique. Enfin, ce choix est très intéressant en ce sens que la réalisation des fondations superficielles est une technique bien maîtrisée par les entreprises locales ce qui est l'un des objectifs du projet à savoir l'utilisation des compétences et moyens locaux.

III. ETUDES HYDROLOGIQUES

L'étude hydrologique a pour but la détermination du débit de projet pour le calage de l'ouvrage qui en période de crue doit demeurer insubmersible. Dans cette partie, il sera question de délimiter le bassin versant du Mono afin d'avoir ses caractéristiques et ensuite

déterminer le débit de projet pour le calage de l'ouvrage.

Les calculs hydrologiques sont présentés en **Annexe II**.

1. Caractéristiques du Bassin Versant du Mono

Pour cela, nous avons délimité le bassin du cours d'eau Mono (**Photo 4**) que l'ouvrage doit franchir à l'aide des logiciels Google Earth et Global Mapper afin d'avoir ses caractéristiques qui sont des données essentielles dans le cadre de l'étude hydrologique.

Les caractéristiques du bassin versant après délimitation sont regroupées dans le tableau n^o2.

Tableau 2 : Caractéristiques du bassin versant du Mono

Surface S (km ²)	Périmètre P (km)	Longueur du rectangle équivalent L (km)	Altitude maximale Z _{max} (m)	Altitude minimale Z _{min} (m)	Indice global de pente corrigé I _{corr} (m/km)
1423,6	277,73	127,72	420	311,15	2,58

Sur la photo n^o5, nous avons le bassin versant du Mono.

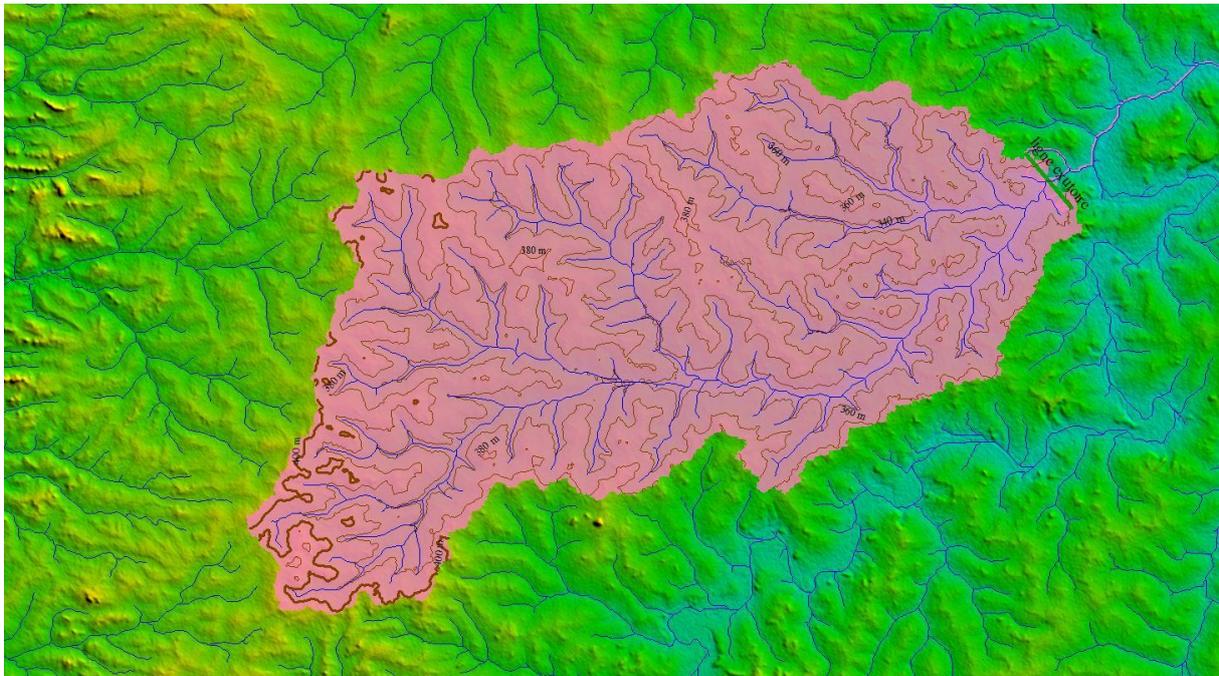


Photo 5 : Bassin versant du Mono

2. Calcul du débit de projet

Le débit de projet a permis d'avoir la cote des plus hautes eaux afin de pouvoir bien caler notre ouvrage pour qu'elle ne soit pas submergée lors des crues. La période de retour retenue est T = 100ans.

Le débit de projet a été calculé à l'aide de deux méthodes à savoir la méthode ORSTOM et la méthode CIEH (**Voir Annexe II**). Quant aux valeurs des pluies décennales et centennales, elles ont été obtenues après une analyse fréquentielle des pluies journalières maximales de la

ville de Bougouni de 1980 à 2010, fournies par la station météorologique de Bamako (**Voir Annexe II**). Les résultats de ces études sont regroupés dans le tableau n^o3.

Tableau 3 : Résultats des calculs du débit de projet

Désignation	Valeurs
Pluie décennale humide P_{10} (mm)	103,51
Pluie centennale humide P_{100} (mm)	141,49
Coefficient d'abattement A	0,68
Coefficient de ruissellement décennal K_{r10} (%)	16,96
Temps de base décennal T_{b10} (min)	3971,72
Débit décennal Q_{10} (m ³ /s)	106,23
Coefficient de Gradex C	3,44
Débit de projet Q_{100} (m ³ /s) par la méthode ORSTOM	365,79
Débit de projet Q_{100} (m ³ /s) par la méthode CIEH	743,75

Le débit calculé par la méthode ORSTOM donne un débit de 365,79m³/s alors que par la méthode CIEH, le débit est 743,75m³/s. Il y a une grande différence entre ces deux valeurs de débit. Le débit de projet sera donc la valeur moyenne de ces deux débits.

Alors : $Q_{\text{projet}} = 554,77\text{m}^3/\text{s}$.

IV. ETUDES HYDRAULIQUES

L'étude hydraulique a pour but la détermination de la cote des plus hautes eaux pour le calage de l'ouvrage.

La profondeur d'affouillement a été calculée pour déterminer la profondeur d'ancrage des fondations, le remous pour évaluer la surélévation du plan d'eau dû à l'implantation de l'ouvrage dans le lit du cours d'eau ainsi que le tirant d'air pour éviter d'avoir des corps flottants (trunks d'arbre) de heurter l'intrados du tablier en cas de crue et d'avoir les appareils d'appui qui sont en élastomère fretté en dehors des eaux.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe II**.

Les résultats sont regroupés dans le tableau n^o4.

Tableau 4 : Paramètres hydrauliques.

Désignation	Valeurs
Profondeur normale y_n (m)	4,07
Profondeur critique y_c (m)	2,49
Remous (m)	0,13
Affouillement total (m)	1,00
Tirant d'air (m)	2,00
Cote de Plus Hautes Eaux PHE (m)	316,2
Cote Intrados (m)	318,20
Cote projet (m)	319,31

CHAPITRE III: PRESENTATION ET PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

I. PRESENTATION DES VARIANTES

✚ Présentation de la variante I : Le pont à poutres en béton armé

C'est un pont dont le tablier est constitué de poutres longitudinales en béton armé préfabriquées ou coulées sur place, de hauteur constante et solidarisées par des entretoises en travées ou sur appui (entretoises d'about) et par un hourdis supérieur dont l'épaisseur est fonction de l'entraxe des poutres selon Calgaro. La portée principale de ce type de pont varie entre 15 et 25 mètres. Les travées peuvent être indépendantes ou continues.

Au regard des critères de choix technique cités ci-dessus, la variante I sera un pont à trois travées indépendantes de portée principale $L = 15\text{m}$.

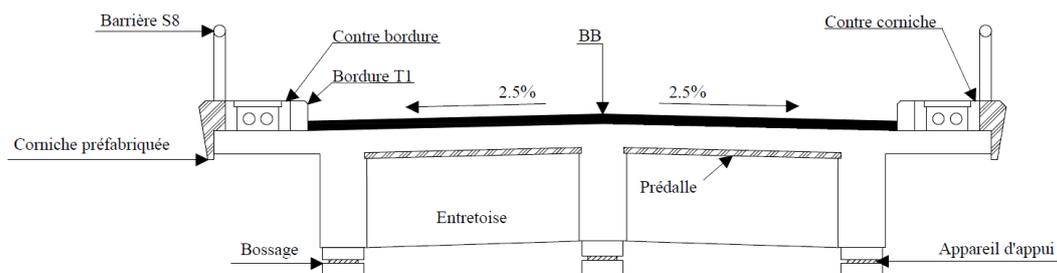


Figure 4 : Pont à poutres sous chaussée

✚ Présentation de la variante II : Le pont dalle en béton armé

Le pont dalle armée est constitué d'une dalle d'épaisseur constante en béton armé avec ou sans encorbellement latéraux. Sa portée principale est inférieure à 15 mètres, au-delà il devient onéreux. Il est toujours coulé sur cintres et peut comporter plusieurs travées selon les caractéristiques de la voie à franchir. Les travées peuvent être indépendantes ou continues. Au regard des critères de choix technique cités ci-dessus, la variante II sera un pont à quatre travées indépendantes de portée principale $L = 11,25\text{m}$.

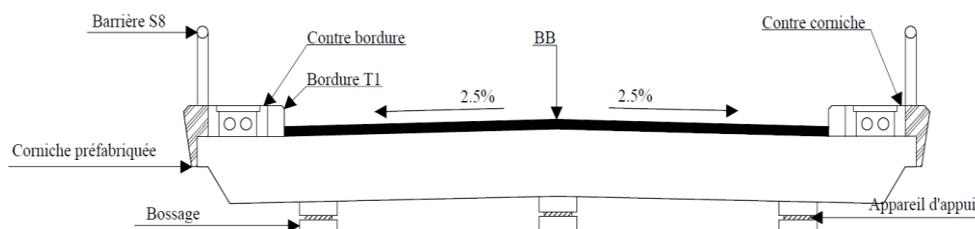


Figure 5 : Pont dalle armée

II. EQUIPEMENTS DU PONT

✚ Le revêtement et l'étanchéité

L'étanchéité a pour rôle de protéger le tablier contre l'agression des eaux pluviales susceptibles de s'infiltrer et ainsi corroder ses armatures. Quant à la couche de roulement, elle doit présenter un bon uni pour le confort des passagers et être en adhérence parfaite avec le système d'étanchéité.

Pour les deux variantes, le tablier sera recouvert d'une couche de revêtement en béton bitumineux de huit centimètres ainsi que d'une couche d'étanchéité de trois centimètres.

✚ Le trottoir

Il permet de protéger les piétons contre les véhicules en les isolant par une simple surélévation d'une vingtaine de centimètre par rapport au niveau de la chaussée. Elle sert aussi de passage des câbles électriques ou autres.

Pour les deux variantes, le trottoir aura une largeur de quatre-vingt centimètre avec deux tuyaux de diamètre cent millimètres pour assurer le passage éventuel des câbles électriques.

✚ Les joints de chaussée

Ils permettent d'assurer la continuité entre les travées dans le cas d'un ouvrage à travées indépendantes et aussi entre le tablier et la chaussée adjacente. Ils doivent bien être mis en place pour permettre une continuité de la couche de roulement et ne pas être une source de gêne pour les passagers.

✚ Les appareils d'appui

Le tablier repose sur les appuis par l'intermédiaire des appareils d'appui. Ils ont donc pour rôle la transmission des efforts du tablier aux différents appuis. Nous utiliserons des appareils d'appui en élastomère fretté qui sont constitués de plusieurs couches d'élastomères avec interposition de tôles de frettage en acier.

✚ Les corniches

Elles ont un rôle esthétique et de protection des bords libres du tablier contre les eaux de pluie. Elles peuvent être préfabriquées ou coulées en place. Dans le cadre de notre projet, nous optons pour des corniches préfabriquées.

✚ Les garde-corps

Ils ont pour rôle la protection des piétons contre une chute éventuelle dans l'obstacle. Nous allons utiliser des garde-corps de type S8.

+ La dalle de transition

Elle a pour rôle essentiel d'éviter le tassement du remblai situé à l'arrière du mur garde grève. Elle assure donc la continuité entre le remblai d'accès à l'ouvrage et le tablier en toute sécurité. Elle est coulée sur un béton de propreté avec une épaisseur constante de trente centimètres.

+ Les gargouilles

Sur un tablier, l'évacuation des eaux étant nécessaire non seulement pour la sécurité des usagers mais aussi pour la durabilité de la structure, nous avons prévu des gargouilles de diamètre vingt centimètres au milieu de chaque travée de part et d'autre de l'axe du pont, à côté des bordures, pour la collecte des eaux.

III. NORMES ET MATERIAUX

Pour les deux variantes, les normes et les matériaux suivants seront utilisés pour le calcul des éléments.

1. Références et règlements de calcul

Les calculs sont établis selon les prescriptions des documents ci-dessous :

- ✓ Fascicule 62 titre V Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie civil ;
- ✓ DTU 13.1 Fondation ;
- ✓ BAEL 91 modifié 99;
- ✓ Conception des ponts dalles en béton armé du SETRA.

2. Programme de charges

Les charges prises en compte dans le présent projet sont celles définies par le Fascicule 61 Titre II, à savoir :

- ✓ Les charges à caractère normal : A(l), Bc et Br ;
- ✓ Les charges à caractère particulier : Mc120 et Me120.

3. Caractéristiques des matériaux

+ **Ciment** : le ciment utilisé devra répondre aux normes NF P 15-299, NF P 15-300 et NF P 15-301.

Le ciment utilisé pour toutes les superstructures en béton armé sera du type CPA 45 et du type CDF, CLC ou CLK pour les fondations.

+ **Béton** : le béton utilisé sera de deux types à savoir du B35 pour le tablier et du B25 pour les appuis. Les caractéristiques de ces bétons sont les suivants :

- **Tablier** : poutres, entretoises, dalle et hourdis.
 - ✓ Type de béton : B35
 - ✓ Dosage : 450kg/m^3
 - ✓ Résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge : 35MPa
 - ✓ Résistance caractéristique à la traction à 28 jours d'âge : 2,7Mpa.
- **Appuis** : piles, culées, chevêtres et fondations.
 - ✓ Type de béton : B25
 - ✓ Dosage : 350kg/m^3
 - ✓ Résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge : 25MPa
 - ✓ Résistance caractéristique à la traction à 28 jours d'âge : 2,1Mpa.

✚ **Acier**

Les aciers seront du type Haute Adhérence (HA Fe 400).

IV. CHOIX DES TYPES D'APPUI

1. Choix du type de pile pour les variantes

Les piles constituent des appuis intermédiaires pour le tablier. Elles transmettent les charges de ce dernier au sol de fondation. On distingue essentiellement deux grandes familles de piles à savoir :

- ✚ **Les piles voiles** : elles sont constituées de voiles uniques sous toute la largeur du tablier ou de plusieurs voiles alignés sous le tablier.
- ✚ **Les piles poteaux ou colonnes** : c'est des piles de section rectangulaire, carrée ou circulaire solidarisiées en tête ou pas par un chevêtre.

Les piles envisagées dans notre cas sont des piles de type colonne de section carrée solidarisiées en tête par un chevêtre pour chacune des deux variantes. Le choix de ce type de pile découle du fait de sa conception simplifiée, de leur légèreté donc un gain en poids propre et surtout du mode d'exécution qui est bien maitrisée par les entreprises locales.

2. Choix du type de culée

Les culées constituent non seulement des appuis extrêmes pour le tablier mais aussi la liaison entre le pont et les remblais d'accès à l'ouvrage. Cependant, il existe plusieurs types de culée que sont :

- ✚ Les culées remblayées ;
- ✚ Les culées enterrées ;
- ✚ Les culées creuses ;

- + Les culées en terre armée ;
- + Les culées contrepoids.

Tous ces types de culées ont deux fonctions en commun à savoir la fonction mécanique qui se traduit essentiellement par une transmission des efforts au sol support et la limitation des déplacements verticaux (tassement) ainsi que la fonction technique qui se traduit par l'accès à l'intérieur de l'ouvrage à travers elle.

Une culée remblayée sera retenue car l'ouvrage se trouve en remblai et du fait que les résultats géotechniques montrent que l'on peut fonder la culée à faible profondeur, ce qui écarte le choix des culées fondées à grande profondeur.

V. PREDIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

Dans cette partie, les éléments constitutifs des deux variantes seront predimensionnées. Les formules utilisées pour le predimensionnement sont celles proposées par le SETRA.

1. Predimensionnement du pont à poutres en béton armée

✓ Predimensionnement des éléments du tablier

Le tablier est composé par un ensemble de poutres en Té solidarisiées par des entretoises d'about et un hourdis supérieur.

- + **La hauteur de la poutre H_p** : l'élancement du tablier est compris entre 1/17 et 1/15. La portée est $L = 15m$. Alors :

$$L/17 \leq H_p \leq L/15 \Rightarrow 15/17 \leq H_p \leq 15/15 \Rightarrow 0,88 \leq H_p \leq 1m.$$

Prenons : $H_p = 1m$.

- + **La largeur b des poutres b_p** : la largeur de la poutre est donnée par la relation qui suit:

$$b_p \geq H_p/3 \Rightarrow b \geq 1/3 \Rightarrow b_p \geq 0,33m.$$

Prenons : $b_p = 0,40m$.

- + **Le nombre de poutres (N)**: le nombre de poutres à prendre en compte est fonction de la largeur du tablier. Le tableau proposé par Calgaro, donne les correspondances suivantes :

Tableau 5 : Nombre de poutres en fonction de la largeur du tablier.

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

Avec une largeur de tablier de 6,6m ; le nombre de poutres est $N = 3$. L'espacement entre poutres est de 2,2m.

- + **Epaisseur du hourdis e_h** : l'épaisseur (e_h) du hourdis est donnée en fonction de l'entraxe (a) des poutres. Selon le tableau proposé par Calgaro, on a :

Tableau 6 : Epaisseur du hourdis en fonction de l'entraxe des poutres.

a (m)	2	2,5	3,0	3,5
e _h (cm)	16	18	20	22

Comme l'entraxe $a = 2,2\text{m}$, nous avons d'après le tableau ci-dessus, $e_h = 18\text{cm}$.

Nous adoptons une épaisseur de 20cm soit $e_h = 20\text{cm}$.

✚ **La hauteur de l'entretoise H_e** : elle est égale à celle de la poutre, donc $H_e = 1\text{m}$.

✚ **La largeur de l'entretoise b_e** : elle est égale à celle de la poutre à savoir $b_e = 0,40\text{m}$.

✓ **Predimensionnement de la pile du pont à poutres**

Nous avons choisi des piles de type colonne. Le predimensionnement de la pile et de sa semelle sont proposés dans ce qui suit :

✚ **Epaisseur de la pile** : elle est donnée par une formule proposée par le SETRA dans son ouvrage PP73, Appuis des tabliers des ponts, soit :

$$E = \text{Max} \left[0,5\text{m}; \frac{4H + L}{100} + 0,10 \right]$$

- H : hauteur de la pile ;
- L : portée de la travée.

$$E = \text{Max} \left[0,5\text{m}; \frac{4 \times 8,25 + 15}{100} + 0,10 \right] = 0,58\text{m}$$

Nous adoptons : $E = 90\text{cm}$.

✚ **Largeur de la semelle** : selon le SETRA, elle doit être supérieure à 1,5m. Nous allons prendre une largeur de 3m.

✚ **Epaisseur de la nervure** : elle est égale à celle de la pile augmentée de 10cm, soit :

$$E_n = E + 0,10 = 0,9 + 0,10 = 100\text{cm}$$

✚ **Hauteur de la semelle** : elle est égale à :

$$h_s = \text{Max} \left[\frac{B - b}{4}; 60\text{cm} \right] = \text{Max} \left[\frac{3 - 1}{4}; 60\text{cm} \right] = 60\text{cm}$$

✚ **Hauteur de la nervure** : elle est égale à celle de la semelle, soit :

$$h_s = h_n = 60\text{cm}$$

✚ **Longueur de la semelle** : elle est égale à :

$$L_s = (n - 0,2)e \text{ où } n: \text{ nombre de colonnes et } e: \text{ l'espacement des colonnes.}$$

$$L_s = (3 - 0,2) \times 2,2 = 6,16\text{m} \Rightarrow L_s = 6,20\text{m}$$

✓ **Predimensionnement du chevêtre**

Le chevêtre doit permettre l'implantation des appareils d'appui et la mise en place des niches à vérins pour leur changement.

- ✚ **Longueur** : sa longueur dépend des dimensions des colonnes, de la largeur du tablier et des espacements entre ses bords libres et ceux des appareils d'appui.

Dans notre cas, nous allons prendre une longueur **L = 5,6m**.

- ✚ **Hauteur** : sa hauteur étant comprise entre 80 et 100cm, nous allons prendre une hauteur **H = 80cm**.

- ✚ **Largeur** : la largeur dépend de la dimension des colonnes, de la zone d'about des poutres et de l'espacement entre les travées. Nous allons prendre **l = 1,45m**.

✓ **Predimensionnement des éléments de la culée**

- ✚ **Le mur garde grève** : il a pour rôle de séparer physiquement le tablier du remblai. C'est un voile en béton armé qui doit résister aux efforts des poussées de terre située à l'arrière et de freinage.

Son épaisseur est **e = 35cm** et sa longueur correspond à la largeur du tablier soit 6,6m.

- ✚ **Le corbeau d'appui** : son épaisseur maximale étant de 45 cm selon le SETRA, nous allons prendre **e = 35cm**.

- ✚ **Le mur de front** : le mur de front est un voile épais en béton armé recevant le tablier et dont l'épaisseur varie entre 0.80 à 1.20m. Il doit être robuste et rigide pour permettre un bon fonctionnement de la culée et le centrage des efforts verticaux du tablier dans son axe.

Prenons **E = 1m**.

La culée étant fondée à 2,5m pour le pont à poutre, la hauteur du mur de front est de 2,8m.

- ✚ **Le bossage** : on distingue le bossage supérieur et inférieur. Leur épaisseur est de **e = 10cm** avec des débords de 5cm minimum par rapport aux appareils d'appui.

- ✚ **La semelle de la culée** : nous avons opté pour des fondations superficielles comme fondation des culées. Les dimensions de la semelle sont calculées à l'aide des formules proposées par le document PP73 du SETRA comme suit :

La largeur de la semelle : $B = \sqrt{2h \left(1 + \frac{h}{3}\right)}$ où h est la hauteur du remblai.

La hauteur de la semelle : elle est calculée suivant la condition de rigidité : $H = \frac{B-b}{4} + 0,05m$

Nous avons donc : **B = 4,5m et b = 1m**.

2. Predimensionnement du pont dalle armée

Dans cette partie seront predimensionnés les éléments du pont dalle selon les formules proposées par le SETRA, Conception des ponts dalles.

✓ **Predimensionnement de l'épaisseur de la dalle**

L'élancement des ponts dalles pour les travées indépendantes selon le SETRA est $L/22$ où L

représente la portée principale. Nous avons une portée principale de 11,25m soit quatre travées. Alors :

$$e_d = L/22 = 11,25/22 = 0,51\text{m}$$

Prenons : $e_d = 0,55\text{m}$.

✓ **Predimensionnement de la pile**

Nous avons choisi des piles de type colonne.

✚ **Epaisseur de la pile** : elle est donnée par une formule proposée par le SETRA, soit :

$$E = \text{Max} \left[0,5\text{m}; \frac{4H + L}{100} + 0,10 \right]$$

H : hauteur de la pile ;

L : portée de la travée.

$$E = \text{Max} \left[0,5\text{m}; \frac{4 \times 8,35 + 11,5}{100} + 0,10 \right] = 0,45\text{m}$$

Nous adoptons : **E = 90cm**.

✚ **Largeur de la semelle** : selon le PP73&, elle doit être supérieure à 1,5m. Nous allons prendre une largeur de 2m.

✚ **Epaisseur de la nervure** : elle est égale à celle de la pile augmentée de 10cm, soit :

$$E_n = E + 0,10 = 0,9 + 0,10 = 100\text{cm}$$

✚ **Hauteur de la semelle** : elle est égale à :

$$h_s = \text{Max} \left[\frac{B - b}{4}; 60\text{cm} \right] = \text{Max} \left[\frac{3 - 1}{4}; 60\text{cm} \right] = 60\text{cm}$$

✚ **Hauteur de la nervure** : elle est égale à celle de la semelle :

$$h_s = h_n = 60\text{cm}$$

✚ **Longueur de la semelle** : elle est égale à :

$$L_s = (n - 0,2)e; n: \text{nombre de colonnes et } e: \text{l'espacement des colonnes.}$$

$$L_s = (3 - 0,2) \times 2,2 = 6,16\text{m} \Rightarrow L_s = 6,20\text{m}$$

✚ **Predimensionnement du chevêtre**

Le chevêtre du pont dalle a les mêmes dimensions que celui du pont à poutres à savoir

L = 5,6m ; l = 1,45m et H = 0,8m.

✓ **Predimensionnement de la culée**

Les éléments de la culée du pont dalle ont les mêmes dimensions que celui du pont à poutres à

l'exception de la semelle dont les dimensions sont : **B = 4m et H = 0,8m.**

3. Récapitulatif du predimensionnement

Dans cette partie, nous allons présenter les résultats des predimensionnements des éléments de chacune des variantes.

✚ **Pont à poutres** : le predimensionnement a donné les résultats suivants :

- ✓ Trois poutres transversales de section 0,4mx1m ;
- ✓ Un hourdis d'épaisseur 0,20m ;
- ✓ Six entretoises d'about de section 0,4mx1m ;
- ✓ Deux chevêtres de section 1,45mx0,8m ;
- ✓ Deux rangées de trois piles colonnes. Les piles colonnes ont des sections de 0,9mx0,9m. leur semelle a une section de 3mx0,6m. La longueur de la semelle est de 6,20m.
- ✓ Deux culées dont le mur de front a une épaisseur de 1m et une hauteur de 2,8m, un mur garde grève d'épaisseur 0,35m ; un corbeau d'épaisseur 0,35m ; une dalle de transition d'épaisseur 0,3m et de longueur 4m. La semelle de la culée a une section de 4,5x1m.

✚ **Pont dalle** : le predimensionnement a donné les résultats suivants :

- ✓ Une dalle d'épaisseur 0,55m ;
- ✓ Trois chevêtres de section 1,45mx0,8m ;
- ✓ Trois rangées de trois piles colonnes. Les piles colonnes ont des sections de 0,9mx0,9m. leur semelle a une section de 3mx0,6m. La longueur de la semelle est de 6,20m.
- ✓ Deux culées dont le mur de front a une épaisseur de 1m et une hauteur de 2,4m, un mur garde grève d'épaisseur 0,35m ; un corbeau d'épaisseur 0,35m ; une dalle de transition d'épaisseur 0,3m et de longueur 4m. La semelle de la culée a une section de 4,5x1m.

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES VARIANTES

A. DIMENSIONNEMENT DU PONT A POUTRES EN BETON ARME

I. DIMENSIONNEMENT DU HOURDIS DU PONT A POUTRES

Le pont est sans entretoises intermédiaires pour des raisons de facilité d'exécution et économiques. Dans ce type de pont, le hourdis joue le rôle d'entretoisement. Il est donc soumis à une flexion locale due aux charges de type B essentiellement et une flexion globale. Nous avons étudié donc dans un premier temps, le comportement du hourdis sous flexion locale avec les charges de type B et dans un second temps, la flexion globale ou générale sous les surcharges et les charges permanentes.

1. Calcul du coefficient de majoration dynamique du hourdis

Le coefficient de majoration dynamique est donné par selon le Fascicule 61 Titre 2:

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

- ✓ L : longueur de la travée considérée ;
- ✓ G : poids de la travée considérée ;
- ✓ S : surcharge maximale dans la travée considérée.

Pour le calcul du coefficient de majoration dynamique du hourdis, nous considérons selon le Fascicule 61 Titre 2, le poids du hourdis compris sur une longueur L qui est égale au minimum de la largeur roulable et de la portée de la travée, soit :

$$L = \text{Min}(L_R; \text{Portée}) = \text{Min}(5; 15) = 5\text{m}$$

Le poids de la travée considérée est **G = 29,9225 tonnes** et le poids de la surcharge maximale dans la travée est **S = 48 tonnes**.

Le coefficient de majoration dynamique du hourdis est **$\delta = 1,37$** .

Les détails du calcul du coefficient de majoration dynamique sont présentés **en Annexe III**.

2. Etude de la flexion du hourdis

Le hourdis est soumis à une flexion totale qui résulte de deux types de flexion :

- ✚ **La flexion locale** : elle est due aux charges localisées de type B. D'après l'article A.3.2.5 des règles BAEL 83, on admet que les charges localisées appliquées à la surface de la dalle se diffusent suivant un angle de 45° jusqu'au plan moyen de la dalle. En ce qui concerne le revêtement qui est en général composé de matériaux moins résistant que le béton (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés, ...), l'angle de diffusion des charges

localisées diminué à 37°.

- ✚ **La flexion globale :** Le tablier du pont ne possédant pas d'entretoises intermédiaires, le hourdis joue le rôle d'entretoisement. Il est donc soumis à une flexion globale ou générale qu'aurait subie l'entretoise si elle existait. Cette flexion est calculée d'après la méthode de Guyon-Massonnet en prenant 1ml du hourdis comme étant une entretoise intermédiaire.

Les calculs des sollicitations dues à ces deux types de flexion sont présentés en **Annexe III**.

3. Calcul des armatures du hourdis

Le hourdis est calculé comme une poutre à section rectangulaire sous l'effet de la flexion simple en fissuration peu préjudiciable (ELU) ; une vérification à l'ELS est ensuite menée. Le ferrailage est donné par mètre linéaire. Cependant, la section du hourdis doit vérifier la condition de non poinçonnement sous charge localisée ainsi que la condition de non emploi d'armatures d'effort tranchant.

Les sections d'armatures du hourdis sont présentées dans le tableau n°7 et les plans de ferrailage sont en **Annexe V**.

Tableau 7 : Récapitulatif des sections d'aciers du hourdis.

	Direction	Section d'acier (cm ²)	Choix	Espacement
Travée	Parallèle à x	13,71	9HA14	10cm
	Parallèle à y	3,66	5HA12	20cm
Sur appui	Parallèle à x	3,84	4HA14	10cm
	Parallèle à y	3,84	5HA12	20cm

4. Calcul du moment d'encorbellement sous l'effet des charges permanentes et de la charge du trottoir.

Il est calculé sous l'effet des charges permanentes et de la surcharge de trottoir qui représente une charge locale $q_{tr} = 0,45t/m^2$ (Fascicule 61, titre 2) à placer de la façon la plus défavorable.

Le moment d'encorbellement est donné par :

$$M_e = -\gamma_G g_{per} \frac{L_{cs}^2}{2} - \gamma_{Q_1}^{tr} \sup \left(q_{tr} L_{tr} \left(L_{cs} - \frac{L_{tr}}{2} \right); \frac{P_{tr}}{L_c} L_{cs} \right)$$

Nous avons donc les résultats suivants :

ELU $M_e = -10,47kNm$; **ELS** $M_e = -7,29kNm$

5. Calcul des armatures de l'encorbellement

Le calcul se fait en flexion simple en fissuration peu préjudiciable. Après calcul, nous obtenons une section d'armature tendue $A_s = 1,88cm^2$, soit des **HA14** espacés de **10cm**. Les aciers de répartition seront des **HA12** espacés de **20cm**.

II. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

1. Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes

Il s'agit de l'effort tranchant et du moment fléchissant dus aux charges permanentes dans les poutres. A cause de la répartition inégale des poutres, nous allons distinguer les charges sur les poutres de rive et intermédiaire.

Ces sollicitations ont été calculées en **Annexe III**.

2. Calcul des sollicitations dues aux charges d'exploitation

Les surcharges routières prise en compte sont celles de type A, B et Mc et Me définies par le Fascicule 61 titre II du CPC.

a) Caractéristiques du pont

✚ **Largeur roulable** : c'est la largeur mesurée entre bordures ou dispositifs de retenue. Dans le cas présent, on a : $L_R = 5\text{m}$.

✚ **Largeur chargeable** : nous avons : $L_C = L_R = 5\text{m}$.

✚ **Nombre de voies** : $L_C \leq 5,5\text{m}$. Alors : $n_v = 2$.

✚ **Largeur d'une voie** : $v = \frac{L_C}{n_v} = \frac{5}{2} = 2,5\text{m}$

✚ **Classe du pont** : $L_R < 5,5\text{m}$, alors le pont est de 3^{ème} classe.

b) Calcul du coefficient de majoration dynamique pour les charges de type B et M.

Le coefficient de majoration dynamique de ces système de surcharge est donné par:

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

- L : longueur de l'élément en mètre ;
- G : charge permanente de l'élément ;
- S : charge B maximale relative à l'élément.

Les détails de calcul sont présentés en **Annexe III**.

c) Calcul des sollicitations dues aux surcharges routières

Les sollicitations dues aux surcharges routières ont été calculés par la théorie de la ligne d'influence car ce sont des charges mobiles.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe III**.

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau n°8.

Tableau 8 : Récapitulatif des sollicitations dues aux surcharges routières.

Surcharges routières		Nombre de voies chargées	Coefficient de majoration dynamique	Coefficient (bc ou br)	Effort tranchant (t)		Moment fléchissant (t.m)	
					Non majoré	Majoré	Non majoré	Majoré
Surcharges civiles	Al	1	-	-	29,025	29,03	108,84	108,84
		2			51,6	51,60	193,50	193,50
	Bc	1	1,16	1,2	32,4	45,10	94,84	132,01
		2	1,21	1,1	64,8	86,25	189,68	252,46
	Br	2	1,21	1	10	12,1	37,50	45,375
	Surcharges militaires	Mc120	2	1,2	-	87,63	105,16	328,63
Me120		2	1,16	62,04		71,97	218,69	253,68
Surcharge de trottoirs	Charges générales	2 trottoirs chargés	-	-	0,9	0,90	3,38	3,38

3. Calcul des coefficients de répartition transversal CRT des poutres

Le rôle principal des entretoises est de répartir les efforts entre les poutres principales. A l'absence des entretoises, c'est le hourdis qui joue le rôle d'entretoisement. Ainsi, pour déterminer les efforts dans une poutre, on doit tenir compte de la répartition transversale des surcharges et ceci à travers un coefficient correctif appelé Coefficient de Répartition Transversale "CRT". Celui-ci montre la portion des surcharges transmise sur la poutre considérée. Ce coefficient peut être calculé à l'aide de plusieurs méthodes en fonction de la valeur du paramètre d'entretoisement.

Les caractéristiques de la poutre sont regroupées dans le tableau n°9 :

Tableau 9 : Caractéristiques géométriques de la poutre.

Désignation	Valeurs
Moment d'inertie de flexion I_p (m ⁴)	0,065
Moment d'inertie de torsion K (m ⁴)	0,017
Paramètre de torsion α	0,515
Paramètre d'entretoisement θ	0,565

Comme le paramètre d'entretoisement est supérieur à 0,3 ; nous avons utilisé la méthode de Guyon-Massonnet pour le calcul des CRT.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe III**. Les résultats sont présentés dans le tableau n°10 pour les poutres de rive et la poutre intermédiaire:

Tableau 10 : Valeurs des CRT.

Charge	CRT	Caractéristiques	Cas le plus défavorable
Poutre de rive			
Al	0,32	$a_1 = 0,8$; $L_{Al} = 5m$	2 voies chargées
Qtr	0,76	$L_{tr} = 0,8m$	2 trottoirs chargés
B _c	0,67	$b_c = 1,1$; $L_{Bc} = 5m$	2 files de B _c
Br	0,78	$br = 1$; $L_{Br} = 5m$	Une roue Br
Mc120	0,39	$L_{Mc} = 1m$	1 char Mc120
Me120	0,40	$L_{Me} = 4m$	1 char Me120
Poutre intermédiaire			
Charge	CRT	Caractéristiques	Cas le plus défavorable
Al	0,36	$a_1 = 0,8$; $L_{Al} = 5m$	2 voies chargées
Qtr	0,44	$L_{tr} = 0,8m$	2 trottoirs chargés
B _c	0,72	$b_c = 1,1$; $L_{Bc} = 5m$	2 files de B _c placés symétriquement
Br	0,44	$br = 1$; $L_{Br} = 5m$	Une roue Br
Mc120	0,34	$L_{Mc} = 1m$	Deux chenilles symétriques
Me120	0,47	$L_{Me} = 4m$	1 char Me120

4. Calcul des sollicitations réelles dans les poutres

Le calcul du CRT étant fait pour les différentes poutres, il s'agit de le prendre en compte dans l'évaluation des sollicitations dans les poutres. Ainsi, nous avons les moments affectés des CRT dans le tableau n°11, la charge permanente n'étant pas pondérée par le CRT :

Tableau 11 : Sollicitations pondérés par le CRT

	Charge permanente	Surcharges civiles			Surcharges militaires		Surcharge de trottoir
		Al	Bc	Br	Mc 120	Me 120	Charges générales
Moment majoré (t.m) par CMD	-	193,50	252,46	41,63	394,35	255,87	3,38
Poutre de rive							
Coefficient de Guyon-Massonnet pour les poutres de rive	-	0,32	0,67	0,78	0,39	0,4	0,77
Moment majoré affecté des CRT (t.m)	86,26	61,92	169,15	32,47	153,80	102,35	2,60
Poutre intermédiaire							
Coefficient de Guyon-Massonnet pour la poutre intermédiaire	-	0,36	0,72	0,44	0,34	0,47	0,44
Moment majoré affecté des CRT (t.m)	77,51	69,66	181,77	18,32	134,08	120,26	1,49

Quant à l'effort tranchant, il est considéré équitablement réparti entre les poutres. Il ne lui est pas appliqué le CRT. Nous avons dans le tableau n°12, les efforts tranchants par poutre :

Tableau 12 : Effort tranchant par poutre.

	Charge permanente	Surcharges civiles			Surcharges militaires		Surcharge de trottoir
		A	Bc	Br	Mc 120	Me 120	Charges générales
Effort tranchant majoré (t)	-	51,60	86,25	11,10	105,16	71,97	0,90
Poutre de rive							
Effort tranchant par poutre (t)	23	17,20	28,75	3,70	35,05	23,99	0,30
Poutre intermédiaire							
Effort tranchant par poutre (t)	20,67	17,20	28,75	3,70	35,05	23,99	0,30

5. Combinaisons des sollicitations

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

$$ELU \ 1,35M_G + \text{Max} \left\{ 1,6 \times \text{Max} \begin{matrix} |M(AI)| \\ |M(Bc)| \\ |M(Br)| \end{matrix} ; 1,35 \times \begin{matrix} |M(Mc120)| \\ |M(Me120)| \end{matrix} \right\} + 1,60 \times \text{Trottoir}$$

$$ELS \ M_G + \text{Max} \left\{ 1,2 \times \text{Max} \begin{matrix} |M(AI)| \\ |M(Bc)| \\ |M(Br)| \end{matrix} ; \begin{matrix} |M(Mc120)| \\ |M(Me120)| \end{matrix} \right\} + \text{Trottoir}$$

Les combinaisons aux états limites donnent les résultats présentés dans le tableau n°13 :

Tableau 13 : Sollicitations de calcul des poutres

	ELU		ELS
	Moment (t.m)	Effort tranchant (t)	Moment (t.m)
Poutre de rive	391,25	78,85	291,84
Poutre intermédiaire	399,83	75,70	298,23

6. Ferrailage des poutres

Le calcul se fait en flexion simple en Fissuration préjudiciable. Nous allons considérer la sollicitation maximale pour le calcul des armatures.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe III**.

Les plans de ferrailage sont en **Annexe V**.

Les résultats sont présentés dans le tableau n°14 :

Tableau 14 : Récapitulatif des sections d'aciers de la poutre.

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Armatures filantes	100,66	14HA32
Armatures en travée	155,85	20HA32
Armatures transversales	-	4 brins de HA10
Armatures de peau	-	10HA12

III. DIMENSIONNEMENT DES ENTRETOISES

Les entretoises du pont sont celles sur appui ; elles ont pour rôle de solidariser la section transversale. Elles sont dimensionnées sous le poids du tablier car elles supportent ce dernier lors des opérations de vérinage pour le changement des appareils appuis. Elle sera donc calculée comme une poutre reposant sur deux appuis qui constituent les vérins lors des opérations de vérinage recevant comme charge son poids propre qui est une charge linéairement répartie et les réactions du tablier qui sont des charges localisées.

Le ferrailage se fait en flexion simple en fissuration peu préjudiciable, puis vérifié à l'ELS.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe III** et les plans de ferrailage en **Annexe V**.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau n°15 :

Tableau 15 : Récapitulatif des sections d'aciers de l'entretoise.

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Armatures sur appui	19	4HA25
Armatures en travée	9,93	4HA20
Armatures transversales	-	2 brins de HA10
Armatures de peau	-	6HA12

IV. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

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

Les dimensions de l'appareil d'appui trouvées sont :

- ✚ Hauteur nette de l'élastomère T : 3 feuillets de 10mm totalisant 30mm.
- ✚ Dimensions en plan : la largeur a = 200mm et la longueur b = 250mm.
- ✚ Epaisseur des frettes intermédiaires $t_s = 3\text{mm}$.
- ✚ Epaisseur totale de l'élastomère $T' = 36\text{mm}$.

V. DIMENSIONNEMENT DES CHEVETRES

Le chevêtre sera calculé comme une poutre reposant sur trois appuis en flexion simple. Il reçoit six appareils d'appui donc les charges et surcharges d'une travée au total. Les charges étant centrées sur les piles, les sollicitations dans le chevêtre sont dues à son seul poids propre. Comme les piles du pont à poutre et du pont dalle ont la même configuration, ils ont par conséquent le même ferrailage

Les sollicitations dans le chevêtre ont été calculées l'aide du logiciel RDM 6.

Le ferrailage a été mené à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe III** et les plans de ferrailage en **Annexe V**.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau n°16.

Tableau 16 : Récapitulatif des sections d'aciers du chevêtre.

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Armatures sur appui	12,6	9HA14
Armatures en travée	12,6	9HA14
Armatures transversales	-	2 brins de HA10
Armatures de peau	-	6HA12

VI. DIMENSIONNEMENT DES PILES ET DE LEUR FONDATION

1. Dimensionnement des piles

La pile est soumise dans le sens de la circulation à la force de freinage et dans la direction perpendiculaire à celle-ci à la force hydrodynamique et à l'action du vent dans toutes les directions.

Pour le calcul de la pile, nous avons effectué la descente de charge sur la pile centrale en considérant les charges et surcharges maximales qui proviennent du tablier.

Il est aussi soumis aux actions variables telles que la force du vent qui est prise égale à 2,5kN/m² selon le Fascicule 61 titre 2 et la force hydrodynamique qui agissent dans le sens perpendiculaire à la circulation donc suivant la direction x et aussi à la force de freinage dont la valeur est de 300kN (force de freinage du système) ; elle agit dans le sens de la circulation donc suivant la direction y.

Il est dimensionné en flexion composée à l'ELU. Le ferrailage se fait suivant les deux directions afin de reprendre les efforts qui agissent dans les deux directions perpendiculaires. Comme le moment le plus défavorable est donné par la force de freinage, les piles du pont à poutre et du pont dalle ont le même ferrailage.

Les détails du calcul sont présentés en **Annexe III**.

Les sections d'aciers trouvées sont regroupées dans le tableau n°17 :

Tableau 17 : Récapitulatif des sections d'aciers de la pile.

Armatures	Sections d'aciers calculées (cm ²)	Choix
Direction de circulation (suivant y)	34,36	7HA25
Direction de l'écoulement (suivant x)	14,4	3HA25
Armatures transversales	-	Cadres et épingles HA10

2. Dimensionnement des fondations des piles

Le type de fondation pour les piles est une semelle filante nervurée. La nervure a pour rôle de solidariser les piles colonnes.

La semelle est soumise à des moments dans deux directions perpendiculaires simultanément (flexion bi-axiale). Elle sera donc ferrillée dans les deux directions. Cependant, les contraintes à la base de la semelle doivent être impérativement inférieures à la contrainte admissible du sol support, sinon un redimensionnement s'impose.

Dans notre cas, la semelle a été redimensionnée à l'ELS et la largeur trouvée $B = 3,5\text{m}$; la longueur $L = 8\text{m}$ et la hauteur $H = 0,7\text{m}$ pour le pont à poutres et pour le pont dalle nous avons $B = 3\text{m}$, $L = 9\text{m}$ et $H = 0,6\text{m}$.

Les détails de calcul de la semelle sont présentés en **Annexe III**.

Les sections d'aciers trouvées sont regroupées dans le tableau n°18.

Tableau 18 : Récapitulatif des sections d'aciers des semelles des piles.

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Ferraillage transversal		
Armatures inférieures	12,73	7HA16/m
Armatures supérieures	3,35	7HA12/m
Ferraillage longitudinal		
Armatures sur appui	71,87	24HA20
Armatures en travée	10,35	24HA12
Armatures transversales	-	Cadres et épingles HA10

VII. DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

1. Stabilité de la culée

La culée constitue un appui extrême pour le tablier. Elle joue aussi le rôle de soutènement du remblai d'accès à l'ouvrage. Son mur de front est donc sollicité en flexion composée. Cependant la culée doit être stable au renversement et au glissement.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe III**.

✚ Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est assurée si le coefficient de glissement est inférieur au coefficient de frottement f béton sur terre. La semelle étant fondée sur l'argile, on prendra la valeur du coefficient de frottement de ce dernier qui est égal à 0,3 selon le BAEL 83.

$$\text{Coefficient de glissement} = \frac{\sum \text{forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}}$$

Le coefficient de glissement est égal à 0,14. Alors, la culée est stable au glissement.

✚ Stabilité au renversement

La stabilité au renversement est assurée si la section est entièrement comprimée ; autrement dit si la résultante des forces verticales tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle. La semelle étant rectangulaire, on a :

$$\frac{-B}{6} < e = \frac{\text{Moment}_{\text{stabilisant}}}{N} < \frac{B}{6}$$

L'excentricité $e = 0,41\text{m} < 0,75\text{m}$. La culée est donc stable au renversement.

2. Vérification des contraintes à la base de la semelle

Selon le BAEL 91, la contrainte au point situé au quart de la largeur de la semelle doit être inférieure à la contrainte admissible du sol.

Dans notre cas, cette contrainte est de 0,093MPa ce qui est largement inférieur à la contrainte du sol qui est de 0,82MPa. Donc, les contraintes sont vérifiées.

3. Calcul du mur de front

Le calcul du mur de front se fait en flexion composée car il reçoit les réactions d'appui du tablier d'une part et il est aussi soumis à la poussée des terres et celle de la surcharge sur remblai.

Les détails du calcul sont présentés en **Annexe III** et les plans de ferrailage en **Annexe V**.

Les sections d'aciers trouvées sont regroupées dans le tableau n^o19.

Tableau 19 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur de front

Désignation	Valeurs
Armatures principales coté remblai	8HA14/m
Armatures principales côté ouvrage	8HA12/m
Armatures de répartition sur les deux côtés	HA 10 sur chacune des faces

4. Calcul des fondations de la culée

Les sections d'aciers du patin et du talon de la semelle ont été calculées en les considérant comme une console encastree sur le mur de front. Le calcul est mené à l'ELU en flexion simple.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe III** et les plans de ferrailage en **Annexe V**.

Les sections d'aciers sont regroupées dans le tableau n^o20:

Tableau 20 : Récapitulatif des sections d'aciers de la semelle de la culée.

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Armatures inférieures	20,54	7HA20/m
Armatures supérieures	5,96	7HA12/m
Armatures de répartition inférieures	5,96	6HA12/m
Armatures de répartition supérieures	1,49	5HA10/m

7. Calcul du mur en retour

Le mur en retour est calculé en flexion simple. Il sera ferrillé horizontalement et verticalement car il est soumis à des actions dans ces deux sens. La moitié du ferrailage horizontal sera disposé sur le quart de la hauteur du mur de front et l'autre moitié sur le reste de la hauteur selon les recommandations du SETRA.

Les détails du calcul sont présentés en **Annexe III** et les plans de ferrailage en **Annexe V**.

Le calcul des sections d'aciers a été mené à l'ELU puis vérifié à l'ELS. Les sections d'aciers trouvées sont regroupées dans le tableau n^o21.

Tableau 21 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur en retour.

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Armatures verticales	2,09	2HA16
Armatures horizontales	32,05	6HA25/m
Armatures de répartition	10,16	6HA10/m

8. Calcul du mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'action de la poussée des terres, la poussée d'une charge locale située à l'arrière et la force de freinage.

Le détail des calculs est présenté en **Annexe III** et les plans de ferrailage en **Annexe V**.

Les sections d'aciers sont regroupées dans le tableau n^o22

Tableau 22 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur en retour.

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Armatures face côté terre	8,76	8HA14/m
Armatures face côté tablier	Forfaitaire	8HA12/m
Armatures de répartition	3,03	8HA10/m

7. Dimensionnement de la dalle de transition

Elle est soumise à des actions permanentes telles que son poids propre, le poids du revêtement et le poids du remblai. La surcharge à prendre en compte est celle d'un camion Bt selon le

SETRA.

Les détails du calcul sont présentés en **Annexe III** et les plans de ferrailage en **Annexe V**.

Les sections d'aciers ont été calculées en flexion simple à l'ELU puis vérifiées à l'ELS. Les résultats sont présentés dans le tableau n^o23 :

Tableau 23 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur en retour.

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Armatures inférieures	37,35	8HA25/m
Armatures supérieures	7,85	8HA12/m
Armatures de répartition	9,82	8HA12/m

8. Calcul du corbeau

Le corbeau est soumis à la réaction de la dalle de transition qui prend appui sur elle à travers des goujons. Elle est calculée comme une console courte selon les prescriptions du BAEL 91.

Les détails du calcul sont présentés en **Annexe**.

La section d'acier du tirant est $A_s = 6,77 \text{ cm}^2$ soit des **HA10** espacés de 10cm.

B. DIMENSIONNEMENT DU PONT DALLE ARMEE

I. DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE

Il s'agit de déterminer les moments longitudinaux et transversaux de la dalle. Pour le calcul des moments longitudinaux, on considère la dalle comme une poutre reposant sur deux appuis. En ce qui concerne les moments transversaux, ils sont déterminés par la méthode de Guyon-Massonnet.

1. Flexion transversale

Pour le calcul de la flexion transversale, on suppose que la section transversale de la dalle est une entretoise. Le moment de flexion est alors calculé par la méthode de Guyon-Massonnet en prenant 1ml de la dalle. Cette flexion est due aux charges permanentes, à la surcharge de trottoir et les surcharges routières.

Les détails de calcul en flexion globale sont présentés en **Annexe IV**.

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau n^o24.

Tableau 24 : Récapitulatif des moments globaux

Charge	g_{per}	q_{tr}	B_c	B_r	Mc_{120}	Me_{120}
Moment M_y (kNm/ml)	0,02	-0,056	2,86	2,57	0,08	19,33

2. Flexion longitudinale de la dalle

La flexion longitudinale est essentiellement due à la charge permanente sur la dalle mais aussi aux surcharges routières.

a) Sollicitations dues aux charges permanentes

Les charges permanentes sont le poids propre de la dalle ainsi que le poids des éléments reposant sur elle.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe IV**.

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau n^o25 :

Tableau 25 : Sollicitations dues aux charges permanentes.

Désignation	ELU	ELS
Moment (t.m)	244,76	181,3
Effort tranchant (t.m)	87,02	64,46

b) Sollicitations dues aux surcharges routières

Les caractéristiques du pont sont les mêmes. Les coefficients de majoration dynamique ont été calculés de la même manière que dans le cas du pont à poutre.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe IV**.

Les résultats des calculs des sollicitations sont présentés dans le tableau n°26 :

Tableau 26 : Récapitulatif des sollicitations dans la dalle.

Surcharges routières		Nombre de voies chargées	Coefficient de majoration dynamique	Coefficient (bbc ou br)	Effort tranchant (t)		Moment fléchissant (t.m)	
					Non majoré	Majoré	Non majoré	Majoré
Surcharges civiles	Al	1	-	-	24,75	24,75	69,61	69,61
		2			44	44,00	123,71	123,71
	Bc	1	1,19	1,2	23,2	33,13	61,94	88,45
		2	1,21	1,1	46,4	61,76	123,88	164,88
	Br	2	1,13	1	10	11,30	28,13	31,78
	Surcharges militaires	Mc120	2	1,23	-	80,18	98,62	225,50
Me120		2	1,19	60,72		72,26	157,11	186,96
Surcharge de trottoirs	Charges générales	2 trottoirs chargés	-	-	0,675	0,68	1,90	1,90

3. Combinaison des sollicitations

La combinaison utilisée est la même que celle qui a été utilisée dans le cas du pont à poutre.

Les combinaisons aux états limites donnent les résultats n°27 :

Tableau 27 : Sollicitations de calcul de la dalle

ELU		ELS
Moment (t.m/ml)	Effort tranchant (t)	Moment (t.m/ml)
94,28	221,24	69,78

4. Calcul des armatures de la dalle

La dalle est calculée en flexion simple comme une poutre reposant sur deux appuis à l'ELU ; une vérification est ensuite menée à l'ELS. Un calcul des armatures longitudinales a été faite en considérant les sollicitations obtenues lors de l'étude de la flexion longitudinale ; puis les aciers transversaux en considérant les sollicitations obtenues lors de l'étude de la flexion transversale. Les détails des calculs sont présentés en **Annexe IV**.

Les résultats des calculs des aciers sont présentés dans le tableau n°28 :

Tableau 28 : Récapitulatif des sections d'acier de la dalle.

Désignation	Section d'aciers (cm ²)	Choix
Armatures longitudinales	73,42	16HA25 en deux nappes/ml
Armatures transversales	7,68	8HA14/ml
Armatures supérieures	14,68	8HA14/ml
Armatures de répartition	-	8HA12/ml

II. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

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

Les dimensions de l'appareil d'appui trouvées sont :

- ✚ Hauteur nette de l'élastomère T : 2 feuillets de 8mm totalisant 16mm.
- ✚ Dimensions en plan : la largeur a = 150mm et la longueur b = 300mm.
- ✚ Epaisseur des frettes intermédiaires $t_s = 2\text{mm}$.
- ✚ Epaisseur totale de l'élastomère T' = 18mm.

III. DIMENSIONNEMENT DU CHEVETRE

Le chevêtre du pont dalle est calculé de la même manière que celui du pont à poutres. Le calcul est mené à l'ELU puis vérifié à l'ELS. Les sections d'aciers trouvées sont les mêmes que celles dans le cas du pont à poutres à cause des charges centrées sur les appuis, les sollicitations sont donc dues au seul poids propres.

Les détails du calcul sont présentés en **Annexe IV**.

IV. DIMENSIONNEMENT DES PILES ET DE LEUR FONDATION

La pile du pont dalle et sa semelle sont dimensionnées de la même manière que celles du pont à poutres.

Les détails du calcul sont présentés en **Annexe IV**.

Les sections d'aciers de la pile sont regroupées dans le tableau n°29.

Tableau 29 : Récapitulatif des sections d'aciers de la pile.

Armatures	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Direction de circulation (suivant y)	52,88	12HA25 sur chaque face
Direction de l'écoulement (suivant x)	12,8	6HA25 sur chaque face
Armatures transversales	-	Cadres et épingles HA10

Quant à la semelle, les sections d'aciers sont regroupées dans le tableau n°30.

Tableau 30 : récapitulatif des sections d'aciers de la semelle

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Ferraillage transversal		
Armatures inférieures	9,08	7HA14/m
Armatures supérieures	2,27	7HA12/m
Ferraillage longitudinal		
Armatures sur appui	109,31	23HA25
Armatures en travée	27,77	23HA14
Armatures transversales	-	Cadres et épingles HA10

V. DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

1. Stabilité de la culée

Dans cette partie sera vérifiée la stabilité de la culée vis-à-vis du renversement et du glissement. Les calculs sont menés de la même manière que dans le cas du pont à poutres. Les détails du calcul de stabilité sont présentés en **Annexe IV**.

✚ Stabilité au glissement

Le coefficient de glissement dans le cas du pont dalle est de 0,14. Cette valeur étant inférieure au coefficient de glissement dans l'argile qui est de 0,3 ; nous pouvons conclure que la culée est stable au glissement.

✚ Stabilité au renversement

La culée du pont dalle est stable au renversement car l'excentricité est de 0,47m ce qui est inférieur au sixième de la largeur, soit 0,67m.

2. Vérification des contraintes à la base de la semelle

Selon le BAEL 91, la contrainte au point situé au quart de la largeur de la semelle doit être inférieure à la contrainte admissible du sol.

Dans notre cas cette contrainte est de 0,109MPa ce qui est largement inférieur à la contrainte du sol qui est de 0,82MPa.

3. Calcul du mur de front

Le calcul du mur de front se fait en flexion composée à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

Les détails du calcul sont présentés en **Annexe IV**.

Les sections d'aciers trouvées sont regroupées dans le tableau n°31.

Tableau 31 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur de front

Désignation	Valeurs
Armatures principales coté remblai	8HA14/m
Armatures principales côté ouvrage	8HA12/m
Armatures de répartition sur les deux côtés	HA 10 sur chacune des faces

4. Calcul de la semelle de la culée

Les sections d'aciers du patin et du talon de la semelle ont été calculées en les considérant comme une console encastrée sur le mur de front. Le calcul est mené à l'ELU en flexion simple.

Les détails des calculs sont présentés en **Annexe IV**.

Les sections d'acier sont regroupées dans le tableau n°32.

Tableau 32: Récapitulatif des sections d'aciers de la semelle de la culée.

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Armatures inférieures	13,12	7HA16/m
Armatures supérieures	5,08	7HA12/m
Armatures de répartition inférieures	3,52	6HA12/m
Armatures de répartition supérieures	1,27	5HA10/m

5. Calcul du mur en retour

Le mur en retour est calculé en flexion simple. Il sera ferrailé horizontalement et verticalement car il est soumis à des actions dans ces deux sens. La moitié du ferrailage horizontal sera disposé sur le quart de la hauteur du mur de front et l'autre moitié sur le reste de la hauteur selon les recommandations du SETRA.

Les détails du calcul sont présentés en **Annexe IV**.

Le calcul des sections d'aciers a été mené à l'ELU et vérifié à l'ELS.

Les sections d'aciers trouvées sont regroupées dans le tableau n°33.

Tableau 33 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur en retour.

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Armatures verticales	2,62	2HA16
Armatures horizontales	17,88	6HA20/m
Armatures de répartition	4,71	6HA10/m

6. Calcul du mur garde grève

Le mur garde grève est calculé en flexion simple sous l'action de la poussée des terres, la poussée d'une charge locale située à l'arrière et la force de freinage.

Le détail des calculs est présenté en **Annexe IV**.

Les sections d'aciers sont regroupées dans le tableau n°34.

Tableau 34 : Récapitulatif des sections d'aciers du mur en retour.

Désignation	Section d'acier calculée (cm ²)	Choix
Armatures face côté terre	8,76	8HA14/m
Armatures face côté tablier	Forfaitaire	8HA12/m
Armatures de répartition	3,08	8HA10/m

7. Dimensionnement de la dalle de transition

La dalle de transition du pont dalle est soumise aux mêmes sollicitations que le pont à poutres ; par conséquent, ils ont le même ferrailage.

8. Calcul du corbeau

Le corbeau du pont dalle est soumis aux mêmes sollicitations que le pont à poutres ; par conséquent, ils ont le même ferrailage.

CHAPITRE V : CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE, ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL ET ESTIMATION DU COÛT DU PROJET

Ce chapitre est consacré au choix du type d'ouvrage pour le franchissement du Mono à Bougouni, à l'évaluation des impacts du projet et à l'estimation du cout du projet.

I. CHOIX DU TYPE D'OUVRAGE

Cette partie est consacrée au choix d'une variante à travers des analyses techniques, qualitatives et quantitatives.

1. Avantages et inconvénients des variantes

Les deux variantes qui font l'objet des études ont des avantages et inconvénients. Il sera ressorti dans cette partie quelques avantages et inconvénients de chacune d'elles.

Le tableau n° 35 résume quelques avantages et inconvénients des deux variantes :

Tableau 35 : Avantages et inconvénients des variantes

Variantes	Avantages	Inconvénients
Pont à poutres en béton armé	<ul style="list-style-type: none"> + Facilité d'exécution par les entreprises locales + Matériaux de construction disponibles localement + Economie de béton par rapport au pont dalle + Possibilité de préfabrication des poutres + Gain de temps dans la construction + Moins d'appui + Franchissement de grandes portées 	<ul style="list-style-type: none"> + Construction nécessitant un échafaudage en l'absence de préfabrication + Coffrage élevé dans le cas de non préfabrication + Coûteux en main d'œuvre
Pont dalle armée	<ul style="list-style-type: none"> + Facilité d'exécution par les entreprises locales + Matériaux de construction disponibles localement + Très économique dans le cas du franchissement des petites portées + Economie de coffrage + Tablier moins épais pour les petites portées + Tablier facile à exécuter 	<ul style="list-style-type: none"> + Structure assez lourde + Consommation de béton et d'acier élevé par rapport au pont à poutres + Exige un échafaudage à la réalisation + Nombre d'appuis élevés

2. Analyse quantitative des variantes

Après dimensionnement de chaque variante de pont, les quantités de matériaux ont été évaluées. L'analyse quantitative a porté sur les comparaisons des quantités de béton, d'acier et de coffrage des deux variantes afin de faire ressortir l'ouvrage qui utilise au mieux ces trois matériaux.

Le graphique n°4 illustre la consommation en matériaux de chacune des variantes. Les détails du mètre sont présentés en **Annexe VI**.

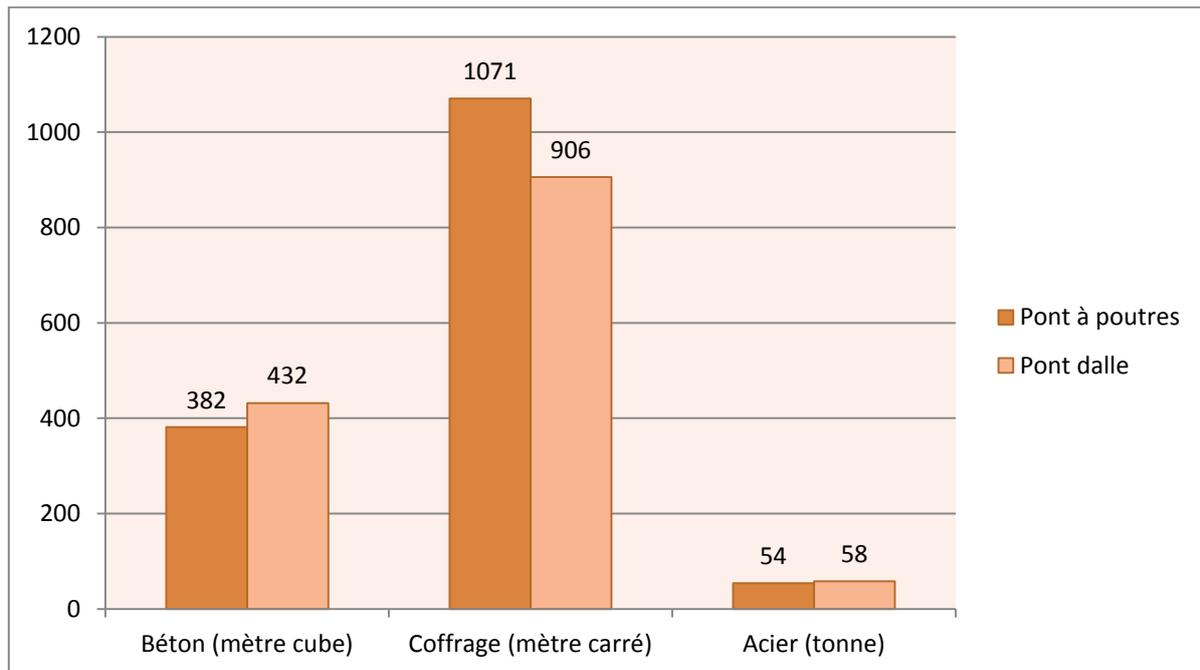


Figure 6 : Graphe de consommation en matériaux

Il ressort de cette analyse que la quantité de béton du pont dalle est supérieure à celle du pont à poutres. Donc, le pont dalle consomme plus d'aciers que le pont à poutres car la quantité d'aciers augmente en fonction de la quantité de béton, ce que confirme les résultats. Cette quantité importante de matériaux du pont dalle est due à son appui supplémentaire. Pour ce qui est du coffrage, comme souligné dans le chapitre précédent, nous avons une plus grande surface à coffrer dans le pont à poutres que dans le pont dalle malgré l'existence d'un appui supplémentaire pour le pont dalle.

3. Analyse technico-économique des variantes

Les résultats des analyses ci-dessus montrent que les deux ouvrages sont valables techniquement. Quant à leur technique de réalisation, elle est bien connue des entreprises locales, surtout le pont dalle dont le tablier est très simple à exécuter. Cependant, le pont à

poutre est coûteux en main d'œuvre, car il nécessite plus de coffrage que le pont dalle, mais il présente l'avantage de la préfabrication des poutres, d'où un gain de temps dans la réalisation. En ce qui est de l'esthétique, le pont dalle l'emporte car le tablier est moins épais à cause de la travée supplémentaire.

L'analyse quantitative a démontré que le pont à poutres est le moins coûteux car elle présente une quantité de matériaux moins élevée par rapport au pont dalle. Une analyse de prix basée sur les quantités de matériaux donne pour le pont à poutres un coût de réalisation de **116.907.492 FCFA HT** tandis que celui du pont dalle est **125.272.376 FCFA HT** d'où une différence de **8.364.884 FCFA HT**.

4. Choix et justification d'une variante

A la lumière des analyses ci-dessus, le pont à poutres s'avère l'ouvrage la mieux adaptée. Cependant, ces deux ouvrages présentent des avantages et inconvénients ; mais les inconvénients du pont à poutres n'ont pas fait qu'il soit le plus coûteux notamment la main d'œuvre et le coffrage élevés. Aussi, il présente l'avantage de la préfabrication des poutres, donc un gain de temps dans la réalisation, d'autant plus que l'on sait que le temps de réalisation peut jouer sur le coût du projet. Pour ce qui est de sa réalisation, elle est bien connue des entreprises locales. Les matériaux de construction (sable, gravier, moellons) sont disponibles localement.

En définitive, la variante de pont retenue pour le franchissement du cours d'eau Mono dans le cercle de Bougouni sera le pont à poutres en béton armé à trois travées indépendantes composé de trois poutres transversales solidarifiées par des entretoises d'about.

II. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

La réalisation de tout projet d'ouvrages d'art a des impacts sur l'environnement. Cependant ces impacts peuvent être négatifs ou positifs. L'étude d'impact environnemental s'impose donc pour l'évaluation de ces impacts et la proposition des mesures d'atténuation ou de compensation. Ce chapitre sera consacré à l'évaluation de ces impacts et à la proposition des mesures d'atténuation.

1. Impacts positifs

Nous retrouvons ces impacts pendant la phase de réalisation et d'exploitation du projet. Ils sont entre autres :

- ✚ Accroissement de la sécurité des usagers sur le tronçon ;
- ✚ Facilitation des évacuations sanitaires en saison pluvieuse ;
- ✚ Diminution des coûts d'exploitation des véhicules ;
- ✚ Désenclavement des villages riverains ;
- ✚ Création d'emplois lors de la construction de l'ouvrage ;
- ✚ Facilitation du transport des productions locales en toute saison ;
- ✚ Cohésion sociale et culturelle due à la liaison des communes.

2. Impacts négatifs

Comme les impacts positifs, on les retrouve aussi durant la phase de réalisation et d'exploitation. Ils sont entre autres :

- ✚ Pollution des eaux de la rivière due à l'implantation du nouvel ouvrage et la destruction de l'ancien;
- ✚ Perturbation de la quiétude des poissons de la rivière ;
- ✚ Nuisances sonores dues aux bruits des engins sur le chantier ;
- ✚ Risques d'accident sur le chantier et sur le tronçon de transport des matériaux sur le chantier par les camions;
- ✚ Pollution de l'air dû au transport des matériaux ;
- ✚ Abatage de la végétation lors de l'installation du chantier.
- ✚ Erosion du sol provoqué par l'extraction des matériaux au niveau des emprunts et carrières.
- ✚ Risque de propagation des IST, du VIH et autres maladies suite à la présence du personnel de chantier ;

3. Mesures d'atténuation

Le présent projet présente des impacts négatifs sur l'environnement. Nous allons donc dans cette partie, proposer des mesures d'atténuation de ces impacts négatifs. Ces mesures sont entre autres :

- ✚ Protection du cours d'eau : utiliser des produits normalisés pour la destruction afin de n'affecter en aucun cas la qualité des eaux de la rivière. Un nettoyage et recalibrage du lit du cours d'eau doit être envisagé après la construction de l'ouvrage afin de le restaurer.
- ✚ Accidents de la circulation: les conditions minimales de sécurité sur le chantier doivent être maintenues telles que le port de casque par exemple. Quant au transport des matériaux, les vitesses doivent être respectées surtout à l'intérieur des villages par lesquels les camions transitent. Pour cela, des panneaux de limitation de vitesse doivent être implantés à l'intérieur des villages.
- ✚ Compensation de la végétation : planter des arbres sur les berges du cours d'eau et sur la surface ayant servie à l'accueil du chantier.
- ✚ Santé publique : sensibiliser le personnel de chantier et la population locale sur les risques d'IST et de VIH. Ensuite, il faudra mener des campagnes de dépistage et procéder à des distributions de préservatifs.
- ✚ Bien être de la population locale : arroser régulièrement les tronçons par lesquels les camions transitent et éviter les travaux nocturnes.
- ✚ Rétablissement des carrières : remettre en état les zones ayant servies de carrières soit en y plantant des arbres soit en y faisant des abreuvoirs pour les animaux.

III. ESTIMATION DU COUT DU PROJET

L'estimation du cout du projet a été faite pour les deux variantes afin de connaître l'ouvrage le plus économique. Ce devis a pris en compte l'installation du chantier, les travaux préparatoires et terrassements, les fondations, l'élévation, les équipements et divers et enfin le cout d'application des mesures d'atténuation environnementales.

Dans le tableau n°36 nous avons récapitulé le devis quantitatif et estimatif du pont à poutres et dans le tableau n°37 celui du pont dalle.

Tableau 36 : Récapitulatif devis quantitatif et estimatif du pont à poutres

Références	Désignations	Montant
100	Dispositions générales	4.250.000
200	Travaux préparatoires et terrassements	6.649.360
300	Fondations	23.821.077
400	Elévations	90.770.315
500	Equipements et divers	16.527.000
600	Mesures environnementales	7.100.000
Montant total HT (FCFA)		149.117.752
TVA (18%)		26.841.195
Montant total TTC (FCFA)		175.958.947

Tableau 37 : Récapitulatif devis quantitatif et estimatif du pont dalle

Références	Désignations	Montant
100	Dispositions générales	4.250.000
200	Travaux préparatoires et terrassements	7.083.860
300	Fondations	24.192.044
400	Elévations	96.072.137
500	Equipements et divers	16.527.000
600	Mesures environnementales	7.100.000
Montant total HT (FCFA)		154.982.041
TVA (18%)		27.896.767
Montant total TTC (FCFA)		183.165.548

CONCLUSION ET RECOMMANDATION

Cette étude avait pour objectifs l'élaboration des notes de calcul des deux variantes à savoir le pont à poutres en béton armé et le pont dalle, la proposition d'une variante répondant aux critères techniques et économiques, l'étude d'impact environnemental et social ainsi que l'estimation du coût global du projet.

Le pont à poutres est à trois travées indépendantes d'une portée principale de quinze mètres avec trois poutres transversales solidarisiées par des entretoises intermédiaires. Quant aux appuis intermédiaires, ils sont constitués par des piles colonnes solidarisiées par un chevêtre en tête. Les appuis extrêmes sont constitués par des culées remblayées.

Le pont dalle est à quatre travées indépendantes d'une portée principale de onze virgule vingt-cinq mètres avec une dalle d'épaisseur constante. Les appuis intermédiaires sont constitués par des piles colonnes solidarisiés par un chevêtre en tête. Quant aux appuis extrêmes, ils sont constitués par des culées remblayées.

A l'issu des études comparatives des deux variantes proposées à savoir le pont à poutres sous chaussée et le pont dalle, il ressort que le pont à poutres est l'ouvrage qui répond aux critères techniques et économiques. La technique de réalisation d'un tel ouvrage est bien connue des entreprises locales ; les matériaux de construction et la main d'œuvre sont disponibles localement. Son coût de réalisation est de **175.958.947 FCFA TTC** contre **183.165.548 FCFA TTC** pour le pont dalle.

Cette solution permettra sans doute de palier aux problèmes de franchissement du cours d'eau Mono particulièrement en saison pluvieuse, où les populations situées sur la rive gauche sont obligées de faire de long détour pour regagner l'autre rive ou emprunter des pirogues pour la traversée.

L'ouvrage ainsi retenu est à trois travées indépendantes d'une portée principale de quinze mètres avec trois poutres transversales solidarisiées par des entretoises d'about. Les appuis intermédiaires sont des piles colonnes solidarisiées par un chevêtre en tête et les appuis extrêmes sont des culées remblayées. Son coût de réalisation est de **cent soixante-quinze millions neuf cent cinquante-huit mille neuf cent quarante-sept Francs CFA toutes taxes comprises (175.958.947 FCFA TTC FCFA TTC)**.

Cependant, nous déplorons l'absence des essais pour l'estimation des tassements sous les fondations car les essais géotechniques effectués montrent un sol argileux sur une grande profondeur et les fondations sont superficielles. Nous recommandons donc pour la suite du projet, des essais permettant d'évaluer les tassements. Aussi, les fondations doivent être protégées contre l'affouillement en y mettant tout autour des gabions.

En ce qui concerne l'environnement, l'étude menée n'est pas complète. Nous recommandons pour la suite du projet, une étude d'impact environnemental et social (EIES) plus poussée afin de prendre en compte toutes les composantes de l'environnement et proposer les mesures adéquates à leur atténuation.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] MONGI. BEN OUEZDOU - Cours ouvrages d'art – Tome 2 Dimensionnement – Octobre 2012
- [2] H. THONIER, Conception et calcul des structures d bâtiment (Tome 1) (1992)
- [3] PIERRE CHARON, Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L 83, Theorie et application – Eyrolles – 1986 – 238p
- [4] JEAN PIERRE MOUGIN, BAEL 91 modifié 99 et DTU associés – Eyrolles – Deuxième édition 2000 – 284p
- [5] DIAL NIANG, Cours d'hydrologie, 2ie
- [6] ADAMAH MESSAN, Cours de béton armé, 2ie
- [7] ADAMAH MESSAN, Cours d'ouvrages d'art, 2ie
- [8] J. -A. CALGARO et M. VIRLOGEUX, Généralités – Fondations – Appuis – Ouvrages courants (1991, 2^e éd)
- [9] J. -A. CALGARO et M. VIRLOGEUX, Analyse structurale des tabliers de pont
- [10] Fascicule 62 du Cahier des Clauses Techniques générales (CCTG) – Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil – Journal Officiel.
- [11] D.T.U 13.11 – Fondations superficielles – Cahier des Clauses Techniques – CSTB.
- [1] Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la méthode Guyon – Massonnet et Barès – R. BARES, C. MASSONNET – Dunod – 1966 – 431p. – Paris
- [12] Manuel FAO Numéro 54 - Crues et apports – Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique Sahélienne et Tropicale sèche.
- [13] Fascicule 61 – Titre 2 – Programmes de charges et épreuves des ponts routes.
- [14] Ponts dalles – Guide de conception – SETRA – Juillet 1989

ANNEXES

Table des matières

LISTE DES TABLEAUX DES ANNEXES	64
LISTE DES FIGURES DES ANNEXES	66
ANNEXE I : ETUDES GEOTECHNIQUES	68
I. Moyens matériels utilisés	68
II. Moyens humains.....	68
III. Essais de reconnaissance	68
ANNEXE II : ETUDES HYDRAULIQUES ET HYDROLOGIQUES.....	73
A. DELIMITATION ET CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT DU MONO	73
I. Délimitation.....	73
II. Caractéristiques	73
B. ANALYSE FREQUENTIELLE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES	74
I. Présentation des données.....	74
II. Analyse fréquentielle.....	74
C. CALCUL DU DEBIT DE PROJET	77
I. Présentation des méthodes de calcul	77
II. Méthode ORSTOM	78
III. Méthode CIEH	80
IV. Evaluation du débit de projet.....	81
D. CALAGE DE L'OUVRAGE	81
I. Calcul de la profondeur normale d'eau sous le débit de projet	81
II. Calcul de la profondeur critique	82
III. Tirant d'air.....	82
IV. Calcul du remous.....	83
V. Calcul de l'affouillement.....	84
VI. Calage de l'ouvrage.....	85
ANNEXE III : DIMENSIONNEMENT DU PONT A POUTRES.....	86
A. DIMENSIONNEMENT DU HOURDIS	86
I. Calcul du coefficient de majoration dynamique du hourdis.....	86
II. Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes	87
III. Flexion locale du hourdis	88
IV. Flexion globale du hourdis	101
I. Ferrailage du hourdis.....	114
II. Ferrailage de l'encorbellement	118

B.	DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	119
I.	Predimensionnement des poutres en béton armé.....	119
II.	Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes	120
III.	Calcul des sollicitations dues aux surcharges routières	122
IV.	Calcul des coefficients de répartition transversal CRT des poutres	128
C.	DIMENSIONNEMENT DE L'ENTRETOISE.....	147
D.	DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI	153
I.	Evaluation des efforts dans l'appareil d'appui	153
II.	Dimensionnement de l'appareil d'appui	154
III.	Vérification de l'appareil d'appui.....	154
E.	DIMENSIONNEMENT DE LA PILE-CHEVETRE ET DE SA FONDATION	156
I.	Predimensionnement de la pile et de la semelle	156
II.	Descente de charges sur la pile.....	156
III.	Combinaisons des charges.....	158
IV.	Ferraillage de la pile	160
V.	Ferraillage de la semelle de la pile	163
VI.	Calcul du chevêtre	169
F.	DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE.....	173
I.	Predimensionnement de la semelle	173
II.	Stabilité de la culée.....	173
III.	Calcul du mur de front.....	175
IV.	Dimensionnement de la semelle de la culée	181
V.	Dimensionnement du mur en retour	188
VI.	Dimensionnement du mur garde grève.....	192
VII.	Dimensionnement de la dalle de transition.....	195
VIII.	Dimensionnement du corbeau	197
	ANNEXE IV : DIMENSIONNEMENT DU PONT DALLE	199
A.	DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE	199
I.	Predimensionnement de l'épaisseur de la dalle	199
II.	Evaluation des charges permanentes sur la dalle.....	199
III.	Calcul des moments de flexion de la dalle	199
B.	DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI	222
I.	Evaluation des efforts dans l'appareil d'appui	222
II.	Dimensionnement de l'appareil d'appui	223

III.	Vérification de l'appareil d'appui.....	223
C.	DIMENSIONNEMENT DE LA PILE ET DU CHEVETRE.....	225
I.	Predimensionnement de la pile et de sa semelle.....	225
II.	Descente de charges sur la pile.....	225
III.	Ferraillage de la pile	228
IV.	Ferraillage de la semelle de la pile	231
V.	Calcul du chevêtre	236
D.	DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE.....	240
I.	Predimensionnement de la semelle	240
II.	Stabilité de la culée.....	240
III.	Calcul du mur de front.....	243
IV.	Dimensionnement de la semelle de la culée	248
V.	Dimensionnement du mur en retour	254
VI.	Dimensionnement du mur garde grève.....	258
	ANEXE V : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES VARIANTES	261

LISTE DES TABLEAUX DES ANNEXES

Tableau 31 : Résultats des essais de carottage	69
Tableau 32 : Estimation de la contrainte admissible	70
Tableau 33 : Résultats des essais pénétrométriques pour quelques profondeurs	71
Tableau 34 : Caractéristiques des échantillons prélevés.	72
Tableau 35 : Contraintes admissibles des échantillons	72
Tableau 36 : Caractéristiques du Bassin Versant du Mono.....	74
Tableau 37 : Paramètres statistiques.....	75
Tableau 38 : Analyse fréquentielle des données pluviométriques	76
Tableau 39 : Quantiles décennales et centennales.....	77
Tableau 40 : Paramètres hydrauliques.....	82
Tableau 41 : Récapitulatif des moments en flexion locale.....	98
Tableau 42 : Sollicitations dans le hourdis.....	100
Tableau 43 : $\mu_1 = f_e$ après interpolation sur $\theta_1 = 0,22$	103
Tableau 44 : $\mu_3 = f_e$ après interpolation sur $\theta_3 = 0,66$	103
Tableau 45 : Variations de μ en fonction de e	103
Tableau 46 : Récapitulatif des moments globaux.....	114
Tableau 47 : Sollicitations totales dans le hourdis	115
Tableau 48 : Récapitulatif des sections d'aciers du hourdis.....	118
Tableau 49 : Nombre de poutres en fonction de la largeur du tablier.	119
Tableau 50 : Epaisseur du hourdis en fonction de l'espacement des poutres.....	119
Tableau 51 : Récapitulatif de la descente de charge sur une poutre.....	120
Tableau 52 : Poids total d'une travée	121
Tableau 53 : Sollicitations dues aux charges permanentes.....	121
Tableau 54 : Valeurs de A_2 en fonction du nombre de voies chargées.....	122
Tableau 55 : Récapitulatif des sollicitations dues aux surcharges routières.....	128
Tableau 56 : K pour $\theta_1 = 0,55$	131
Tableau 57 : K pour $\theta_2 = 0,60$	131
Tableau 58 : Valeurs de $K = K(e)$	132
Tableau 59 : CRT pour la poutre de rive.....	137
Tableau 60 : K pour $\theta_1 = 0,55$	138
Tableau 61 : K pour $\theta_2 = 0,60$	138
Tableau 62 : K pour $\theta = 0,565$	138
Tableau 63 : Valeurs du CRT pour la poutre intermédiaire.	143
Tableau 64 : Sollicitations pondérés par le CRT.....	143
Tableau 65 : Effort tranchant par poutre.	144
Tableau 66 : Sollicitations de calcul des poutres.....	145
Tableau 67 : Sollicitations dans l'entretoise.....	148
Tableau 68 : Sollicitations combinées de la pile.	160
Tableau 69 : Sollicitations de la semelle.	167
Tableau 70 : Récapitulatif des actions du chevron.	169
Tableau 71 : Sollicitations du hourdis.	169
Tableau 72 : Moments stabilisants agissants sur la culée.....	173

Tableau 73 : Moments renversants de la culée.....	174
Tableau 74 : Sollicitations agissantes sur le mur de front	176
Tableau 75 : Sollicitations combinées par mètre linéaire du mur de front.....	178
Tableau 76 : Sollicitations de la semelle	182
Tableau 77 : Récapitulatif des combinaisons	183
Tableau 78 : Récapitulatif des sollicitations dans les consoles.	186
Tableau 79 : $\mu_1 = f_e$ après interpolation sur $\theta_1 = 0,29$	202
Tableau 80 : $\mu_3 = f_e$ après interpolation sur $\theta_3 = 0,88$	202
Tableau 81 : Variations de μ en fonction de e	202
Tableau 82 : Récapitulatif des moments globaux.....	213
Tableau 83 : Valeurs de A_2	214
Tableau 84 : Récapitulatif des sollicitations dans la dalle.....	218
Tableau 85 : Sollicitations de calcul de la dalle.	218
Tableau 86 : Sollicitations combinées de la pile.	228
Tableau 87 : Sollicitations de la semelle.	235
Tableau 88 : Sollicitations du chevêtre	237
Tableau 89 : Moments stabilisants de la culée.	241
Tableau 90 : Moments renversants de la culée.....	241
Tableau 91 : Sollicitations agissantes sur le mur de front	243
Tableau 92 : Sollicitations combinées par mètre linéaire du mur de front.....	245
Tableau 93 : Sollicitations de la semelle	248
Tableau 94 : Récapitulatif des combinaisons	250
Tableau 95 : Récapitulatif des sollicitations dans les consoles.	252

LISTE DES FIGURES DES ANNEXES

Figure 1 : coupes du sol de fondation.....	69
Figure 2 : Résultats des essais de pénétration dynamique.....	70
Figure 3 : Quantiles et leur intervalle de confiance.....	77
Figure 4 : Vue en plan d'un panneau du hourdis.....	87
Figure 5 : Diffusion des charges localisées.....	88
Figure 6 : Effet de deux rectangles situés sur un axe et symétriques et symétrique par rapport à un autre.....	90
Figure 7 : Effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe.....	91
Figure 8 : quatre rectangles non centrés et symétriques deux à deux.....	93
Figure 9 : quatre rectangles dont deux centrés sur l'axe transversal et symétrique par rapport à l'axe longitudinal.....	96
Figure 10 : Moments de continuité dans la dalle.....	99
Figure 11 : Variations de μ en fonction de e	104
Figure 12 : Disposition de la charge permanente et du trottoir sur la courbe de μ	105
Figure 13 : Cas le plus défavorable pour la charge permanente.....	105
Figure 14 : Cas le plus défavorable pour la charge du trottoir.....	106
Figure 15 : Disposition de la charge B_c sur la courbe de μ	107
Figure 16 : Cas le plus défavorable pour la charge B_c	108
Figure 17 : Disposition de la charge B_r sur la courbe de μ	109
Figure 18 : Cas le plus défavorable pour la charge B_r	110
Figure 19 : Disposition de la charge M_c120 sur la courbe de μ	111
Figure 20 : Cas le plus défavorable pour la charge M_c120	111
Figure 21 : Disposition de la charge M_e120 sur la courbe de μ	113
Figure 22 : Cas le plus défavorable pour la charge M_e120	114
Figure 23 : Surcharge $A(l)$	124
Figure 24 : Cas le plus défavorable pour B_c (moment).....	125
Figure 25 : Cas le plus défavorable pour B_c (effort tranchant).....	125
Figure 26 : Cas le plus défavorable pour B_r (moment).....	126
Figure 27 : Cas le plus défavorable pour B_r (effort tranchant).....	126
Figure 28 : Cas le plus défavorable pour M_c120 (moment).....	126
Figure 29 : Cas le plus défavorable pour M_c120 (effort tranchant).....	127
Figure 30 : Cas le plus défavorable pour M_e120 (moment).....	127
Figure 31 : cas le plus défavorable pour M_e120 (effort tranchant).....	127
Figure 32 : Ligne d'influence de K en fonction de e	132
Figure 33 : Disposition de la surcharge A_l et qtr sur la ligne d'influence de K	133
Figure 34 : Disposition de B_c sur la ligne d'influence de K	135
Figure 35 : Disposition de M_c120 sur la ligne d'influence de K	136
Figure 36 : Disposition de M_e120 sur la ligne d'influence de K	137
Figure 37 : Ligne d'influence de K en fonction de e	138
Figure 38 : Disposition des surcharges A_l et qtr sur la ligne d'influence de K	139
Figure 39 : Disposition de B_c sur la ligne d'influence de K	141

Figure 40 : Disposition de Br sur la ligne d'influence de K.	141
Figure 41 : Disposition de Mc120 sur la ligne d'influence de K.	142
Figure 42 : Disposition de Me120 sur la ligne d'influence de K.	142
Figure 43 : Schéma statique de calcul de l'entretoise	148
Figure 44 : Schéma statique de calcul de la pile.....	158
Figure 45 : Schéma statique de calcul de la semelle de la pile (ferraillage transversal)	166
Figure 46 : Schéma statique de calcul de la semelle (ferraillage longitudinal)	167
Figure 47 : Schéma statique de calcul du chevêtre.....	169
Figure 48 : Schéma statique de calcul du mur de front	176
Figure 49 : Contraintes à la base de la semelle.....	184
Figure 50 : Variations de μ en fonction de e	203
Figure 51 : Disposition de la charge permanente et du trottoir sur la courbe de μ	204
Figure 52 : Cas le plus défavorable pour la charge permanente.....	204
Figure 53 : Cas le plus défavorable pour la charge du trottoir.	205
Figure 54 : Cas le plus défavorable pour la charge Bc.....	207
Figure 55 : Disposition de la charge Br sur la courbe de μ	208
Figure 56 : Cas le plus défavorable pour la charge Br.	209
Figure 57 : Disposition de la charge Mc120 sur la courbe de μ	210
Figure 58 : Cas le plus défavorable pour la charge Mc120.	210
Figure 59 : Disposition de la charge Me120 sur la courbe de μ	212
Figure 60 : Cas le plus défavorable pour la charge Me120.	213
Figure 61 : Schéma statique de calcul de la semelle (ferraillage transversal)	234
Figure 62 : Schéma statique de calcul de la semelle (ferraillage longitudinal)	235

ANNEXE I : ETUDES GEOTECHNIQUES

Les données géotechniques constituent des éléments fondamentaux dans tout projet d'ouvrage d'art car elles conditionnent le choix du type de fondation des appuis et même le choix du type d'ouvrage pour le franchissement. C'est dans cette optique qu'une campagne d'essais géotechniques a été réalisée conformément aux termes de référence de l'étude.

I. Moyens matériels utilisés

Pour les essais géotechniques, les matériels suivants ont été utilisés sur le chantier :

- Une sondeuse APAFOR 550 avec ses accessoires ;
- Un pénétromètre lourd de type LM75 avec ses accessoires ;
- Un GPS Gamin ;
- Un appareil photo numérique NIKON ;
- Des petits matériels de chantier.

II. Moyens humains

Le personnel déployé sur chantier était composé de :

- Un technicien ;
- Un opérateur ;
- Un chauffeur.

III. Essais de reconnaissance

La reconnaissance a été faite par l'exécution de :

- Deux essais de carottage
- Neuf essais de pénétration dynamique suivant la norme NF P 94-114.

1. Essais de carottage

Le carottage permet d'extraire des échantillons de roche ou d'argile pour l'examen visuel et pour effectuer des essais de compression simple ou cisaillement. Le sondage se fait par un tube carottier simple ou double couronne diamantée de diamètre intérieur 100mm.

Les essais de carottage ont donné les résultats suivants :

Tableau 38 : Résultats des essais de carottage

Sondage carotté N°1		Sondage carotté N°2	
Profondeur (m)	Sol rencontrés	Profondeur (m)	Sol rencontrés
0 – 0,3	Terre végétale	0 – 0,3	Terre végétale
0,3 – 2	Argile sableuse	0,3 – 7,5	Argile bariolée contenant sable fin
2 – 3,4	Argile graveleuse		
3,4 – 7	Argile compacte		
7 – 7,3	Tout venant	7,5 – 9	Tout venant
7,3 – 10	Sable fin argileux	9 – 13	Argile compacte contenant sable fin
10 – 15	Schiste altéré	13 – 15	Schiste altéré

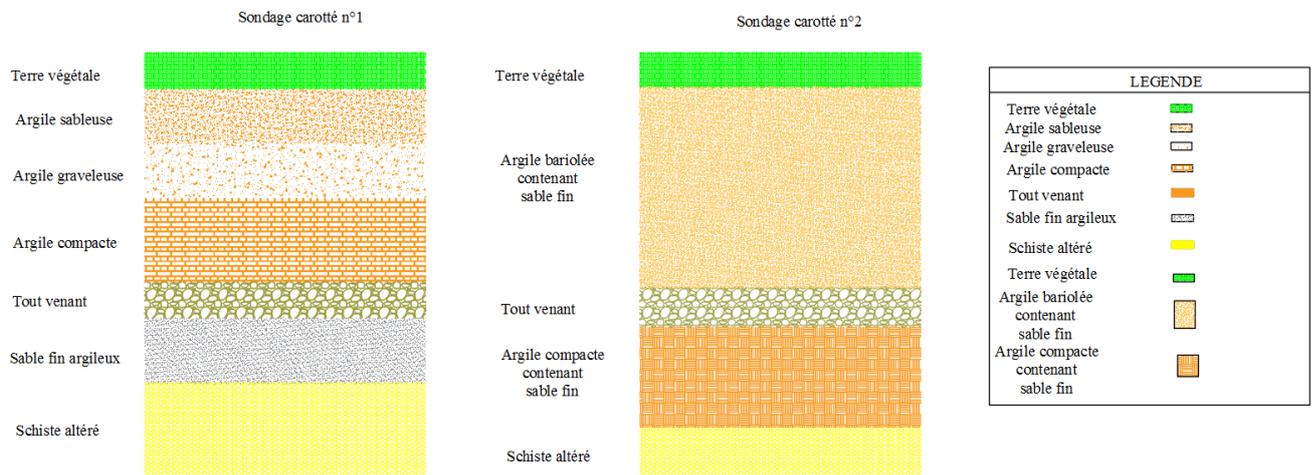


Figure 7: coupes du sol de fondation

2. Essais de pénétration dynamique

Cet essai permet d'obtenir en continu la résistance à la rupture dynamique (R_d) du sol traversé par tranches de 10cm en enfonçant un train de tiges.

Cette résistance est exprimée en Méga-Pascal (MPa) est donnée par la formule suivante :

$$R_d = Kn/e$$

- K : constante (daN/cm) ;
- n : nombre de coups ;
- e : enfoncement (cm).

L'estimation de la contrainte admissible du sol est donnée par les formules suivantes :

Tableau 39 : Estimation de la contrainte admissible

Type de fondations	Contrainte admissible (MPa)
Fondations superficielles	$R_d/20$
Fondations semi-profondes	$R_d/12$
Fondations profondes	$R_d/6$

Quant à la contrainte ultime, sa valeur est comprise entre $R_d/7$ et $R_d/5$, quel que soit le type de fondation envisagé.

Les résultats de ces essais sont regroupés dans le tableau suivant :

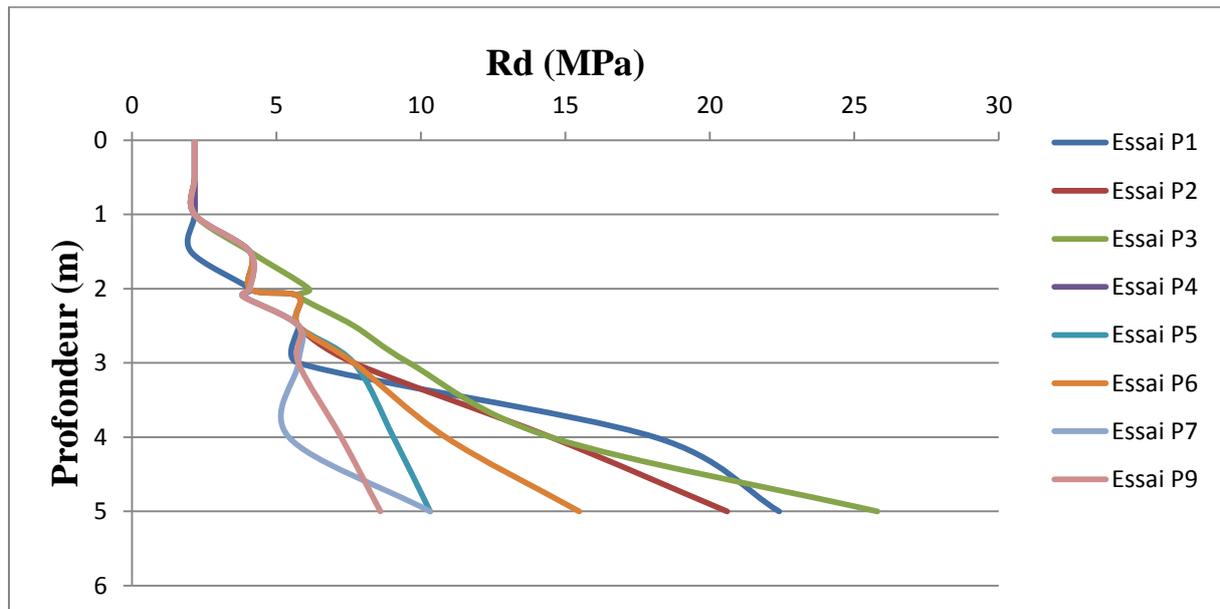


Figure 8 : Résultats des essais de pénétration dynamique

Tableau 40 : Résultats des essais pénétrométriques pour quelques profondeurs fournis par le CNREX.

Prof (m)	Essai P1		Essai P2		Essai P3		Essai P4		Essai P5		Essai P6		Essai P7		Essai P8		Essai P9	
	nb/cps	Rd	nb/cps	Rd	nb/cps	Rd	nb/cps	Rd	nb/cps	Rd								
0	0	2,17	0	2,17	0	2,17	0	2,17	0	2,17	0	2,17	0	2,17	0	2,17	0	2,17
0,5	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17
1	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17	1	2,17
1,5	1	2,04	1	4,08	1	4,08	1		1	4,08	1	4,08	1	4,08	1	4,08	1	4,08
2	2	4,08	2	4,08	2	6,12	2		2	4,08	2	4,08	2	4,08	2	4,08	2	4,08
2,1	2	3,84	2	5,76	2	5,76	2		2	5,76	2	5,76	2	3,84	2	3,84	2	3,84
2,5	3	5,76	3	5,76	3	7,68	3		3	5,76	3	5,76	3	5,76	3	5,76	3	5,76
3	3	5,76	3	7,68	3	9,6	3		3	7,68	3	7,68	3	5,76	3	5,76	3	5,76
4	10	18,1	10	14,5	10	14,5	10		10	9,05	10	10,86	10	5,43	10	7,24	10	7,24
5	20	22,4	20	20,6	20	25,8	20		20	10,32	20	15,48	20	10,32	20	10,32	20	8,6

- nb/coups : nombre de coups ;
- Rd : la résistance dynamique de pointe du sol.

3. Essais de cisaillement rectiligne

Les échantillons prélevés lors des sondages manuels (puits à ciel ouvert ont été soumis aux essais suivants :

- Mesure de la teneur en eau naturelle
- Densité humide apparente
- Cisaillement rectiligne

Les caractéristiques des échantillons prélevés sont dans le tableau suivant :

Tableau 41 : Caractéristiques des échantillons prélevés.

Numéro échantillons prélevés	Profondeur prélèvement (m)	Densité humide $\gamma_h(t/m^3)$	Densité sèche $\gamma_d(t/m^3)$	Teneur en eau W(%)	Angle de frottement $\varphi(^{\circ})$	Cohésion des sols (t/m ²)	Natures des sols prélevés
1	7,3 – 10	2,14	2,09	1,91	32	11,21	Sable fin argileux
2	9 - 13	2,23	1,99	11,57	22,5	8,53	Argile compacte contenant sable fin

Les valeurs des contraintes admissibles sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 42 : Contraintes admissibles des échantillons

Numéro échantillons prélevés	Profondeur de prélèvement (m)	Densité humide $\gamma_h(t/m^3)$	Cisaillement		Contraintes	
			C(t/m ²)	$\varphi(^{\circ})$	$\delta_a(t/m^2)$	$Q_u(t/m^2)$
1	7,3 – 10	2,14	11,21	32	18,68	52,67
2	9 - 13	2,23	8,53	22,5	10,24	25,01

ANNEXE II : ETUDES HYDRAULIQUES ET HYDROLOGIQUES

A. DELIMITATION ET CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT DU MONO

I. Délimitation

La délimitation du bassin versant s'est faite essentiellement grâce à deux logiciels que sont Google Earth et Global Mapper.

Sur Google Earth, le travail a consisté à localiser et tracer l'exutoire du bassin versant (emplacement de l'ouvrage). Une fois l'exutoire tracé, nous avons exporté ces données sur Global Mapper. A l'aide de ce dernier, nous avons délimité le bassin versant afin d'avoir ses caractéristiques.

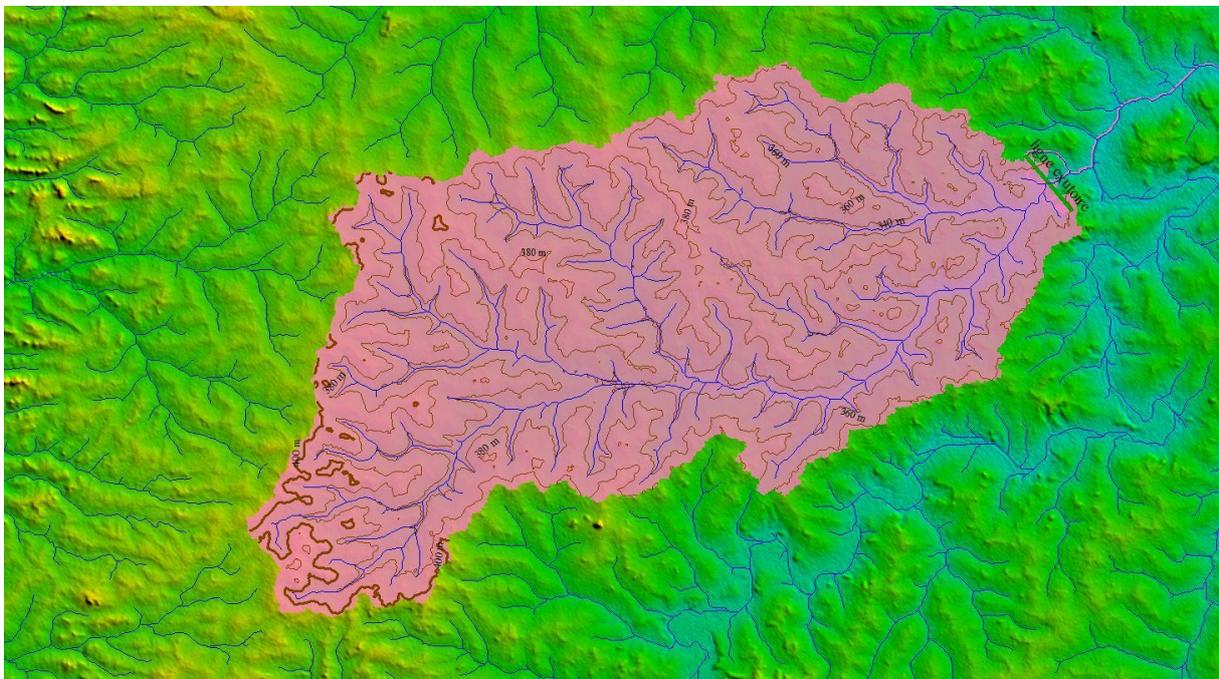


Photo 6 : Bassin versant du Mono

II. Caractéristiques

Les caractéristiques d'un bassin versant sont multiples. Dans le présent projet nous allons considérer quelques caractéristiques que sont la superficie, indice global de pente, périmètre, la longueur du rectangle équivalent et l'infiltrabilité.

Quant à la superficie et le périmètre, elles sont directement calculées par le logiciel.

La longueur du rectangle équivalent est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$L = P + \frac{\sqrt{P^2 - 16S}}{4}$$

- L : longueur du rectangle équivalent (km);
- P : périmètre du bassin versant (km);
- S : surface du bassin versant (km²).

L'indice global de pente est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$I_g = \frac{\Delta H}{L}$$

- ΔH : différence des altitudes des superficies de 5% et 95% de la surface du bassin versant ;
- L : longueur du rectangle équivalent.

Cette valeur est à corriger et

Les caractéristiques du bassin versant après délimitation sont dans le tableau suivant :

Tableau 43 : Caractéristiques du Bassin Versant du Mono

Surface (km ²)	Périmètre (km)	Longueur du rectangle équivalent (km)	Altitude maximale (m)	Altitude minimale (m)	Indice global de pente corrigé (m/km)
1423,6	277,73	127,72	420	311,15	2,58

B. ANALYSE FREQUENTIELLE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

I. Présentation des données

Les données pluviométriques utilisées dans ce projet sont les pluies journalières maximales de la ville de Bougouni, localité du projet, fournies par la Station météorologique de Bamako (Mali). Les données s'étalent sur une trentaine d'années soit de 1980 à 2010.

II. Analyse fréquentielle

✚ Choix de la loi

Comme nous devons analyser des pluies journalières maximales, nous utiliserons la loi de Gumbel qui est une loi extrême.

✚ Classement des données

La loi de Gumbel n'utilisant que les fréquences au non dépassement, nous classerons l'échantillon par ordre croissant.

✚ Calcul des paramètres statistiques

On distingue la moyenne, l'écart type, le coefficient de variation, le mode et la médiane.

- Moyenne arithmétique $\bar{y} = \frac{\sum x_i}{\sum N_i}$

- Variance $S^2 = \frac{\sum(x_i - \bar{y})^2}{N}$
- Ecart – type $\delta = \sqrt{S^2}$
- Coefficient de variation $cv = \delta/\bar{y}$

Les paramètres statistiques ont été calculés et les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 44 : Paramètres statistiques

Moyenne	Variance	Ecart-type	Coefficient de variation
76,46	429,39	20,72	0,27

✚ Calcul des paramètres de la loi de Gumbel

Ils sont au nombre de deux à savoir :

- Le paramètre de position X_0 ;
- Le paramètre d'échelle $1/a$.

Ces paramètres sont calculés à l'aide des formules suivantes :

$$X_0 = \bar{x} - \frac{0,577}{a} \quad \text{et} \quad \frac{1}{a} = 0,78S$$

Nous avons : $X_0 = 67,14$ et $1/a = 16,16$.

✚ Détermination des quantiles et leur intervalle de confiance

Les quantiles par la loi de Gumbel sont donnés par la formule suivante :

$$x_p = \frac{u_p}{a} + x_0 \quad \text{avec} \quad u_p = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- ✓ x_p : quantile à la probabilité p ;
- ✓ u_p : variable réduite à la probabilité p .

Leur intervalle de confiance est calculée à l'aide de la formule Dick et Darwin :

$$\bar{x}_p = x_p \pm u_{1-\alpha/2} \times \frac{s}{\sqrt{N-1}} \times \sqrt{1 + 1,4k + 1,1k^2} \quad \text{avec} \quad k = 0,78(u_p - 0,577)$$

Tableau 45 : Analyse fréquentielle des données pluviométriques

Années	Pluies (mm)	Rang	Fréquence expérimentale	Fréquence cumulée	Variable réduite	K	Borne inférieure	Borne supérieure
1980	50,8	1	0,02	1,61	-1,42	-1,56	41,77	59,83
1981	52,1	2	0,05	4,84	-1,11	-1,31	44,46	59,74
1982	52,6	3	0,08	8,06	-0,92	-1,17	45,69	59,51
1983	52,6	4	0,11	11,29	-0,78	-1,06	46,18	59,02
1984	57	5	0,15	14,52	-0,66	-0,96	50,92	63,08
1985	57	6	0,18	17,74	-0,55	-0,88	51,17	62,83
1986	57,1	7	0,21	20,97	-0,45	-0,80	51,44	62,76
1987	57,1	8	0,24	24,19	-0,35	-0,72	51,54	62,66
1988	58,4	9	0,27	27,42	-0,26	-0,65	52,88	63,92
1989	60,2	10	0,31	30,65	-0,17	-0,58	54,66	65,74
1990	62,3	11	0,34	33,87	-0,08	-0,51	56,69	67,91
1991	67,1	12	0,37	37,10	0,01	-0,44	61,38	72,82
1992	70	13	0,40	40,32	0,10	-0,38	64,12	75,88
1993	70,5	14	0,44	43,55	0,18	-0,31	64,41	76,59
1994	71	15	0,47	46,77	0,27	-0,24	64,66	77,34
1995	73,3	16	0,50	50,00	0,37	-0,16	66,67	79,93
1996	73,6	17	0,53	53,23	0,46	-0,09	66,63	80,57
1997	76	18	0,56	56,45	0,56	-0,01	68,66	83,34
1998	76,5	19	0,60	59,68	0,66	0,07	68,73	84,27
1999	81	20	0,63	62,90	0,77	0,15	72,76	89,24
2000	83,1	21	0,66	66,13	0,88	0,24	74,34	91,86
2001	83,8	22	0,69	69,35	1,01	0,33	74,45	93,15
2002	87,1	23	0,73	72,58	1,14	0,44	77,09	97,11
2003	90	24	0,76	75,81	1,28	0,55	79,24	100,76
2004	90	25	0,79	79,03	1,45	0,68	78,38	101,62
2005	98,6	26	0,82	82,26	1,63	0,82	85,97	111,23
2006	98,6	27	0,85	85,48	1,85	0,99	84,76	112,44
2007	107,7	28	0,89	88,71	2,12	1,21	92,35	123,05
2008	112	29	0,92	91,94	2,48	1,48	94,63	129,37
2009	115,4	30	0,95	95,16	3,00	1,89	94,97	135,83
2010	127,9	31	0,98	98,39	4,12	2,76	100,89	154,91

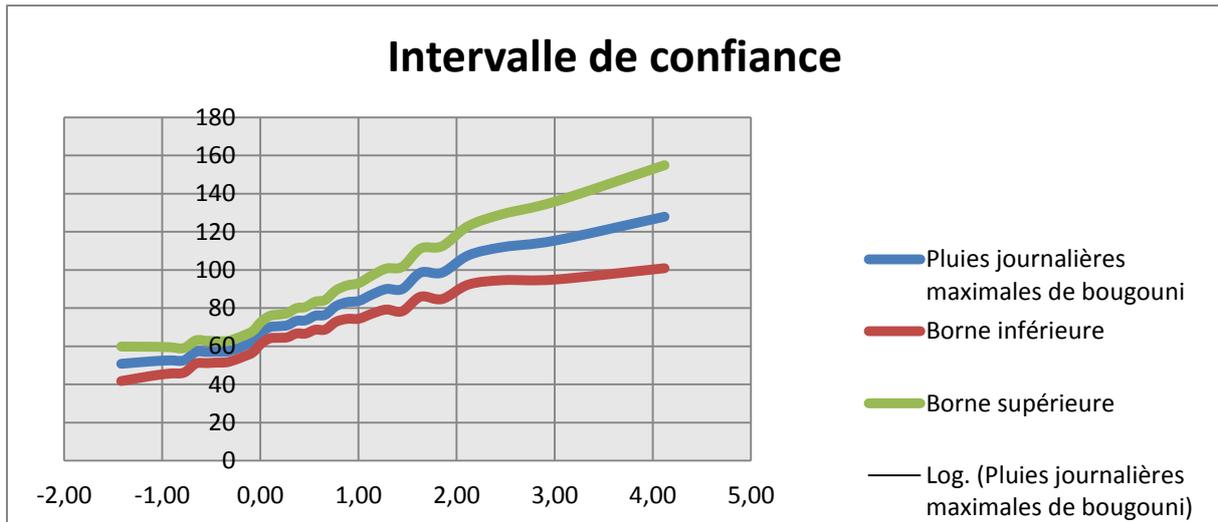


Figure 9 : Quantiles et leur intervalle de confiance

Les valeurs des pluies décennales et centennales sont regroupées dans le tableau :

Tableau 46 : Quantiles décennales et centennales

Période de retour	Fréquence	Variable réduite	Quantiles	Valeurs de K	Borne Inférieure	Borne Supérieure	Désignation
10 ans	0,1	-0,83	53,66	-1,10	47,06	60,26	Décennale sèche
	0,9	2,25	103,51	1,31	87,43	119,59	Décennale humide
100 ans	0,01	-1,53	42,45	-1,64	32,89	52,02	Centennale sèche
	0,99	4,60	141,49	3,14	111,62	171,36	Centennale humide

C. CALCUL DU DEBIT DE PROJET

I. Présentation des méthodes de calcul

✚ Méthode ORSTOM

Elle a pour objectif d'évaluer la crue décennale sur les bassins versants du Sahel et de la zone tropicale sèche. Elle s'applique à des bassins versants situés entre les isohyètes annuelles 150-120 mm au nord et 1200mm au sud et dont la superficie est comprise entre quelques dizaines d'hectares et jusqu'à 1500km².

✚ Méthode CIEH

Cette méthode a été mise au point sur 162 bassins en Afrique francophone dont la superficie est inférieure à 2500km² et ayant une pluviométrie annuelle inférieure à 2000mm.

II. Méthode ORSTOM

Cette partie est consacrée au calcul du débit de projet par la méthode ORSTOM. Son expression est selon Gradex :

$$Q_{100} = C \times Q_{10}; C \text{ étant le coefficient de Gradex.}$$

Nous allons donc calculer d'abord le débit décennal afin d'avoir le débit de projet.

1. Calcul du débit décennal

Le débit décennal est donné par la formule suivante :

$$Q_{10} = (1,10 \text{ à } 1,15)Q_{r10}$$

Le débit de pointe de ruissellement superficiel de la crue décennale Q_{r10} est donné par :

$$Q_{r10} = AP_{10}K_{r10}\alpha_{10}S/T_{b10}$$

- Q_{r10} : débit de pointe de ruissellement superficiel de la crue décennale ;
- A : le coefficient d'abattement ;
- S : superficie du bassin ;
- P_{10} : la pluie décennale ;
- K_{r10} : coefficient de ruissellement décennal ;
- α_{10} : coefficient de pointe de la crue décennale (généralement = 2,6) ;
- T_{b10} : temps de base de la crue décennale.

a) Calcul du coefficient d'abattement A

Le coefficient d'abattement est donné par :

$$A = 1 - 0,001(9\log_{10}T - 0,042P_{an} + 152)\log_{10}S$$

- T : période de retour ($T = 10$ ans) ;
- S : superficie du bassin versant (km^2)
- P_{an} : pluviométrie annuelle (mm).

Nous avons donc :

$$A = 1 - 0,001((9\log_{10}10) - (0,042 \times 1141,4) + 152)\log_{10}711,8 = 0,68$$

b) Calcul du coefficient de ruissellement décennal K_{r10}

Ce coefficient est calculé par interpolation entre les valeurs K_{r70} ($P_{10} = 70$ mm) et K_{r100} ($P_{10} = 100$ mm) par l'expression suivante :

$$K_{r70} \text{ ou } K_{r100} = \frac{a}{S + b} + c$$

Les coefficients a , b et c sont fonctions de la pente et de l'infiltrabilité.

L'indice global de pente est $I_g = 2,58\text{m/km}$ et le bassin versant est de classe d'infiltrabilité RI(P3).

- **Calcul de K_{r70}**

L'interpolation se fera entre les valeurs de $I_g = 3\text{m/km}$ et $I_g = 7\text{m/km}$.

$$I_g = 3\text{m/km} ; a = 150 ; b = 20 ; c = 15$$

$$K_{r70-1} = \frac{150}{711,8 + 20} + 15 = 15,20$$

$$I_g = 7\text{m/km} ; a = 200 ; b = 20 ; c = 18,5$$

$$K_{r70-2} = \frac{200}{711,8 + 20} + 18,5 = 18,77$$

Nous avons donc par interpolation : $K_{r70} = 14,83$.

- **Calcul de K_{r100}**

L'interpolation se fera entre les valeurs de $I_g = 3\text{m/km}$ et $I_g = 7\text{m/km}$.

$$I_g = 3\text{m/km} ; a = 200 ; b = 30 ; c = 17$$

$$K_{r100-1} = \frac{200}{711,8 + 30} + 17 = 17,27$$

$$I_g = 7\text{m/km} ; a = 240 ; b = 30 ; c = 22$$

$$K_{r100-2} = \frac{240}{711,8 + 30} + 22 = 22,32$$

Nous avons donc par interpolation : $K_{r100} = 16,74$.

- **Calcul de K_{r10}**

Le coefficient de ruissellement décennal correspond à la pluie décennale réelle du bassin calculé plus haut, soit : $P_{10} = 103,51\text{mm}$.

$$K_{r10} = K_{r100} - \frac{(P_{100} - P_{10})(K_{r100} - K_{r70})}{(P_{100} - P_{70})}$$

$$K_{r10} = 16,74 - \frac{(100 - 103,51)(16,74 - 14,83)}{(100 - 70)} = 16,96$$

c) Calcul du temps de base décennal

Il est aussi calculé par interpolation entre les valeurs $I_g = 3\text{m/km}$ et $I_g = 7\text{m/km}$. Il dépend essentiellement de la superficie du bassin versant.

$$I_g = 3\text{m/km} \Rightarrow T_{b10-1} = 325S^{0,36} + 315 = 325 \times 711,8^{0,36} + 315 = 3772,26\text{min}$$

$$I_g = 7\text{m/km} \Rightarrow T_{b10-2} = 163S^{0,36} + 142 = 162 \times 711,8^{0,36} + 142 = 1875,95\text{min}$$

Nous avons donc par interpolation pour $I_g = 2,58\text{m/km}$: $T_{b10} = 3971,72\text{min}$.

d) Calcul de Q_{r10}

$$Q_{r10} = 0,68 \times 103,51 \times 0,01 \times 16,96 \times 2,6 \times 711,8 \times 1000 / 3971,72 = 92,38\text{m}^3/\text{s}$$

e) Calcul du débit décennal

En région tropicale sèche, pour les grands bassins imperméables (plusieurs centaines de km²) avec un réseau hydrographique bien marqué, on a : $Q_{10} = (1,10 \text{ à } 1,15)Q_{r10}$

Alors, on a pour un coefficient multiplicateur de 1,15:

$$Q_{10} = 1,15 \times 92,38 = 106,23 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Calcul du débit de projet : débit centennal

Le débit centennal dépend du débit décennal et il est calculé à l'aide de la formule de Gradex :

$$Q_{100} = C \times Q_{10}$$

$$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{(T_b/24)^{0,12}}{K_{r10}}$$

- K_{r10} : coefficient de ruissellement décennal ;
- T_b : temps de base en heures ;
- P_{10} et P_{100} : pluie journalière de fréquence décennale et centennale.

Nous avons donc :

$$C = 1 + \frac{141,49 - 103,51}{103,51} \times \frac{(3971,72/24 \times 60)^{0,12}}{16,96 \times 0,01} = 3,44$$

$$Q_{100} = 3,44 \times 106,23 = 365,79 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} \text{ (ORSTOM)} = 365,79 \text{ m}^3/\text{s}$$

III. Méthode CIEH

Cette partie est consacrée au calcul du débit centennal par la méthode CIEH. Comme pour la méthode ORSTOM, le passage du débit décennal au débit de projet se fait par simple multiplication par le coefficient de Gradex.

1. Calcul du débit décennal

Le débit de crue décennal est donné par :

$$Q_{10} = aS^b P_{an}^c I_g^d K_{r10}^e$$

a, b, c, d et e : coefficients à déterminer ;

- ✓ S : la superficie du bassin (km²) ;
- ✓ P_{an} : pluie moyenne annuelle (mm);
- ✓ I_g : indice global de pente (m/km) ;
- ✓ K_{r10} : coefficient de ruissellement décennal (%).

Nous allons utiliser différentes équations proposées par le CIEH en fonction des découpages

afin d'obtenir le débit décennal.

$$Q_{10} = aS^b P_{an}^c I_g^d K_{r10}^e$$

Equation 1: $Q_{10} = 2,83 \times 711,8^{0,624} \times 2,58^{0,491} = 271,46 \text{m}^3/\text{s}$

Equation 7: $Q_{10} = 0,553 \times 711,8^{0,655} \times 16,96^{0,802} = 396,13 \text{m}^3/\text{s}$

Equation 9: $Q_{10} = 0,167 \times 711,8^{0,745} \times 2,58^{0,731} \times 16,96^{0,802} = 171 \text{m}^3/\text{s}$

Equation 12: $Q_{10} = 0,095 \times 711,8^{0,643} \times 2,58^{0,406} \times 16,96^{1,038} = 180,33 \text{m}^3/\text{s}$

Equation 26: $Q_{10} = 146 \times 711,8^{0,479} \times 70,13^{-0,969} \times 16,96^{0,457} = 201,50 \text{m}^3/\text{s}$

Equation 27: $Q_{10} = 0,56 \times 711,8^{0,619} \times 2,58^{0,279} \times 16,96^{0,51} = 180,36 \text{m}^3/\text{s}$

Equation 42: $Q_{10} = 0,0912 \times 711,8^{0,643} \times 2,58^{0,399} \times 16,96^{1,019} = 162,96 \text{m}^3/\text{s}$

Equation 44: $Q_{10} = 203 \times 711,8^{0,459} \times 70,13^{-1,301} \times 16,96^{0,813} = 164,27 \text{m}^3/\text{s}$

Nous allons prendre la valeur moyenne des débits comme le débit décennal par la méthode CIEH. Le débit décennal est donc : $Q_{10} = 216 \text{m}^3/\text{s}$.

2. Calcul du débit centennal par la méthode CIEH

Le débit décennal est donné par :

$$Q_{100} = 3,44 \times 216 = 743,75 \text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{100} \text{ (CIEH)} = 743,75 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV. Evaluation du débit de projet

Après avoir calculé le débit centennal par les méthodes ORSTOM et CIEH, nous remarquons une grande différence entre ces deux valeurs. Nous allons donc prendre comme débit de projet la valeur moyenne de ces deux débits. Alors : $Q_{\text{projet}} = 554,77 \text{m}^3/\text{s}$

$$\text{Débit de projet} = 554,77 \text{ m}^3/\text{s}$$

D. CALAGE DE L'OUVRAGE

I. Calcul de la profondeur normale d'eau sous le débit de projet

Nous assimilons la section de la brèche à une section rectangulaire de largeur $b = 45\text{m}$. Nous allons donc calculer la profondeur normale de l'eau au passage du débit de fréquence centennale afin de connaître la côte de l'intrados et des plus hautes eaux. Ces données nous permettront de caler l'ouvrage donc de le rendre insubmersible.

Le débit selon la formule de Manning-Strickler est :

$$Q = SK_s R_h^{2/3} \sqrt{I}$$

- ✓ Q : débit de projet (m³/s) ;
- ✓ S : section mouillée (m²);
- ✓ K_s : coefficient de Strickler ;
- ✓ R_h : rayon hydraulique (m);
- ✓ I : pente.

Nous avons donc par itération par la fonction Valeur Cible de Excel, y = 4,07m.

$$y = 4,07 \text{ m}$$

Tableau 47 : Paramètres hydrauliques

Débit (m ³ /s)	Coefficient de Strickler	Pente du cours d'eau	Profondeur d'eau (m)
554,77	40	0,0011	4,07

II. Calcul de la profondeur critique

La profondeur critique nous permet de connaître le régime d'écoulement du cours d'eau et elle est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$y_c = \left(\frac{Q^2}{gb^2} \right)^{1/3}$$

- ✓ y_c : profondeur critique ;
- ✓ Q : débit de projet ;
- ✓ b : largeur de la brèche ;

Alors, nous avons :

$$y_c = \left(\frac{554,77^2}{9,81 \times 45^2} \right)^{1/3} = 2,49 \text{ m}$$

$$y_c = 2,49 \text{ m}$$

Nous avons y > y_c, alors le régime d'écoulement est fluvial.

III. Tirant d'air

L'ouvrage est situé dans une zone arbustive dense. Le tirant d'air pour ces zones est de 2m selon le BCEOM. Il nous permet d'éviter d'avoir des corps flottants (troncs d'arbre) de heurter l'intrados du tablier en cas de crue et d'avoir les appareils d'appui surtout ceux en

élastomère fretté en dehors des eaux.

Tirant d'air = 2 m

IV. Calcul du remous

La méthode utilisée est celle du Bureau of Public Roads des USA, élaboré d'après des essais sur modèles.

Soient :

- ✓ h_1 : le tirant d'eau maximum juste en amont du pont ;
- ✓ h_2 : le tirant d'eau dans la section considérée avec rétrécissement (au niveau du pont) ou PHE.

On a : $h^*_1 = h_1 - h_0$: remous maximum dû au rétrécissement.

- ✓ b : la largeur entre culées ;
- ✓ B : la largeur du cours d'eau (entre les berges) ;
- ✓ $M = b/B$: le rapport de contraction (dans le cas de section rectangulaire) ;
- ✓ $V_a = Q_{\max}/bh_0$: la vitesse moyenne au niveau du pont.

Le remous h^*_1 est donné par :

$$h^*_1 = K^* \frac{V_a^2}{2g}$$

- ✓ g : pesanteur (= 9,81kN/m²)
- ✓ K^* : coefficient qui est calculé à partir des abaques selon la décomposition suivante :
- ✓ $K^* = K_b + K_p + K_e$
- ✓ K_b : coefficient de base ;
- ✓ K_p : terme correcteur rendant compte de l'effet d'obstruction des piles.
- ✓ K_e : coefficient correcteur dû à l'excentricité.

✚ Calcul du coefficient de contraction M

$$M = \frac{b}{B} = \frac{45}{50} = 0,9$$

Calcul du coefficient de base K_b

D'après l'abaque $K_b = 0,18$.

✚ Calcul de terme correcteur rendant compte de l'effet d'obstruction des piles K_p

$$K_p = K_0 \sigma$$

Le coefficient d'obstruction est donné par :

$$J = \frac{nE}{b} \text{ avec } n: \text{ nombre des piles et } E: \text{ épaisseur des piles.}$$

$$J = \frac{2 \times 0,8}{45} = 0,035$$

D'après l'abaque $K_0 = 0,1$ et $\sigma = 0,97$. Alors :

$$K_p = 0,1 \times 0,97 = 0,097$$

✚ Calcul du coefficient correcteur dû à l'excentricité

Comme les deux culées ont la même longueur, l'excentricité est égale à zéro.

Alors, d'après l'abaque $K_e = 0$.

$$K^* = 0,18 + 0,097 + 0 = 0,277$$

Le remous est donc :

$$h^*_1 = 0,277 \times \left(\frac{554,77}{45 \times 4,07} \right)^2 \times \frac{1}{2 \times 9,81} = 0,13 \text{ m}$$

Remous = 0,13 m

V. Calcul de l'affouillement

• Hypothèses

- ✓ Sol non-cohésif (sol pulvérulent), tel que les sédiments granulaires pour lesquels le diamètre des sédiments est petit (quelque cm).
- ✓ Pour les sols cohésifs, l'affouillement est nul.
- ✓ L'angle d'incidence entre la direction de l'eau et l'axe des piles est nul. Dans le cas contraire, il est recommandé de procéder à des corrections

Affouillement total = Affouillement général + Affouillement local

• Affouillement général : Formule de Hayni et Simons

$$H_g = 0,48Q^{0,36} - \frac{S_M}{B}$$

$$H_g = 0,48 \times 554,77^{0,36} - \frac{4,07 \times 45}{50} = 1 \text{ m}$$

- **Affouillement local** : l'ouvrage sera fondé dans l'argile qui est un sol cohérent. Selon l'hypothèse, l'affouillement local est nul.

L'affouillement total est alors :

Affouillement total = Affouillement général = 1 m

Les fondations seront donc ancrées à 1 m au moins en dessous du TN.

Pour le pont à poutres, les fondations seront ancrées à 2,5 m de profondeur.

Pour le pont dalle, les fondations pour les piles seront ancrées à 2,5 m de profondeur tandis

que les fondations des culées seront ancrées à 2,10m.

Affouillement total = 1m

VI. Calage de l'ouvrage

A l'issu des études ci-dessous, nous avons les résultats suivants :

Tirant d'air = 2m

$PHE = \text{cote TN} + y_n + \text{remous} = 312 + 4,07 + 0,13 = 316,2\text{m}$

$\text{Cote intrados} = PHE + \text{tirant d'air} = 316,2 + 2 = 318,2\text{m}$

ANNEXE III : DIMENSIONNEMENT DU PONT A POUTRES

A. DIMENSIONNEMENT DU HOURDIS

Le pont est sans entretoises intermédiaires pour des raisons de facilité d'exécution et économiques. Dans ce type de pont, le hourdis joue le rôle d'entretoisement. Il est donc soumis à une flexion locale due aux charges de type B essentiellement et une flexion globale. Nous étudierons donc dans un premier temps, le comportement du hourdis sous flexion locale avec les charges de type B et dans un second temps, la flexion globale ou générale sous les surcharges et les charges permanentes.

I. Calcul du coefficient de majoration dynamique du hourdis

Le coefficient de majoration dynamique est donné par selon le Fascicule 61 Titre2:

$$\delta = 1 + \frac{0.4}{1 + 0.2L} + \frac{0.6}{1 + \frac{4G}{S}}$$

- L : longueur de la travée considérée ;
- G : poids de la travée considérée ;
- S : surcharge maximale dans la travée considérée.

Pour le calcul du coefficient de majoration dynamique du hourdis, nous considérons selon le Fascicule 61 Titre 2, le poids du hourdis compris sur une longueur L qui est égale au minimum de la largeur roulable et de la portée de la travée, soit :

$$L = \text{Min}(L_R; \text{Portée}) = \text{Min}(5; 15) = 5\text{m}$$

✚ Evaluation des charges permanentes

$$\text{Revêtement} = 24 \times 0.08 \times 5 = 9,6\text{kN/ml}$$

$$\text{Etanchéité} = 24 \times 0,03 \times 5 = 3,6\text{kN/ml}$$

$$\text{Trottoir} = 25 \times 0,13 \times 2 = 6,5\text{kN/ml}$$

$$\text{Barrières} = 0,65 \times 2 = 1,3\text{kN/ml}$$

$$\text{Corniches} = 0,069375 \times 25 \times 2 = 3,47\text{kN/ml}$$

$$\text{Contre corniches} = 0,02375 \times 25 \times 4 = 2,375\text{kN/ml}$$

$$\text{Hourdis} = 0,2 \times 25 \times 6,6 = 33\text{kN/ml}$$

$$g = 59,845\text{kN/ml} \Rightarrow G = 59,845 \times 5 = 29,9225\text{t}$$

✚ Evaluation des charges d'exploitation

$$S_{B_c} = 24 \times 2 = 48\text{t}$$

$$S_{B_r} = 10\text{t}$$

$$S = \text{Max}(S_{B_c}; S_{B_r}) = 48\text{t}$$

Le coefficient de majoration dynamique est alors :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 5} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 29,9225}{48}} = 1,37$$

II. Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes

Dans cette partie sera évaluée les sollicitations dues aux charges permanentes. Les actions permanentes seront évaluées puis seront calculées les sollicitations.

1. Evaluation des charges permanentes du tablier

$$\text{Revêtement} = 24 \times 0,08 \times 5 \times 15 = 144 \text{ kN}$$

$$\text{Etanchéité} = 24 \times 0,03 \times 5 \times 15 = 54 \text{ kN}$$

$$\text{Trottoir} = 25 \times 0,13 \times 2 \times 15 = 97,5 \text{ kN}$$

$$\text{Barrières} = 0,65 \times 2 \times 15 = 19,5 \text{ kN}$$

$$\text{Corniches} = 0,069375 \times 25 \times 2 \times 15 = 52,05 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Contre corniches} = 0,02375 \times 25 \times 4 \times 15 = 35,675 \text{ kN}$$

$$\text{Hourdis} = 0,20 \times 25 \times 6,6 \times 15 = 495 \text{ kN}$$

$$\text{Alors le poids d'une travée est : } g = 897,725 \text{ kN}$$

Comme les sollicitations sont calculées sous charge surfacique, on a :

$$\mathbf{G = 897,725 / 6,6 \times 15 = 9,1 \text{ kN/m}^2}$$

2. Calcul du rapport des dimensions du hourdis

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{14,6} = 0,12 < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porte dans un seul sens}$$

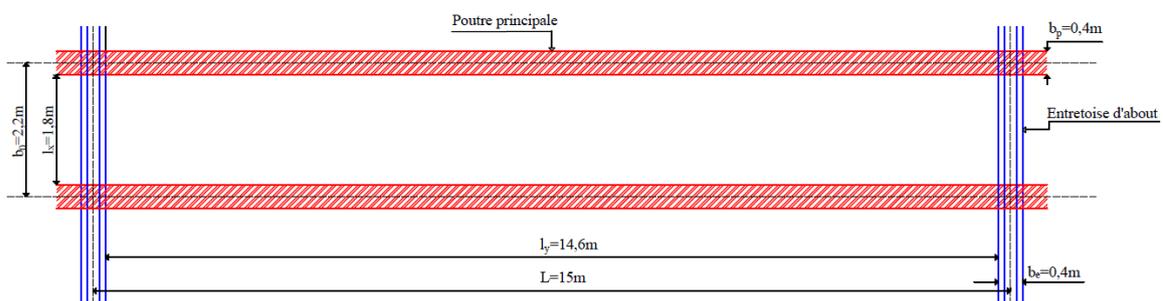


Figure 10 : Vue en plan d'un panneau du hourdis.

3. Calcul des sollicitations du hourdis

- **Moment** : le moment fléchissant est donné par :

$$M_g = \frac{Gl_x^2}{8} = \frac{9,1 \times 1,8^2}{8} = 3,686 \text{ kNm}$$

- **Effort tranchant** : il est égal à :

$$T_g = \frac{Gl_x}{2} = \frac{9,1 \times 1,8}{2} = 8,19 \text{ kN}$$

III. Flexion locale du hourdis

Les charges de type B étant réservés à l'étude des effets locaux, nous étudierons dans ce chapitre leur effet sur le hourdis afin d'en déduire leurs sollicitations.

D'après l'article A.3.2.5 des règles BAEL 83, on admet que les charges localisées appliquées à la surface de la dalle se diffusent suivant un angle de 45° jusqu'au plan moyen de la dalle. En ce qui concerne le revêtement qui est en général composé de matériaux moins résistant que le béton (asphalte coulé, béton bitumineux, enrobés, ...), l'angle de diffusion des charges localisées diminue à 37° .

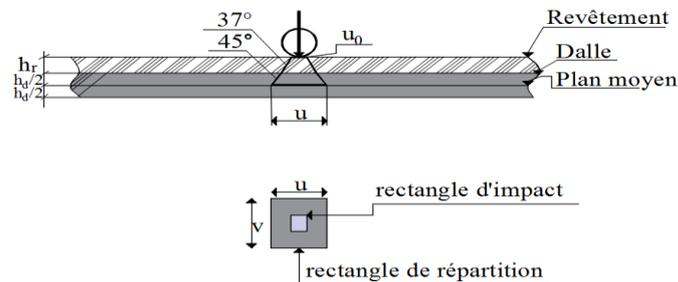


Figure 11 : Diffusion des charges localisées

1. Charge localisée de type Br

Soit une charge localisée P (charge de type Br : roue isolée de 10 tonnes) agissant sur une surface rectangulaire de dimensions $(u_0; v_0) = (0,6; 0,3)$.

Les dimensions du rectangle de répartition de la charge sont :

$$u = u_0 + 1,5h_r + h_d \text{ et } v = v_0 + 1,5h_r + h_d$$

Nous avons donc :

$$u = 0,6 + (1,5 \times 0,11) + 0,2 = 0,965 \text{ m}$$

$$v = 0,3 + (1,5 \times 0,11) + 0,2 = 0,665 \text{ m}$$

✚ Moments fléchissants

Les moments par unité de largeur au centre de la dalle se calculent à l'aide des expressions suivantes : $M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P$ et $M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P$.

Où :

- ✓ P est la charge localisée (charge Br ou Bc)
- ✓ ν : est le coefficient de poisson ($\nu = 0$ à l'ELU et 0,2 à l'ELS)
- ✓ M_1 et M_2 sont des coefficients dont les valeurs ont été calculées par Pigeaud et dont les valeurs sont directement lues sur les abaques de Mougouin.

On a alors :

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,965}{1,8} = 0,54 \text{ et } \frac{v}{l_y} = \frac{0,665}{14,6} = 0,046$$

La valeur de ρ étant de 0,12 ; on fera à chaque fois l'interpolation entre $\rho = 0,10$ et $\rho = 0,15$.

Par interpolation, on a : $M_1 = 0,14$ et $M_2 = 0,078$

• ELU

$$M_{0x,u} = 0,14 \times 100 = 14 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y,u} = 0,078 \times 100 = 7,8 \text{ kN.m}$$

• ELS

$$M_{0x,s} = (0,14 + (0,2 \times 0,078)) \times 100 = 15,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y,s} = (0,078 + (0,2 \times 0,14)) \times 100 = 10,6 \text{ kN.m}$$

✚ Efforts tranchants

On a : $u > v$. Alors :

Au milieu de v , dans le sens xx :

$$T_{ap,x} = \frac{P}{2u + v} = \frac{100}{(2 \times 0,965) + 0,665} = 38,54 \text{ kN}$$

Au milieu de u , dans le sens yy :

$$T_{ap,y} = \frac{P}{3u} = \frac{100}{3 \times 0,965} = 34,54 \text{ kN}$$

2. Charges localisées décentrées de type Bc

Nous allons utiliser la méthode de superposition avec les abaques de Mougouin pour avoir les valeurs maximales des moments et efforts tranchants. On découpe donc la dalle en un certain nombre de rectangles concentriques et superposer les résultats obtenus pour chaque cas élémentaire : c'est l'artifice de Résal (1912) basé sur les différences des rectangles centrés. Nous allons donc étudier quatre types de disposition des roues arrières de 6 tonnes à proximité

du centre de la dalle.

- 1^{er} cas : Effet de deux rectangles situés sur un axe et symétriques et symétrique par rapport à un autre.

$$(A_1, A_2, A_3, A_4) + (B_1, B_2, B_3, B_4) \cong (A_1, A_2, B_3, B_4) - (A_4, A_3, B_2, B_1)$$

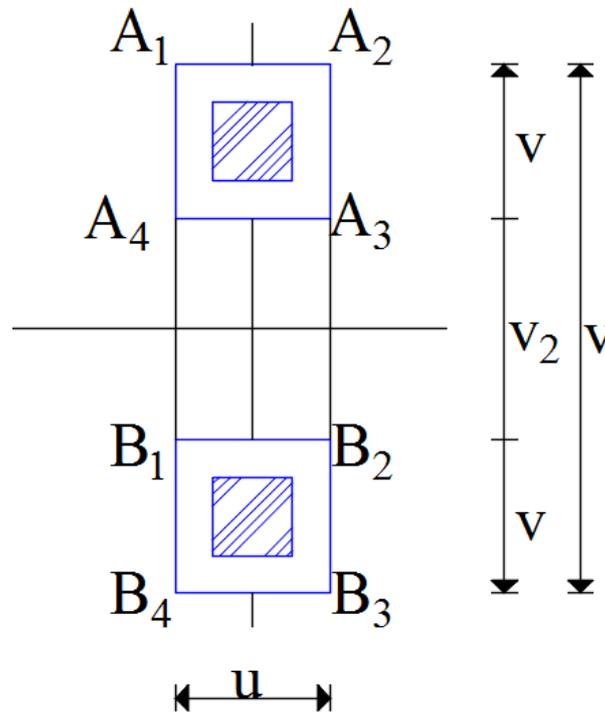


Figure 12 : Effet de deux rectangles situés sur un axe et symétriques et symétrique par rapport à un autre.

- Effet de (A_1, A_2, B_3, B_4)

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P \text{ et } M_{0y} = (M_2 + vM_1)P$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,615}{1,8} = 0,34 \text{ et } \frac{v_1}{l_y} = \frac{2,115}{14,6} = 0,14$$

$$M_1 = 0,128 \text{ et } M_2 = 0,025$$

✓ ELU

$$M_{0x,u} = 0,128 \times 120 = 15,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y,u} = 0,025 \times 120 = 3 \text{ kN.m}$$

✓ ELS

$$M_{0x,s} = (0,128 + (0,20 \times 0,025)) \times 120 = 15,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y,s} = (0,025 + (0,20 \times 0,128)) \times 120 = 6,048 \text{ kN.m}$$

• Effet de (A₄, A₃, B₂, B₁)

$$P = puv_2 = p \frac{v_2}{v_1} = 120 \times \frac{0,885}{2,115} = 50,21 \text{ kN}$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,615}{1,8} = 0,34 \text{ et } \frac{v_2}{l_y} = \frac{0,885}{14,6} = 0,06$$

$$M_1 = 0,164 \text{ et } M_2 = 0,075$$

✓ ELU

$$M_{ox,u} = 0,164 \times 50,21 = 8,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,075 \times 50,21 = 3,77 \text{ kN.m}$$

✓ ELS

$$M_{ox,s} = (0,164 + (0,20 \times 0,075)) \times 50,21 = 9 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,075 + (0,2 \times 0,164)) \times 50,21 = 5,41 \text{ kN.m}$$

❖ Conclusion pour le 1^{er} cas

$$M_{ox,u} = 15,36 - 8,23 = 7,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 3 - 3,77 = -0,77 \text{ kN.m}$$

$$M_{ox,s} = 15,96 - 9 = 6,96 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = 6,048 - 5,41 = 0,638 \text{ kN.m}$$

✚ 2^{ème} cas : Effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe.

$$(A_1, A_2, A_3, A_4) + (B_1, B_2, B_3, B_4) = \frac{1}{2} [(A_1 A_2 C_3 C_4) - (A_4 A_3 C_2 C_1)] + (B_1 B_2 B_3 B_4)$$

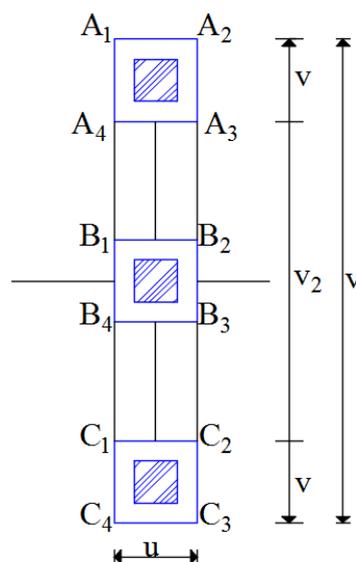


Figure 13 : Effet d'un rectangle centré et d'un rectangle placé sur un axe.

- Effet de A_1, A_2, A_3, A_4

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,615}{1,8} = 0,34 \text{ et } \frac{v_3}{l_y} = \frac{3,615}{14,6} = 0,25$$

$$M_1 = 0,092 \text{ et } M_2 = 0,0066$$

- ✓ ELU

$$M_{ox,u} = 0,092 \times 120 = 11,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,0066 \times 120 = 0,792 \text{ kN.m}$$

- ✓ ELS

$$M_{ox,s} = (0,092 + (0,20 \times 0,0066)) \times 120 = 11,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,0066 + (0,2 \times 0,092)) \times 120 = 3 \text{ kN.m}$$

- Effet de $A_4 A_3 C_2 C_1$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,615}{1,8} = 0,34 \text{ et } \frac{v_1}{l_y} = \frac{2,385}{14,6} = 0,16$$

$$M_1 = 0,121 \text{ et } M_2 = 0,02$$

$$P = 120 \times \frac{2,385}{3,615} = 79,17 \text{ kN}$$

- ✓ ELU

$$M_{ox,u} = 0,121 \times 79,17 = 9,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,02 \times 79,17 = 1,62 \text{ kN.m}$$

- ✓ ELS

$$M_{ox,s} = (0,121 + (0,20 \times 0,02)) \times 79,17 = 9,9 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,02 + (0,2 \times 0,121)) \times 79,17 = 3,53 \text{ kN.m}$$

- Effet de $B_1 B_2 B_3 B_4$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,615}{1,8} = 0,34 \text{ et } \frac{v}{l_y} = \frac{0,615}{14,6} = 0,04$$

$$M_1 = 0,172 \text{ et } M_2 = 0,098$$

$$P = 120 \times \frac{0,615}{3,615} = 20,41 \text{ kN}$$

- ✓ ELU

$$M_{ox,u} = 0,172 \times 20,41 = 3,51 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,098 \times 20,41 = 2 \text{ kN.m}$$

- ✓ ELS

$$M_{ox,s} = (0,172 + (0,20 \times 0,098)) \times 20,41 = 3,91 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,098 + (0,2 \times 0,172)) \times 20,41 = 2,7 \text{ kN.m}$$

❖ Conclusion pour le deuxième cas

$$M_{ox,u} = \frac{1}{2} [11,04 - 9,58] + 3,51 = 4,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = \frac{1}{2} [0,792 - 1,62] + 2 = 1,586 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = \frac{1}{2} [11,2 - 9,9] + 3,91 = 4,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = \frac{1}{2} [3 - 3,53] + 2,7 = 2,435 \text{ kN.m}$$

✚ 3^{ème} cas : quatre rectangles non centrés et symétriques deux à deux

$$(A_1, A_2, A_3, A_4) + (B_1, B_2, B_3, B_4) + (C_1, C_2, C_3, C_4) + (D_1, D_2, D_3, D_4) \\ = (A_1, B_2, C_3, D_4) + (A_3, B_4, C_1, D_2) - (A_4, B_3, C_2, D_1) - (A_2, B_1, C_4, D_3)$$

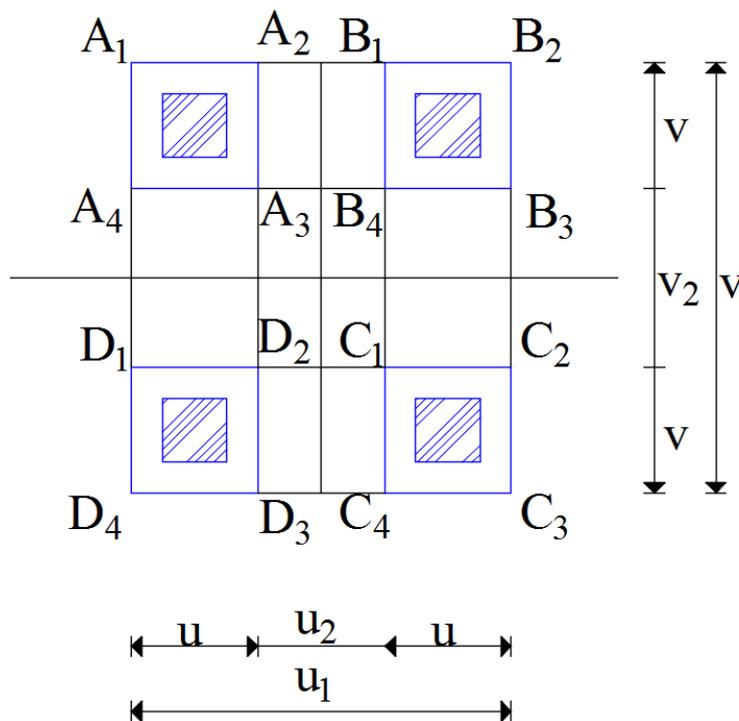


Figure 14 : quatre rectangles non centrés et symétriques deux à deux.

• Effet de (A₁, B₂, C₃, D₄)

$$\frac{u}{l_x} = \frac{1,45}{1,80} = 0,80; \quad \frac{v_1}{l_y} = \frac{2,115}{14,6} = 0,14 \text{ et } P = 240 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0,089 \text{ et } M_2 = 0,0176$$

✓ **ELU**

$$M_{ox,u} = 0,089 \times 240 = 21,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,0176 \times 240 = 4,224 \text{ kN.m}$$

✓ **ELS**

$$M_{ox,s} = (0,089 + (0,20 \times 0,0176)) \times 240 = 22,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,0176 + (0,2 \times 0,089)) \times 240 = 8,5 \text{ kN.m}$$

• **Effet de (A₃, B₄, C₁, D₂)**

$$\frac{u_2}{l_x} = \frac{0,22}{1,80} = 0,12; \quad \frac{v_2}{l_y} = \frac{0,885}{14,86} = 0,06$$

$$P = 240 \times \frac{0,22 \times 0,885}{1,53 \times 2,115} = 14,44 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0,21 \text{ et } M_2 = 0,078$$

✓ **ELU**

$$M_{ox,u} = 0,21 \times 14,44 = 3,03 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,078 \times 14,44 = 1,13 \text{ kN.m}$$

✓ **ELS**

$$M_{ox,s} = (0,21 + (0,20 \times 0,078)) \times 14,44 = 3,26 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,078 + (0,2 \times 0,21)) \times 14,44 = 1,73 \text{ kN.m}$$

• **Effet de (A₄, B₃, C₂, D₁)**

$$\frac{u}{l_x} = \frac{1,45}{1,80} = 0,8; \quad \frac{v_2}{l_y} = \frac{0,885}{14,6} = 0,06$$

$$P = 240 \times \frac{1,45 \times 0,885}{1,45 \times 2,115} = 100,43 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0,1 \text{ et } M_2 = 0,05$$

✓ **ELU**

$$M_{ox,u} = 0,1 \times 100,43 = 10,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,05 \times 100,43 = 4,82 \text{ kN.m}$$

✓ **ELS**

$$M_{ox,s} = (0,1 + (0,20 \times 0,05)) \times 100,43 = 11,21 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,05 + (0,20 \times 0,1)) \times 100,43 = 6,87 \text{ kN.m}$$

- Effet de (A₂, B₁, C₄, D₃)

$$\frac{u_2}{l_x} = \frac{0,22}{1,8} = 0,12; \quad \frac{v_1}{l_y} = \frac{2,115}{14,6} = 0,14$$

$$P = 240 \times \frac{0,22 \times 2,115}{1,45 \times 2,115} = 36,41 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = 0,152 \text{ et } M_2 = 0,0242$$

- ✓ ELU

$$M_{ox,u} = 0,152 \times 36,41 = 5,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,0242 \times 36,41 = 0,88 \text{ kN.m}$$

- ✓ ELS

$$M_{ox,s} = (0,152 + (0,20 \times 0,0242)) \times 36,41 = 5,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,0242 + (0,2 \times 0,152)) \times 36,41 = 2 \text{ kN.m}$$

- ❖ Conclusion pour le 3^{ème} cas

$$M_{ox,u} = 21,36 + 3,03 - 10,24 - 5,53 = 8,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 4,224 + 1,13 - 4,82 - 0,88 = -0,346 \text{ kN.m}$$

$$M_{ox,s} = 22,2 + 3,26 - 11,21 - 5,71 = 8,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = 8,5 + 1,73 - 6,87 - 2 = 1,36 \text{ kN.m}$$

- ✚ 4^{ème} cas : quatre rectangles dont deux centrés sur l'axe transversal et symétrique par rapport à l'axe longitudinal.

$$\begin{aligned} & (A_1, A_2, A_3, A_4) + (B_1, B_2, B_3, B_4) + (C_1, C_2, C_3, C_4) + (D_1, D_2, D_3, D_4) \\ &= \frac{1}{2} \left((A_1 B_2 E_3 F_4) - (A_2 B_1 E_4 F_3) - (A_4 B_3 E_2 F_1) + (A_3 B_4 E_1 F_2) \right) \\ &+ (D_1 C_2 C_3 D_4) - (D_2 C_1 C_4 D_3) \end{aligned}$$

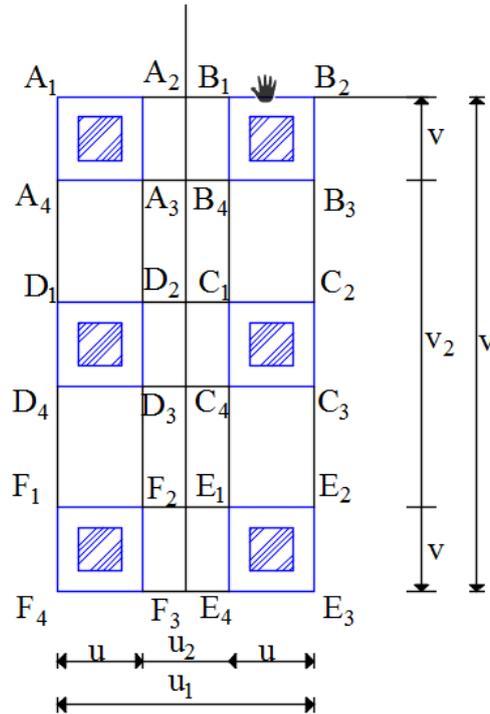


Figure 15 : quatre rectangles dont deux centrés sur l'axe transversal et symétrique par rapport à l'axe longitudinal.

• **Effet de (A₁B₂E₃F₄)**

$$\frac{u_2}{l_x} = \frac{1,45}{1,8} = 0,80; \quad \frac{v_2}{l_y} = \frac{3,615}{14,6} = 0,25 \text{ et } P = 240\text{kN}$$

$$M_1 = 0,064 \text{ et } M_2 = 0,0053$$

✓ **ELU**

$$M_{ox,u} = 0,064 \times 240 = 15,264\text{kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,0053 \times 240 = 1,28\text{kN.m}$$

✓ **ELS**

$$M_{ox,s} = (0,064 + (0,20 \times 0,0053)) \times 240 = 15,52\text{kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,0053 + (0,2 \times 0,064)) \times 240 = 4,33\text{kN.m}$$

• **Effet de A₂B₁E₄F₃**

$$\frac{u}{l_x} = \frac{0,22}{1,8} = 0,12; \quad \frac{v_3}{l_y} = \frac{3,615}{14,6} = 0,25 \text{ et } P = 240 \times \frac{0,22 \times 3,615}{1,45 \times 3,615} = 36,41\text{kN}$$

$$M_1 = 0,102 \text{ et } M_2 = 0,006$$

✓ **ELU**

$$M_{ox,u} = 0,102 \times 36,41 = 3,71\text{kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,006 \times 36,41 = 0,22\text{kN.m}$$

✓ ELS

$$M_{ox,s} = (0,102 + (0,20 \times 0,006)) \times 36,41 = 3,76 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,006 + (0,2 \times 0,102)) \times 36,41 = 0,96 \text{ kN.m}$$

• Effet de (A₄B₃E₂F₁)

$$\frac{u}{l_x} = \frac{1,45}{1,8} = 0,8; \quad \frac{v_2}{l_y} = \frac{2,385}{14,6} = 0,16$$

$$P = 240 \times \frac{2,385 \times 1,45}{1,45 \times 3,615} = 158,34 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0,084 \text{ et } M_2 = 0,015$$

✓ ELU

$$M_{ox,u} = 0,084 \times 158,34 = 13,3 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,015 \times 158,34 = 2,38 \text{ kN.m}$$

✓ ELS

$$M_{ox,s} = (0,084 + (0,20 \times 0,015)) \times 158,34 = 13,78 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,015 + (0,2 \times 0,083 = 4)) \times 158,34 = 5,04 \text{ kN.m}$$

• Effet de (A₃B₄E₁F₂)

$$\frac{u_1}{l_x} = \frac{0,22}{1,8} = 0,12; \quad \frac{v_2}{l_y} = \frac{2,385}{14,6} = 0,16$$

$$P = 240 \times \frac{2,385 \times 0,22}{1,45 \times 3,615} = 24,02 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0,142 \text{ et } M_2 = 0,021$$

✓ ELU

$$M_{ox,u} = 0,142 \times 24,02 = 3,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,021 \times 24,02 = 0,509 \text{ kN.m}$$

✓ ELS

$$M_{ox,s} = (0,142 + (0,20 \times 0,021)) \times 24,02 = 3,51 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,021 + (0,2 \times 0,142)) \times 24,02 = 1,19 \text{ kN.m}$$

• Effet de (D₁C₂C₃D₄)

$$\frac{u_1}{l_x} = \frac{1,45}{1,8} = 0,80; \quad \frac{v_2}{l_y} = \frac{0,615}{14,6} = 0,042; \quad P = 240 \times \frac{1,45 \times 0,615}{1,45 \times 3,615} = 40,83 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0,11 \text{ et } M_2 = 0,068$$

✓ ELU

$$M_{ox,u} = 0,11 \times 40,83 = 4,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,068 \times 40,83 = 2,78 \text{ kN.m}$$

✓ ELS

$$M_{ox,s} = (0,11 + (0,20 \times 0,068)) \times 40,83 = 4,84 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,068 + (0,2 \times 0,11)) \times 40,83 = 3,63 \text{ kN.m}$$

• Effet de (D₂C₁C₄D₃)

$$\frac{u_1}{l_x} = \frac{0,22}{1,8} = 0,12; \quad \frac{v_2}{l_y} = \frac{0,615}{14,6} = 0,042 \quad \text{et } P = 240 \times \frac{1,45 \times 0,22}{1,45 \times 3,615} = 14,605 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0,228 \quad \text{et} \quad M_2 = 0,102$$

✓ ELU

$$M_{ox,u} = 0,228 \times 14,605 = 3,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,u} = 0,102 \times 14,605 = 1,49 \text{ kN.m}$$

✓ ELS

$$M_{ox,s} = (0,228 + (0,20 \times 0,102)) \times 14,605 = 3,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{oy,s} = (0,102 + (0,2 \times 0,228)) \times 14,605 = 2,16 \text{ kN.m}$$

❖ Conclusion pour le 4^{ème} cas

$$M_{ox,u} = 0,5(15,624 - 3,71 - 13,3 + 3,41) + 4,29 - 3,33 = 1,972 \text{ kNm}$$

$$M_{oy,u} = 0,5(1,28 - 0,22 - 2,38 + 0,509) + 2,78 - 1,49 = 0,885 \text{ kNm}$$

$$M_{ox,s} = 0,5(15,52 - 3,76 - 13,78 + 3,51) + 4,84 - 3,63 = 1,955 \text{ kNm}$$

$$M_{oy,s} = 0,5(4,33 - 0,96 - 5,04 + 1,19) + 3,63 - 2,16 = 1,23 \text{ kNm}$$

❖ Conclusion générale pour les surcharges de type B

Les moments fléchissants ci-dessous sont les maximums de ceux calculés dans les différents cas :

Tableau 48 : Récapitulatif des moments en flexion locale

	Mox,u (KNm)	Moy,u (kNm)	Mox,s (KNm)	Moy,s (kNm)
Charge Br	14	7,8	15,56	10,6
Charge Bc	8,62	1,59	8,54	2,44

❖ Combinaison des charges

Les combinaisons utilisées sont celles du BAEL.

Nous avons :

$$M_{ox} = \gamma_G M_{ox}^{Per} + \text{Sup}\{\delta_B \gamma_{Q1}^B \text{Sup}(b_c M_{ox}^{bc}; b_t M_{ox}^{bt}; M_{ox}^{br}); \delta_{Mc} \gamma_{Q1}^{Mc} M_{Q1}^{Mc}\}$$

$$M_{oy} = \gamma_G M_{oy}^{Per} + \text{Sup}\{\delta_B \gamma_{Q1}^B \text{Sup}(b_c M_{oy}^{bc}; b_t M_{oy}^{bt}; M_{oy}^{br}); \delta_{Mc} \gamma_{Q1}^{Mc} M_{Q1}^{Mc}\}$$

✓ **ELU**

$$M_{ox,u} = (1,35 \times 3,686) + \text{Sup}\left(1,37 \times 1,6 \times \text{Sup}((8,62 \times 1,2); 14)\right)$$

$$M_{ox,u} = (1,35 \times 3,686) + (1,37 \times 1,6 \times 14) = 35,66 \text{ kNm}$$

$$M_{oy,u} = \text{Sup}\left(1,37 \times 1,6 \times \text{Sup}((1,59 \times 1,2); 7,8)\right)$$

$$M_{oy,u} = 1,37 \times 1,6 \times 7,8 = 17,1 \text{ kNm}$$

✓ **ELS**

$$M_{ox,s} = (3,686) + \text{Sup}\left(1,37 \times 1,2 \times \text{Sup}((8,54 \times 1,2); 15,56)\right)$$

$$M_{ox,s} = (3,686) + (1,37 \times 1,2 \times 15,56) = 29,27 \text{ kNm}$$

$$M_{oy,s} = \text{Sup}\left(1,37 \times 1,2 \times \text{Sup}((2,44 \times 1,2); 10,6)\right)$$

$$M_{oy,s} = 1,37 \times 1,2 \times 10,6 = 17,43 \text{ kNm}$$

3. Calcul des moments de continuité de la dalle

Les moments dans le hourdis se calculent forfaitairement à partir des efforts isostatiques M_{ox} et M_{oy} calculés dans l'hypothèse des dalles appuyées sur des appuis articulés. Ces moments au milieu des travées $M_{tr,x}$ et $M_{tr,y}$ peuvent être réduites de 20 à 25% selon les conditions d'encastrement. Les moments d'encastrement sur les petits et les grands côtés $M_{ap,x}$ et $M_{ap,y}$ sont évalués au moins à 50% du moment M_{ox} dans le sens de la petite portée. Ces calculs doivent être effectués pour chaque type de charge (Cours Ouvrages d'art, M. Ben Ouédou).

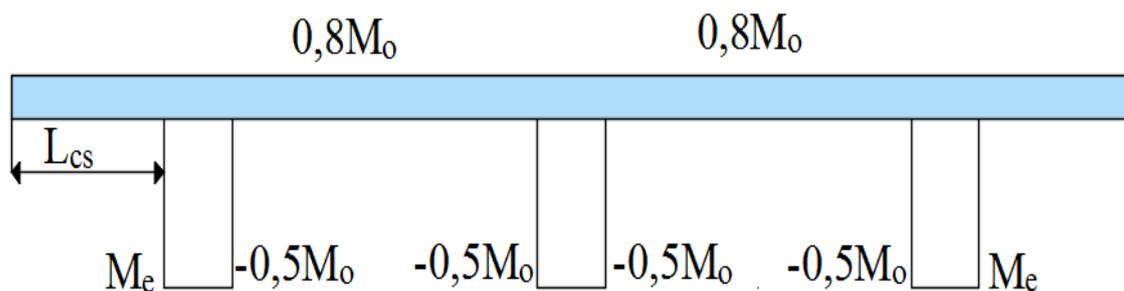


Figure 16 : Moments de continuité dans la dalle

✚ **Dans les travées**

→ Dans la direction l_x

Travée de rive $M_x^{tr} = 0,80M_{ox}$

Travée intermédiaire $M_x^{tr} = 0,75M_{ox}$

→ Dans la direction l_y

$$\text{Travée de rive } M_y^{\text{tr}} = 0,80M_{0y}$$

✚ Sur les appuis

→ Dans la direction l_x

$$\text{Appui intermédiaire } M_x^{\text{ap}} = -0,50M_{0x}$$

$$\text{Appui de rive } M_x^{\text{ap}} = -\text{Sup}(0,50M_{0x}; |M_e|)$$

→ Dans la direction l_y

$$\text{Appui intermédiaire } M_y^{\text{ap}} = -0,50M_{0x}$$

$$\text{Appui de rive } M_y^{\text{ap}} = -0,50M_{0x}$$

Les moments en travée et sur appui ont été calculés et les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 49 : Sollicitations dans le hourdis

Moments fléchissants (kNm)	$M_{x, \text{elu}}$	$M_{x, \text{els}}$	$M_{y, \text{elu}}$	$M_{y, \text{els}}$
Travée de rive	28,53	23,42	13,68	13,94
Appui de rive	-17,83	-14,64	-17,83	-14,64
Appui intermédiaire	-17,83	-14,64	-17,83	-14,64

4. Calcul du moment d'encorbellement sous l'effet des charges permanentes et de la charge du trottoir.

Il est calculé sous l'effet des charges permanentes et de la surcharge de trottoir qui représente une charge locale de $0,45\text{t/m}^2$ (Fascicule 61, titre 2) à placer de la façon la plus défavorable.

Le moment d'encorbellement est donné par :

$$M_e = -\gamma_G g_{\text{per}} \frac{L_{\text{cs}}^2}{2} - \gamma_{Q_1}^{\text{tr}} \sup \left(q_{\text{tr}} L_{\text{tr}} \left(L_{\text{cs}} - \frac{L_{\text{tr}}}{2} \right); \frac{P_{\text{tr}}}{L_c} L_{\text{cs}} \right)$$

$$L_{\text{cs}} = 1,1 - (0,4/2) = 0,90\text{m (largeur de la console)}$$

$$g_{\text{per}} \frac{L_{\text{cs}}^2}{2} = 9,1 \times \frac{0,9^2}{2} = 3,6855\text{kNm}$$

$$q_{\text{tr}} L_{\text{tr}} \left(L_{\text{cs}} - \frac{L_{\text{tr}}}{2} \right) = 4,5 \times 0,8 \times \left(0,9 - \frac{0,8}{2} \right) = 1,8\text{kN}$$

$$\frac{P_{\text{tr}}}{L_c} L_{\text{cs}} = \frac{60}{15} \times 0,9 = 3,6\text{kN}$$

Ce moment vaut alors :

$$\checkmark \text{ ELU } \quad M_e = -(1,35 \times 3,6855) - (1,6 \times 3,6) = -10,74\text{kNm}$$

✓ ELS $M_e = -3,6855 - 3,6 = -7,29 \text{ kNm}$

IV. Flexion globale du hourdis

Le tablier du pont ne possédant pas d'entretoises intermédiaires, le hourdis joue le rôle d'entretoisement. Il est donc soumis à une flexion globale ou générale qu'aurait subie l'entretoise si elle existait. Cette flexion est calculée d'après la méthode de Guyon-Massonnet en prenant 1ml du hourdis comme étant une entretoise intermédiaire.

D'après Guyon-Massonnet, le moment fléchissant dans une entretoise est donné par :

$$M_{y(x,y)} = \frac{b}{8} \sum_{n=1}^{\infty} \mu_n q_n \sin \frac{n\pi x}{L} ; b = \frac{L_r + 2L_{Tr}}{2} = L_T : \text{demi largeur active}$$

- L_r : largeur roulable
- L_{tr} : largeur du trottoir
- L_t : largeur totale
- μ_n : coefficient de Guyon Massonnet
- Q_n : charge appliquée en forme de lame de couteau (développement en série de Fourier)
- L_c : portée principale du pont.

Le moment maximum au centre de la dalle ($x=L/2$) d'après la méthode de Guyon-Massonnet donne pour les deux premiers termes (à savoir $n=1$ et $n=3$) : $M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)$.

1. Détermination de q

Les charges de type A étant moins défavorables que celles de type B, nous n'allons considérer que ces dernières en plus des surcharges militaires. Ces charges doivent être développées en Série de Fourier en une lame de couteau.

Deux cas se présentent alors:

✚ **Cas 1** : charge uniformément répartie d'intensité q sur toute la longueur L (telle que la charge permanente g_{per} et celle du trottoir q_{tr}).

$$q_k = \frac{4q}{k\pi}, \text{ si } k \text{ est impair}$$

$$q_k = 0, \text{ si } k \text{ est pair}$$

$$\text{Si } k = 1, q_1 = \frac{4q}{\pi}$$

$$\text{Si } k = 3, q_1 = \frac{4q}{3\pi}$$

✚ **Cas 2** : charge concentrée P au point d'abscisse d (cas B_c et B_r)

$$q_k = \frac{2p}{L} \sin \frac{k\pi d}{L}, \text{ si } k \text{ est impair}$$

$$q_k = 0, \text{ si } k \text{ est pair}$$

Ici :

$$q_1 = \frac{2p}{L} \sin \frac{\pi d}{L}$$

$$q_3 = \frac{2p}{L} \sin \frac{3\pi d}{L}$$

2. Détermination des coefficients μ_n

Le coefficient μ_n est une fonction de α , θ , y et e avec :

- α : paramètre de torsion ;
- θ : paramètre d'entretoisement ;
- y : ordonnée de la fibre considérée du hourdis ;
- e : la position de la charge.

Il est déterminé à l'aide des tables de Guyon-Massonnet et le calcul se fait comme dans le cas de la détermination du CRT.

Courbes de μ_1 et μ_3 en fonction de e

$$2b = 6,6 \Rightarrow b = 3,3\text{m}; \frac{b}{2} = 1,65\text{m} \text{ et } \frac{b}{4} = 0,825\text{m}$$

On a : $\alpha = 0,515$ et $\theta = 0,565$.

$$0,1 < \theta < 1 \Rightarrow \mu = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\alpha(1 - e^{\theta_0}) \text{ avec } \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663}$$

$$\text{Alors : } \mu = 0,273\mu_1 + 0,727\mu_0$$

Concernant θ , on détermine ceux du 1^{er} et du 3^{ème} harmonique pour un calcul manuel :

$$\theta_1 = \frac{b}{L} = \frac{3,3}{15} = 0,22$$

$$\theta_3 = \frac{3b}{L} = \frac{3 \times 3,3}{15} = 0,66$$

Déterminons $\mu_1 = f(e)$ et $\mu_3 = f(e)$ correspondant respectivement à θ_1 et θ_3

Interpolation sur $\theta_1 = 0,22$ entre $\theta = 0,20$ et $\theta = 0,30$

$$\mu_{0,22} = 0,2 \mu_{0,30} + 0,8 \mu_{0,2}$$

Interpolation sur $\theta_3 = 0,66$ entre $\theta = 0,60$ et $\theta = 0,70$

$$\mu_{0,66} = 0,6 \mu_{0,70} + 0,4 \mu_{0,60}$$

On commence l'interpolation sur $\theta_1 = 0,22$. On recopie les deux premières lignes à partir des tableaux de Guyon-Massonnet, la troisième ligne constitue l'interpolation sur α . La dernière

ligne est l'interpolation sur θ . Le tableau est symétrique par rapport à 0.

Tableau 50 : $\mu_1 = f(e)$ après interpolation sur $\theta_1 = 0,22$

$\theta = 0,22$										
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\theta_1 = 0,20$	$\mu(\alpha=0) \cdot 10^{-4}$	-2486	-1244	-1	1244	2491	Symétrique			
	$\mu(\alpha=1) \cdot 10^{-4}$	-1868	-987	-61	956	2116				
	$\mu_1 \cdot 10^{-4}$	-2317	-1174	-17	1165	2389				
$\theta_2 = 0,30$	$\mu(\alpha=0) \cdot 10^{-4}$	-2430	-1220	-7	1217	2457	Symétrique			
	$\mu(\alpha=1) \cdot 10^{-4}$	-1401	-787	-102	734	1820				
	$\mu_1 \cdot 10^{-4}$	-2149	-1102	-33	1085	2283				
$\mu_1 \cdot 10^{-4}$		-2284	-1159	-20	1149	2368	Symétrique			

Ensuite, on fait l'interpolation sur $\theta_3 = 0,66$. On recopie les deux premières lignes à partir des tableaux de Guyon-Massonnet, la troisième ligne constitue l'interpolation sur α . La dernière ligne est l'interpolation sur θ . Le tableau est symétrique par rapport à 0.

Tableau 51 : $\mu_3 = f(e)$ après interpolation sur $\theta_3 = 0,66$

$\theta = 0,66$										
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\theta_1 = 0,60$	$\mu(\alpha=0) \cdot 10^{-4}$	-1690	-903	-77	864	1999	Symétrique			
	$\mu(\alpha=1) \cdot 10^{-4}$	-525	-379	-152	201	1191				
	$\mu_3 \cdot 10^{-4}$	-1372	-760	-97	683	1778				
$\theta_2 = 0,70$	$\mu(\alpha=0) \cdot 10^{-4}$	-1296	-733	-113	675	1753	Symétrique			
	$\mu(\alpha=1) \cdot 10^{-4}$	-379	-299	-150	208	1057				
	$\mu_3 \cdot 10^{-4}$	-1046	-615	-123	548	1563				
$\mu_3 \cdot 10^{-4}$		-1176	-673	-113	602	1649	Symétrique			

Enfin, on présente la variation de μ en fonction de e dans le tableau suivant puis on trace les courbes $\mu_1 = f(e)$ et $\mu_3 = f(e)$.

Tableau 52 : Variations de μ en fonction de e

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu_1 \cdot 10^{-4}$	-2284	-1159	-20	1149	2368	Symétrique			
$\mu_3 \cdot 10^{-4}$	-1176	-673	-113	602	1649				

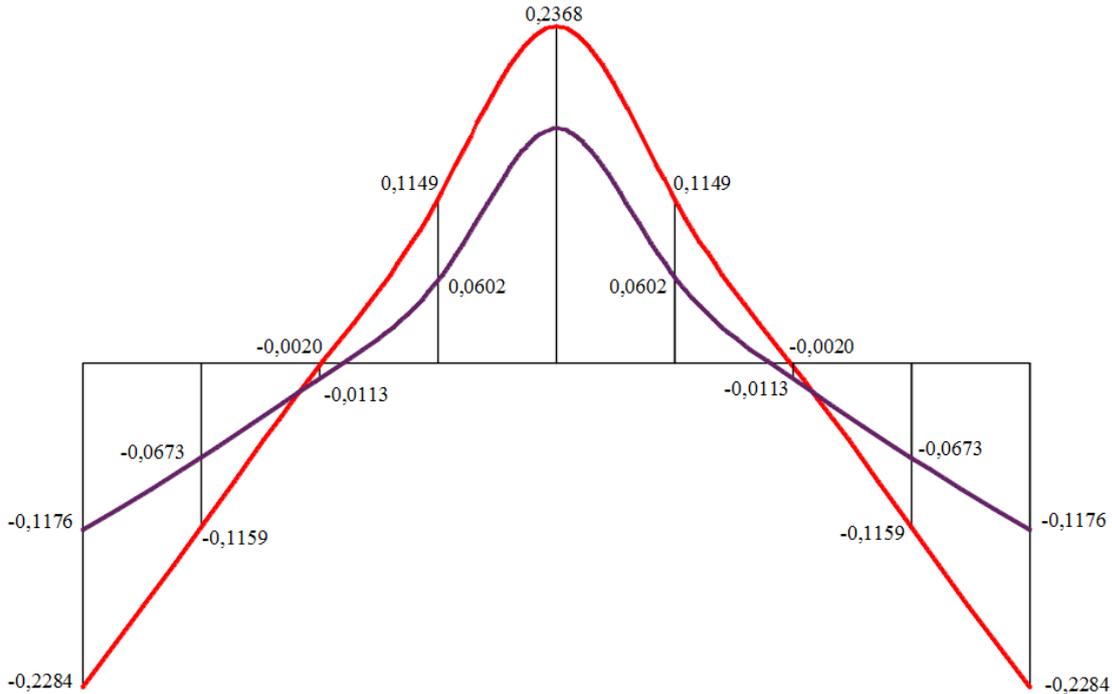


Figure 17 : Variations de μ en fonction de e .

3. Détermination des moments globaux

✓ Caractéristiques de la voie

- Largeur chargeable = Largeur roulable = 5 m ;
- Nombre de voies = 2 voies ;
- Pont de la 3ème classe ;
- Demi-largeur du pont $b = 3,3$ m.

✓ Charges permanentes

- ✚ **Transversalement** : toute la largeur est chargée puisque cette charge existe toujours. Comme cette charge est uniformément répartie, nous allons calculer μ_1 et μ_3 en prenant les différentes surfaces positives et negatives.

$$\mu_1 = 2 \left(0,5\mu_1(e = -b) + \mu_1 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + \mu_1 \left(e = \frac{b}{2} \right) + \mu_1 \left(e = \frac{-b}{4} \right) + 0,5\mu_1(e = 0) \right) \frac{b}{4}$$

$$\mu_1 = 2 \times (0,5(-0,228) - 0,116 - 0,002 + 0,115 + 0,5 \times (0,237)) \times \frac{3,3}{4} = 0,0025$$

$$\mu_3 = 2 \left(0,5\mu_3(e = -b) + \mu_3 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + \mu_3 \left(e = \frac{b}{2} \right) + \mu_3 \left(e = \frac{-b}{4} \right) + 0,5\mu_3(e = 0) \right) \frac{b}{4}$$

$$\mu_3 = 2 \times (0,5(-0,118) - 0,067 - 0,0113 + 0,0602 + 0,5 \times (0,165)) \times \frac{3,3}{4} = 0,0022$$

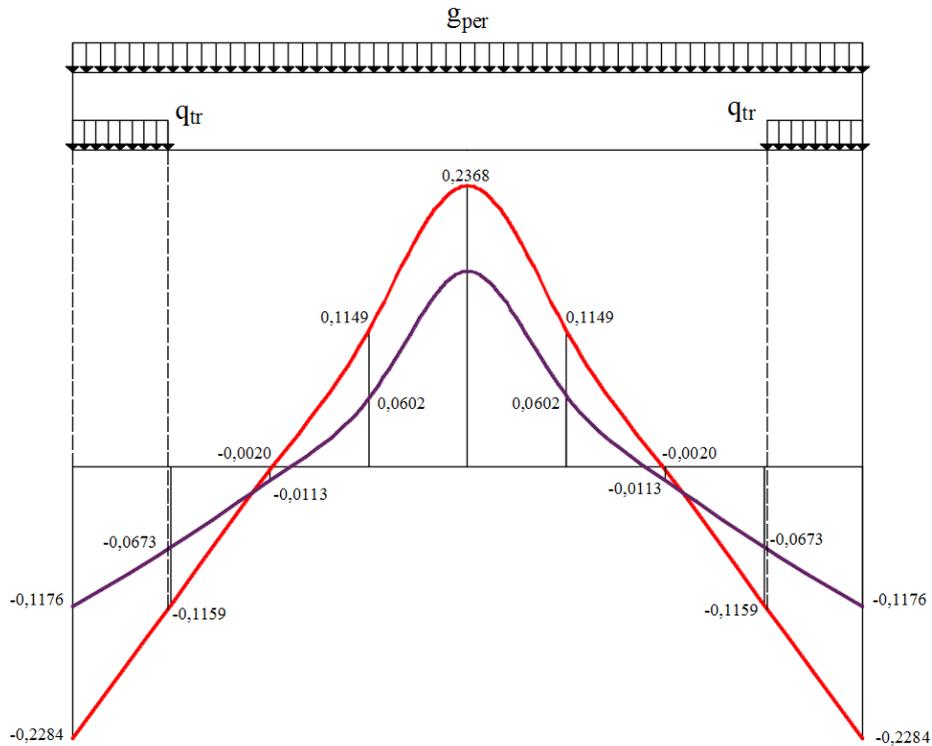


Figure 18 : Disposition de la charge permanente et du trottoir sur la courbe de μ .

Longitudinalement

La charge permanente sur le hourdis a été calculé ci-haut et elle est égale à :

$$g_{per} = 8,89 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = \frac{4q}{\pi} = \frac{4 \times 9,1}{\pi} = 11,59 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = \frac{4q}{3\pi} = \frac{4 \times 9,1}{3\pi} = 3,86 \text{ kN/m}^2$$

Le moment de flexion globale sous charge permanente est :

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3) = \frac{3,3}{8} \times ((0,0025 \times 11,59) - (0,002 \times 3,86)) = 0,008 \text{ kNm/ml}$$

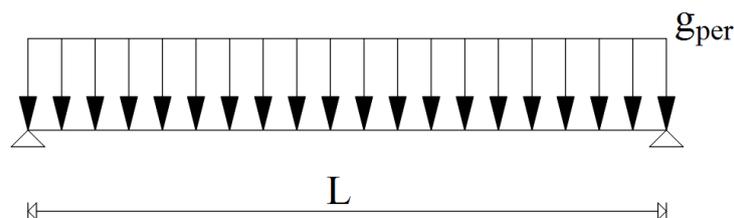


Figure 19 : Cas le plus défavorable pour la charge permanente.

✓ **Charge du trottoir**✚ **Transversalement**

$$\mu_1 = 2 \times \frac{1}{2} \left(\mu_1(e = -b) + \mu_1 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) \right) L_{tr}$$

$$\mu_1 = (-0,228 - 0,119) \times 0,8 = -0,278$$

$$\mu_3 = 2 \times \frac{1}{2} \left(\mu_3(e = -b) + \mu_3 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) \right) L_{tr}$$

$$\mu_3 = (-0,118 - 0,067) \times 0,8 = -0,148$$

✚ **Longitudinalement**

$q_{tr} = 0,45 \text{ t/m}^2$ selon le Fascicule 61, Titre 2.

$$q_1 = \frac{4q_{tr}}{\pi} = \frac{4 \times 0,45}{\pi} = 0,573 \text{ t/m}^2$$

$$q_3 = \frac{4q_{tr}}{3\pi} = \frac{4 \times 0,45}{3\pi} = 0,191 \text{ t/m}^2$$

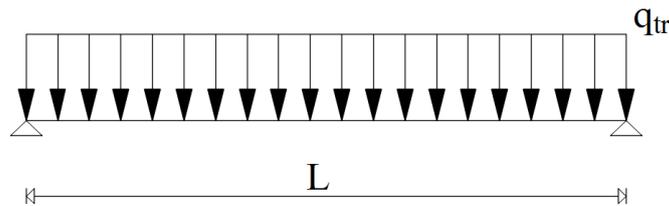


Figure 20 : Cas le plus défavorable pour la charge du trottoir.

Alors, le moment global sous charge du trottoir est :

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 q_1 + \mu_3 q_3) = \frac{3,3}{8} ((-0,278 \times 0,573) - (-0,148 \times 0,191)) = -0,054 \text{ kNm/ml}$$

✓ **Charge Bc**

✚ **Transversalement** : on place la charge Bc sur les courbes de manière la plus défavorable.

On charge une file et 2 files symétriques par rapport à l'axe transversal où l'une des files de roues sur l'axe (cas non-symétrique). Les valeurs de μ sont lues directement sur la courbe.

1^{er} Cas : 1 file de Bc

1^{ère} position : symétrique

$$\mu_{1,i} = 0,086 \text{ et } \mu_{3,i} = 0,057$$

$$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} = \frac{1}{2} \times 2 \times 0,086 = 0,086$$

$$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} = \frac{1}{2} \times 2 \times 0,057 = 0,057$$

2^{ème} position : non symétrique

$$\mu_{1,1} = 0,237 \quad \mu_{1,2} = -0,049 \quad \mu_{3,1} = 0,165 \quad \mu_{3,2} = -0,035$$

$$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} = \frac{1}{2} (0,237 - 0,049) = 0,094$$

$$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} = \frac{1}{2} (0,165 - 0,035) = 0,065$$

2^{ème} cas : 2 files de Bc symétriques

$$\mu_{1,1} = -0,083 \quad \mu_{1,2} = 0,22 \quad \mu_{3,1} = -0,052 \quad \mu_{3,2} = 0,147$$

$$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} = \frac{1}{2} \times 2 \times (-0,083 + 0,22) = 0,137$$

$$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} = \frac{1}{2} \times 2 \times (-0,052 + 0,147) = 0,095$$

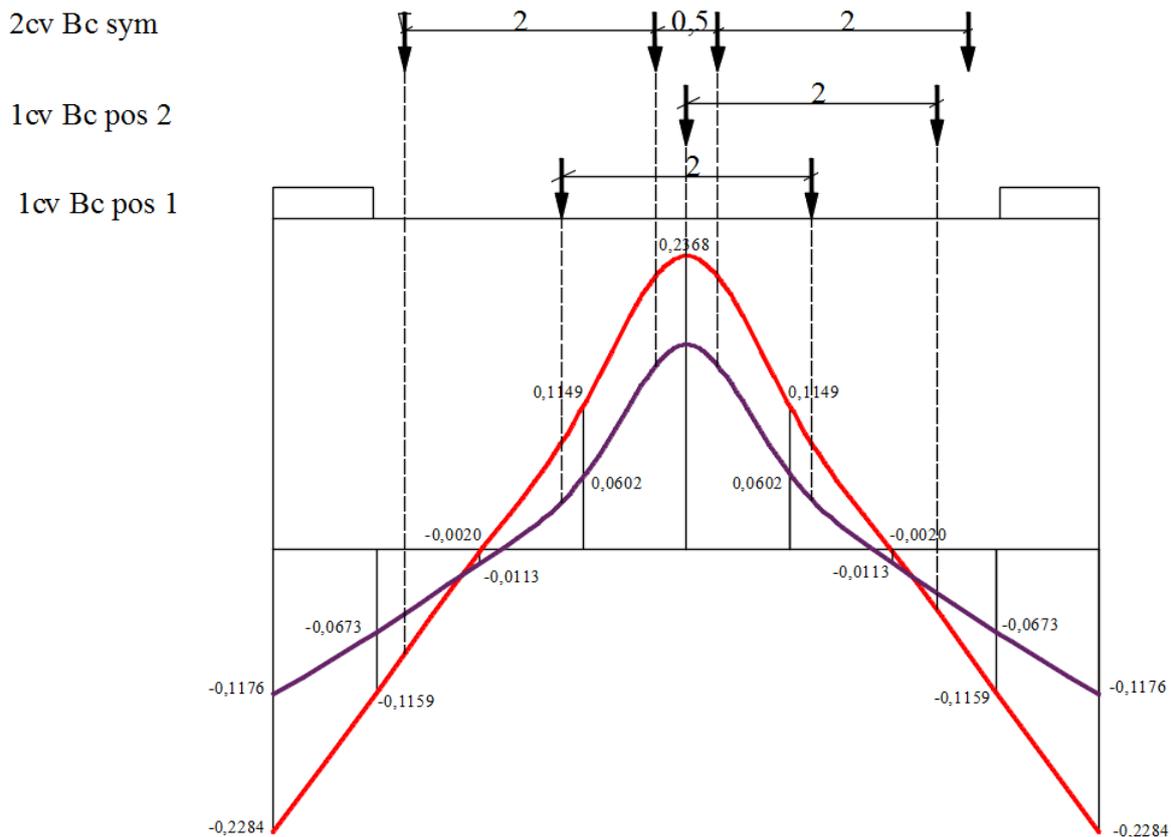


Figure 21 : Disposition de la charge Bc sur la courbe de mu.

✚ **Longitudinalement** : la position la plus défavorable est déterminée par le théorème de Barré-Saint Venant.

$$\left[\begin{array}{l} d_2 = L/2 - \delta = 7,5 - 0,375 = 7,125\text{m} \\ d_1 = d_2 - 4,5 = 2,625\text{m} \\ d_3 = d_2 + 1,5 = 8,625\text{m} \\ d_4 = d_3 + 4,5 = 13,125\text{m} \end{array} \right.$$

$$q_1 = \sum \frac{2P_i}{L} \sin \frac{\pi d_i}{L}$$

$$q_1 = \frac{2P}{L} \left(\frac{1}{2} \sin \frac{\pi d_1}{L} + \sin \frac{\pi d_2}{L} + \sin \frac{\pi d_3}{L} + \frac{1}{2} \sin \frac{\pi d_4}{L} \right)$$

$$q_1 = \frac{2 \times 120}{15} \left(\frac{1}{2} \sin \frac{\pi \times 2,625}{15} + \sin \frac{\pi \times 7,125}{15} + \sin \frac{\pi \times 8,625}{15} + \frac{1}{2} \sin \frac{\pi \times 13,125}{15} \right)$$

$$q_1 = 38,75 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = \sum \frac{2P_i}{L} \sin \left(\frac{3\pi d_i}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{2P}{L} \left(\frac{1}{2} \sin \frac{3\pi d_1}{L} + \sin \frac{3\pi d_2}{L} + \sin \frac{3\pi d_3}{L} + \frac{1}{2} \sin \frac{3\pi d_4}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{2 \times 120}{15} \left(\frac{1}{2} \sin \frac{3\pi \times 2,625}{15} + \sin \frac{3\pi \times 7,125}{15} + \sin \frac{3\pi \times 8,625}{15} + \frac{1}{2} \sin \frac{3\pi \times 13,125}{15} \right)$$

$$q_3 = -12,36 \text{ kN/m}$$

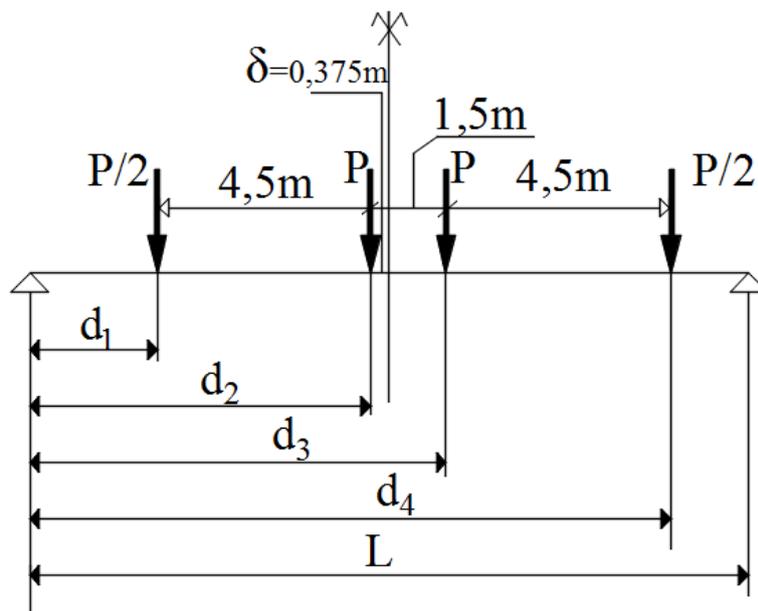


Figure 22 : Cas le plus défavorable pour la charge Bc.

Nous allons donc calculer les moments globaux pour la charge de type Bc et ainsi comparer ces moments pour en tirer le maximum. La comparaison se fait par rapport à $b_c M_y$.

1^{er} cas : 1 file de Bc et bc = 1,2.

1^{ère} position : symétrique

$$M_y = \frac{3,3}{8} ((0,086 \times 38,75) + (0,057 \times 12,36)) = 1,67 \text{ kNm/ml}$$

$$b_c M_y = 2 \text{ kNm/ml}$$

2^{ième} position : non symétrique

$$M_y = \frac{3,3}{8} ((0,094 \times 38,75) + (0,065 \times 12,36)) = 1,83 \text{ kNm/ml}$$

$$b_c M_y = 2,2 \text{ kNm/ml}$$

2^{ième} cas : 2 files et bc = 1,1

$$M_y = \frac{3,3}{8} ((0,137 \times 38,75) + (0,095 \times 12,36)) = 2,67 \text{ kNm/ml}$$

$$b_c M_y = 2,94 \text{ kNm/ml}$$

Le cas le plus défavorable est le deuxième cas dans la position symétrique.

On a : $M_y = 2,67 \text{ kNm/ml}$ et $bc = 1,1$.

✓ **Charge Br**

✚ **Transversalement**

On lit directement les valeurs de μ sur la courbe : $\mu_1 = 0,237$ et $\mu_3 = 0,165$

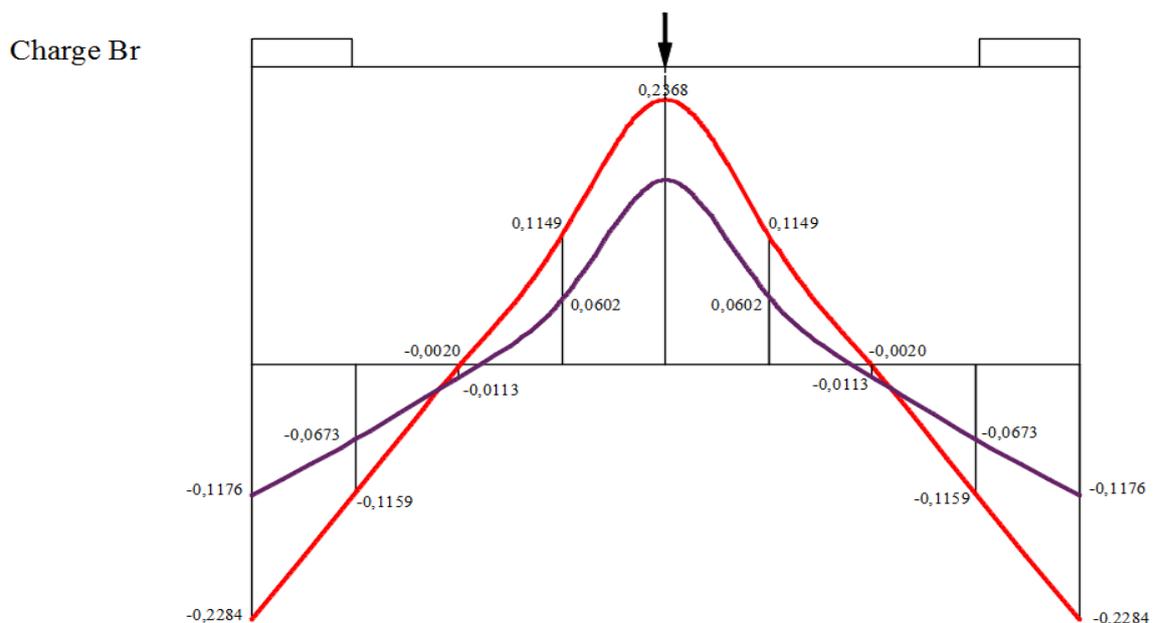


Figure 23 : Disposition de la charge Br sur la courbe de μ .

✚ Longitudinalement

$$d = \frac{L}{2} = 7,5\text{m}; P = 100\text{kN}$$

$$\begin{cases} \sin \frac{\pi d}{L} = 1 \\ \sin \frac{3\pi d}{L} = -1 \end{cases}$$

$$q_1 = \frac{2P}{L} = \frac{2 \times 100}{15} = 13,33 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = -\frac{2P}{L} = -\frac{2 \times 100}{15} = -13,33 \text{ kN/m}$$

Le moment global est:

$$M_y = \frac{3,3}{8} ((0,237 \times 13,33) + (0,165 \times 13,33)) = 2,21\text{kNm/ml}$$

On a: $M_y = 2,21\text{kNm/ml}$.

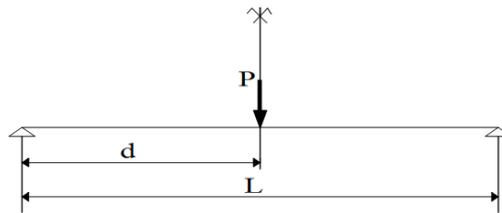


Figure 24 : Cas le plus défavorable pour la charge Br.

✓ Charge Mc120

Pour le calcul des coefficients, on calcule l'aire sous les chenilles en prenant en compte les surfaces positives et négatives.

✚ Transversalement

1^{er} cas : 2 chenilles symétriques

$$\mu_{1,1} = -0,07 \quad \mu_{1,2} = 0,063 \quad \mu_{3,1} = -0,045 \quad \mu_{3,2} = 0,024$$

$$\mu_1 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{1,i} = \frac{1}{4} \times 2 \times (-0,07 + 0,063) = -0,002$$

$$\mu_3 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{3,i} = \frac{1}{4} \times 2 \times (-0,045 + 0,024) = -0,0105$$

2^{ème} cas: deux chenilles non symétriques

$$\mu_{1,1} = -0,119 \quad \mu_{1,2} = 0,017 \quad \mu_{1,3} = 0,120 \quad \mu_{1,4} = -0,022$$

$$\mu_{3,1} = -0,069 \quad \mu_{3,2} = -0,0015 \quad \mu_{3,3} = 0,064 \quad \mu_{3,4} = -0,022$$

$$\mu_1 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{1,i} = \frac{1}{4} (-0,119 + 0,017 + 0,120 - 0,022) = -0,001$$

$$\mu_3 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{1,i} = \frac{1}{4} (-0,069 - 0,0015 + 0,064 - 0,022) = -0,007$$

1cv Mc120 non sym
1cv Mc120 sym

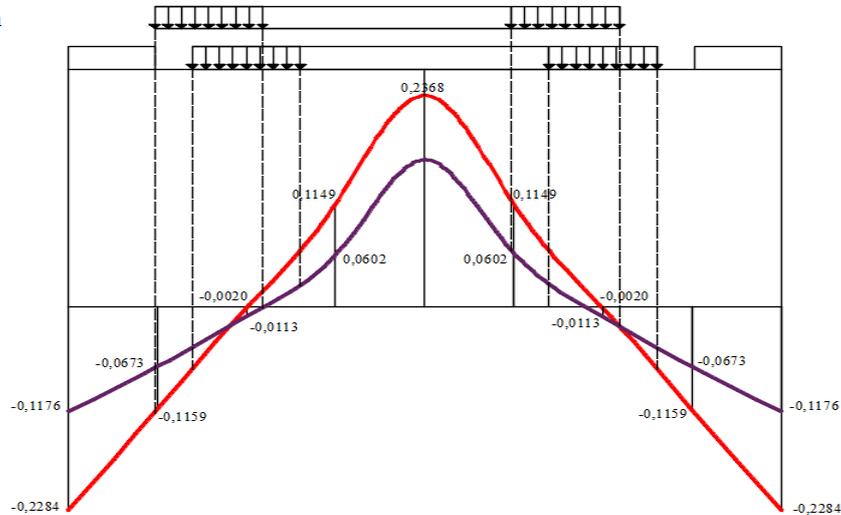


Figure 25 : Disposition de la charge Mc120 sur la courbe de μ .

Longitudinalement

$$c = \frac{6,10}{2} = 3,05 \text{ m}$$

$$q = \frac{1100}{6,1 \times 1} = 180,33 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = \frac{4q}{\pi} \sin\left(\frac{\pi c}{L}\right) \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) = \frac{4 \times 180,33}{\pi} \sin\left(\frac{3,05\pi}{15}\right) \times 1 = 136,9 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = \frac{4q}{3\pi} \sin\left(\frac{3\pi c}{L}\right) \sin\left(\frac{3\pi d}{L}\right) = \frac{4 \times 180,33}{3\pi} \sin\left(\frac{3 \times 3,05\pi}{15}\right) \times (-1) = -72 \text{ kN/m}^2$$

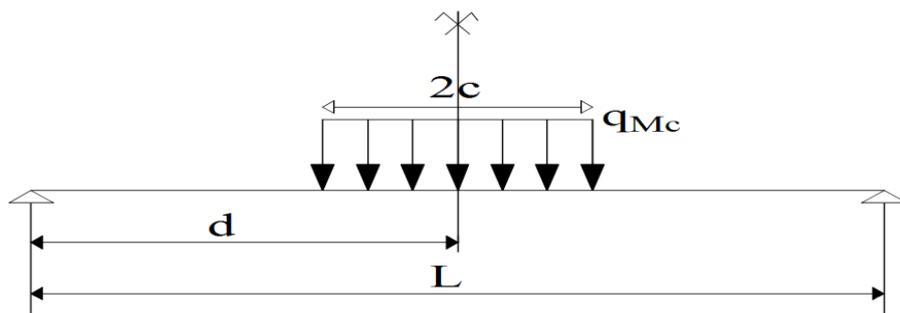


Figure 26 : Cas le plus défavorable pour la charge Mc120.

Enfin, on calcule les moments globaux pour les deux dispositions et on compare les deux pour en tirer le maximum:

1^{er} cas : 2 chenilles symétriques

$$M_y = \frac{3,3}{8} ((-0,002 \times 136,9) - (0,0105 \times 72)) = -1,03 \text{ kNm/ml}$$

2^{ème} cas: deux chenilles non symétriques

$$M_y = \frac{3,3}{8} ((-0,001 \times 136,9) - (0,007 \times 72)) = -0,26 \text{ kNm/ml}$$

On a: $M_y = -1,03 \text{ kNm/ml}$.

✓ Charge Me 120

Pour le calcul des coefficients, on calcule l'aire sous les chenilles en prenant en compte les surfaces positives et négatives.

+ Transversalement

1^{er} cas : symétrique

$$\mu_1 = 2 \left(0,5\mu_1(e = -b) + \mu_1 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + \mu_1 \left(e = \frac{b}{2} \right) + \mu_1 \left(e = \frac{-b}{4} \right) + 0,5\mu_1(e = 0) \right) \frac{b}{4}$$

$$\mu_1 = 2 \times (0,5(-0,049) - 0,002 + 0,117 + 0,5 \times (0,237)) \times \frac{3,3}{4} = 0,34$$

$$\mu_3 = 2 \left(0,5\mu_3(e = -b) + \mu_3 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + \mu_3 \left(e = \frac{b}{2} \right) + \mu_3 \left(e = \frac{-b}{4} \right) + 0,5\mu_3(e = 0) \right) \frac{b}{4}$$

$$\mu_3 = 2 \times (0,5(-0,035) - 0,011 + 0,057 + 0,5 \times (0,165)) \times \frac{3,3}{4} = 0,0198$$

2^{ème} cas : non symétrique

$$\mu_{1,1} = -0,119 \quad \mu_{1,2} = -0,002 \quad \mu_{1,3} = 0,115 \quad \mu_{1,4} = 0,237 \quad \mu_{1,5} = 0,115 \quad \mu_{1,6} = 0,017$$

$$\mu_{3,1} = -0,069 \quad \mu_{3,2} = -0,011 \quad \mu_{3,3} = 0,0575 \quad \mu_{3,4} = 0,165 \quad \mu_{3,5} = 0,060 \quad \mu_{3,6} = -0,001$$

Ainsi:

$$\mu_1 = (0,5(-0,119) - 0,002 + 0,115 + 0,237 + 0,115 + 0,5 \times (0,017)) \times \frac{3,3}{4} = 0,34$$

$$\mu_3 = (0,5(-0,069) - 0,011 + 0,0575 + 0,165 + 0,060 - 0,5 \times (0,001)) \times \frac{3,3}{4} = 0,195$$

1cv Me120 non sym

1cv Me120 sym

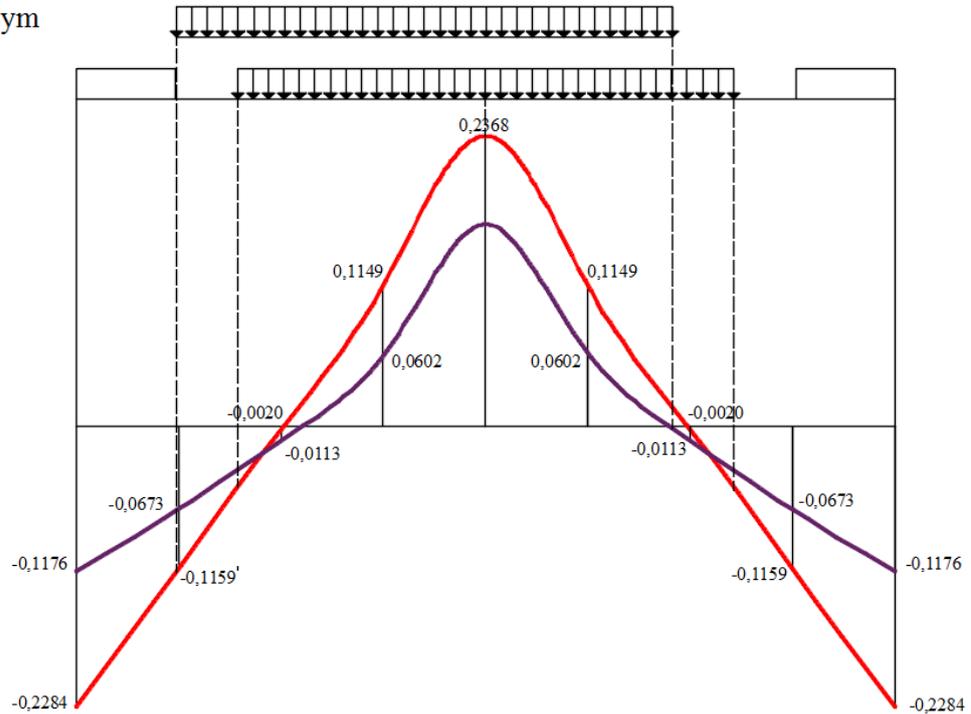


Figure 27 : Disposition de la charge Me120 sur la courbe de μ .

✚ **Longitudinalement** : on place la charge Me de la manière la plus défavorable pour avoir le moment maximum.

$$d_1 = \frac{L}{2} - \frac{1,80}{2} = 6,6 \text{ m}$$

$$d_2 = \frac{L}{2} + \frac{1,8}{2} = 8,4 \text{ m}$$

$$P = 330 \text{ kN}$$

$$q_1 = \frac{2P}{L} \left(\sin \frac{\pi d_1}{L} + \sin \frac{\pi d_2}{L} \right)$$

$$q_1 = \frac{2 \times 330}{15} \left(\sin \frac{\pi \times 6,6}{15} + \sin \frac{\pi \times 8,4}{15} \right) = 86,44 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = \frac{2P}{L} \left(\sin \frac{3\pi d_1}{L} + \sin \frac{3\pi d_2}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{2 \times 330}{15} \left(\sin \frac{3\pi \times 6,6}{15} + \sin \frac{3\pi \times 8,4}{15} \right) = -74,3 \text{ kN/ml}$$

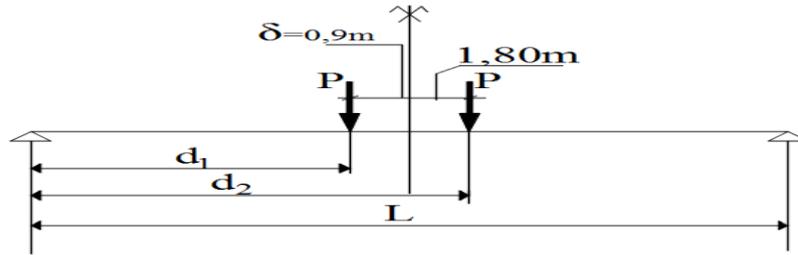


Figure 28 : Cas le plus défavorable pour la charge Me120.

Ainsi, on obtient les moments globaux suivants:

1^{er} cas : symétrique

$$M_y = \frac{3,3}{8} ((0,34 \times 86,78) + (0,0198 \times 74,3)) = 12,78 \text{ kNm/ml}$$

2^{ème} cas : non symétrique

$$M_y = \frac{3,3}{8} ((0,34 \times 86,78) + (0,195 \times 74,3)) = 18,15 \text{ kNm/ml}$$

Les résultats des calculs ci-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 53 : Récapitulatif des moments globaux

Charge	g_{per}	q_{tr}	Bc	Br	Mc120	Me120
M_y (kNm/ml)	0,008	-0,054	2,67	2,21	-1,03	18,15

V. Ferrailage du hourdis

Les sollicitations résultantes dans le hourdis en flexion totale sont obtenues en utilisant les expressions suivantes :

- **Dans le sens x-x :**

✓ **En travée**

$$M_{x,total} = M_{x,local} + M_{y,global}$$

✓ **Sur appuis**

$$M_{x,total} = M_{x,local}$$

- **Dans le sens y-y :** $M_{y,total} = M_{y,local}$

1. Combinaisons de sollicitations

Les combinaisons utilisées sont celles du BAEL

✚ **Moments**

$$M_{ox} = \gamma_G M_{ox}^{Per} + \sup\{\delta_B \gamma_{Q1}^B \sup(b_c M_{ox}^{bc}; b_t M_{ox}^{bt}; M_{ox}^{br}); \delta_{Mc} \gamma_{Q1}^{Mc} M_{Q1}^{Mc}\}$$

▪ **ELU**

$$M_{oy,u}^{global} = 1,35(0,008) + \text{Sup}\{1,37 \times 1,6 \text{ sup}(2,937; 2,21); 1,41 \times 1,35 \times (18,15)\}$$

$$M_{oy,u}^{global} = 0,0108 + \text{Sup}\{6,44; 34,54\} = 34,55 \text{ kNm/ml}$$

▪ **ELS**

$$M_{oy,s}^{global} = 1 \times (0,008) + \text{Sup}\{(1,37 \times 1,2 \times 2,937); (1,41 \times 1 \times 18,15)\}$$

$$M_{oy,s}^{global} = 25,6 \text{ kNm/ml}$$

✚ **Efforts tranchants**

$$T_{ox} = \gamma_G T^{per} + \text{Sup}\{\delta_B \gamma_{Q1}^B \text{ Sup}(b_c T^{Bc}, b_t T^{Bt}, T^{Br}); \delta_{Mc} \gamma_{Mc}^B T^{Mc}\}$$

- Au milieu du grand coté dans le sens de lx, on a :

$$T_{ox,u} = (1,35 \times 8,19) + (1,37 \times 1,6 \times 38,54) = 95,54 \text{ KN}$$

- Au milieu du petit côté dans le sens de Ly, on a :

$$T_{oy,u} = 1,37 \times 1,2 \times 34,54 = 56,78 \text{ kN}$$

On a donc les résultats en flexion totale du hourdis dans le tableau suivant :

Tableau 54 : Sollicitations totales dans le hourdis

Sollicitations	$M_{x,elu}$ (kNm/ml)	$M_{x,els}$ (kNm/ml)	$M_{y,elu}$ (kNm/ml)	$M_{y,els}$ (kNm/ml)	$T_{u,x}$ (kN)	$T_{u,y}$ (KN)
Travée de rive	63,08	49,02	13,68	13,94	95,54	56,78
Appuis de rive	-17,83	-14,64	-17,83	-14,64		
Appui intermédiaire	-17,83	-14,64	-17,83	-14,64		

2. Calcul des armatures du hourdis

Le hourdis est calculé comme une poutre à section rectangulaire sous l'effet de la flexion simple. Le ferrailage est donné par mètre linéaire.

Avant de procéder au calcul des armatures du hourdis, nous allons procéder au préalable à certaines vérifications.

- **Condition relative au poinçonnement sous charge localisée**

Afin de ne pas disposer d'armatures d'efforts tranchants, l'épaisseur du hourdis doit vérifier la condition :

$$hd \geq \frac{Q_u}{0,045 u_c \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$$

✓ Q_u : charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

$$Q_u = \gamma_{Q1} \times \delta \times P$$

✓ $\gamma_{Q1} = 1,6$ à l'ELU pour le système B

✓ δ : coefficient de majoration dynamique du système B

✓ u_c : périmètre du rectangle de répartition

$u_c = 2(u + v)$; (u, v) : dimensions du rectangle de répartition

✓ $P = 10t$ pour la roue Br (cas le plus défavorable)

✓ f_{c28} : résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours

✓ γ_b : coefficient de sécurité pour la résistance du béton. Ici, on prend 1,5.

Alors :

$$Q_u = 1,6 \times 1,37 \times 100 = 219,2 \text{KN}$$

$$u_c = 2(u + v) = 2(0,6 + 0,3) = 1,8 \text{m}$$

$$0,20 \text{ m} \geq \frac{219,2}{0,045 \times 1,8 \times \frac{35}{1,5}} 10^{-3} = 0,116 \text{m (condition vérifiée)}$$

• Condition relative au non emploi d'armatures d'effort tranchant

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si la dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur et si la contrainte tangente τ_u est telle que :

$$\tau_u = \frac{T}{b_d \times d} \leq 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

✓ T : valeur de l'effort tranchant à l'ELU ;

✓ d : hauteur utile du hourdis ;

✓ b_d : ml du hourdis = 100cm.

Nous avons donc :

$$\tau_u = \frac{95,54}{1 \times 0,9 \times 0,20} = 530,78 \text{ KN/m}^2 \text{ et } \frac{0,07 \times 35 \times 10^3}{1,5} = 1633,33 \text{KN/m}^2$$

La condition est vérifiée.

• Calcul des armatures longitudinales en travée

Nous effectuons le calcul à l'ELU puis nous vérifierons à l'ELS.

Les sollicitations de calcul sont :

$$M_{x,u} = 63,08 \text{ KNm/m} \quad M_{x,s} = 49,02 \text{ KNm/m}$$

✚ Données de calcul

✓ Epaisseur du hourdis $e_h = 20 \text{cm}$

✓ Hauteur utile $d = 18 \text{cm}$.

- ✓ Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge $f_{c28} = 35\text{MPa}$.
- ✓ Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge $f_{t28} = 2,7\text{MPa}$.
- ✓ Aciers Haute Adhérence HA de nuance 400MPa.
- ✓ Diamètre du plus gros granulat = 25mm.

✚ Calcul des armatures à l'ELU

Moment réduit μ_u

$$\mu_u = \frac{M_{x,u}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{63,08 \cdot 10^{-3}}{1 \times (0,18)^2 \times 19,83} = 0,1$$

Recherche du pivot

$$\alpha u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 - (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,1)}) = 0,130$$

$$\alpha u = 0,130 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier Z

$$Z = d(1 - 0,4\alpha u) = 0,18(1 - (0,4 \times 0,130)) = 0,17\text{m}$$

Section d'acier tendue

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{63,5 \times 10^{-3}}{0,17 \times 348} = 10,7\text{cm}^2/\text{m}$$

Choix: 6 HA16 totalisant 12,06cm².

✚ Valeur minimale des armatures: condition de non fragilité

$$A_x \geq \frac{1}{2} \rho_0 (3 - \rho) b h_d$$

$$A_y \geq \rho_0 b h_d = 0,8 \cdot 10^{-3} \times 1 \times 0,2 = 1,6\text{cm}^2$$

B = 1m de dalle

$\rho_0 = 0,8 \cdot 10^{-3}$ barres ou fils HA, Fe E40, ou treillis soudés en fils lisses de $\Phi > 6\text{mm}$.

$$A_x = 12,06\text{cm}^2$$

$$\frac{1}{2} \rho_0 (3 - \rho) b h_d = \frac{1}{2} \times 0,8 \cdot 10^{-3} (3 - 0,12) \times 1 \times 0,2 = 2,304 \text{ cm}^2$$

La condition de fragilité est vérifiée.

✚ Verification à l'ELS

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 12,06}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(0,9 \times 20 \times 12,06)}{7,5(12,06)^2}} - 1 \right] = 6,46\text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(d-y))$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 100 \times (6,46)^3 \right) + (15 \times 12,06(18 - 6,46)^2) = 33076,95\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{0,049}{3,3 \cdot 10^{-4}} \right) \times 6,46 = 9,64\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (condition vérifiée)

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{0,049}{3,3 \cdot 10^{-4}} (0,18 - 0,0646) = 258,18\text{MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 228,63\text{MPa}$$

$\sigma_s > \sigma_{sELS}$ (condition non vérifiée)

$$u = \frac{30M_{ser}}{bd^2\sigma_s} = \frac{30 \times 0,049}{1 \times 0,18^2 \times 228,63} = 0,1998$$

Les valeurs de α , ρ et k sont données dans un tableau proposé par Jean Pierre Mougin.

$$\alpha = 0,3772; \rho = 7,62 \cdot 10^{-3} \text{ et } k = 0,0404$$

$$k = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0404 \times 228,63 = 9,23\text{MPa}$$

$$A_s = \rho bd = 0,00762 \times 100 \times 18 = 13,71\text{cm}^2$$

Les autres sections d'aciers ont été calculées de la même manière et les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau 55 : Récapitulatif des sections d'aciers du hourdis.

Aciers	Direction	Section d'acier (cm ²)	Choix	Espacement
En travée	Parallèle à x	13,71	9HA14	10cm
	Parallèle à y	3,66	5HA12	20cm
Sur appui	Parallèle à x	3,84	4HA14	10cm
	Parallèle à y	3,84	5HA12	20cm

VI. Ferrailage de l'encorbellement

Les moments sont : $M_u = -10,74\text{kN.m}$ et $M_{ser} = -7,29\text{kN.m}$.

Les calculs ont été menés en flexion à l'ELU et vérifiés à l'ELS.

La section d'acier est $A_s = 1,88\text{cm}^2$.

Choix : HA14 espacés de 10cm.

✚ La section d'acier minimale est :

$$A_x \geq \rho_0 b h_d = 0,8 \cdot 10^{-3} \times 1 \times 0,2 = 1,6 \text{cm}^2$$

✚ Aciers de répartition

$$A_y \geq \frac{A_x}{3} = \frac{1,88}{3} = 0,63 \text{cm}^2$$

Choix : HA 12 espacés de 20cm.

B. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

I. Predimensionnement des poutres en béton armé

Pour le predimensionnement, nous allons utiliser les formules proposées par le SETRA.

✚ **La hauteur de la poutre H_p :** l'élancement du tablier est compris entre 1/17 et 1/15. La portée est $L = 15\text{m}$. Alors :

$$L/17 \leq H_p \leq L/15 \Rightarrow 15/17 \leq H_p \leq 15/15 \Rightarrow 0,88 \leq H_p \leq 1\text{m}.$$

Nous allons prendre : **$H_p = 1\text{m}$** .

✚ **La largeur b des poutres b_p :** $b_p \geq H_p/3 \Rightarrow b \geq 1/3 \Rightarrow b_p \geq 0,33\text{m}$.

Nous allons prendre : **$b_p = 0,40\text{m}$** .

✚ **Le nombre de poutres (N):** le nombre de poutres à prendre en compte est fonction de la largeur du tablier. Le tableau proposé par Calgaro, donne les correspondances suivantes :

Tableau 56 : Nombre de poutres en fonction de la largeur du tablier.

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

Comme la largeur du tablier est de 6,6m ; le nombre de poutres est alors égal **$N = 3$** . Elles seront espacées de 2,2m.

✚ **Epaisseur du hourdis e_h :** l'épaisseur (e_h) du hourdis est donnée en fonction de l'entraxe (a) des poutres. Selon le tableau proposé par Calgaro, on a :

Tableau 57 : Epaisseur du hourdis en fonction de l'espacement des poutres.

a (m)	2	2,5	3,0	3,5
e_h (cm)	16	18	20	22

Comme l'entraxe $a = 2,2\text{m}$, nous avons d'après le tableau ci-dessus, $e_h = 18\text{cm}$.

Nous adoptons une épaisseur de 20cm soit **$e_h = 20\text{cm}$** .

✚ **La hauteur de l'entretoise H_e :** elle est égale à celle de la poutre, donc $H_e = 1\text{m}$.

✚ La largeur de l'entretoise b_e : elle est égale à celle de la poutre à savoir $b_e = 0,40m$.

II. Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes

Les poutres de rive et intermédiaire n'étant pas soumises aux mêmes sollicitations, nous évaluerons leur charge séparément afin d'en déduire la poutre la plus chargée.

1. Evaluation des charges permanentes

• Poutre de rive

$$\text{Poids propre} = 25 \times 0,76 = 19\text{kN/ml}$$

$$\text{Revêtement} = 24 \times 0,08 \times 1,4 = 2,688\text{kN/ml}$$

$$\text{Etanchéité} = 24 \times 0,03 \times 1,4 = 1,008\text{kN/ml}$$

$$\text{Trottoir} = 25 \times 0,13 = 3,25\text{kN/ml}$$

$$\text{Barrières} = 0,65\text{kN/ml}$$

$$\text{Corniches} = 0,069375 \times 25 = 1,734\text{kN/ml}$$

$$\text{Contre corniches} = 0,02375 \times 25 \times 2 = 1,1875\text{kN/ml}$$

$$\text{Prédalle} = 0,05 \times 25 \times 0,92 = 1,15\text{kN/ml}$$

• Poutre intermédiaire

$$\text{Poids propre} = 25 \times 0,76 = 19\text{kN/ml}$$

$$\text{Revêtement} = 24 \times 0,08 \times 2,2 = 4,224\text{kN/ml}$$

$$\text{Etanchéité} = 24 \times 0,03 \times 2,2 = 1,584\text{kN/ml}$$

$$\text{Prédalle} = 0,05 \times 25 \times 2,2 = 2,75\text{kN/ml}$$

Les résultats des calculs ci-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 58 : Récapitulatif de la descente de charge sur une poutre.

Poutre de rive		Poutre intermédiaire	
Poids propre de la poutre	19	Poids propre de la poutre	19
Revêtement chaussée	2,688	Revêtement chaussée	4,224
Etanchéité	1,008	Etanchéité	1,584
Poids propre trottoir	3,25	Prédalle	2,75
Barrières	0,65		
Corniches	1,734		
Contre corniches	1,1875		
Prédalle	1,15		
Poids total/ml	30,67	Poids total/ml	27,56
Poids total (t)	46	Poids total (t)	41,34

Le poids total de la travée est dans le tableau ci-dessous.

Tableau 59 : Poids total d'une travée

Eléments	Poids unitaire (t)	Nombre	Poids total (t)
Poutre de rive	46	2	92
Poutre intermédiaire	41,34	1	41,34
Entretoise	2,7	2	5,4
Poids total par travée (t)			138,74

2. Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes

- **Poutre de rive**

- ✚ **Moment**

$$M = \frac{Pl^2}{8} = \frac{30,67 \times 15^2}{8} = 86,26t.m$$

- ✚ **Effort tranchant**

$$T = \frac{Pl}{2} = \frac{30,67 \times 15}{2} = 23t$$

- **Poutre intermédiaire**

- ✚ **Moment**

$$M = \frac{Pl^2}{8} = \frac{27,56 \times 15^2}{8} = 77,51t.m$$

- ✚ **Effort tranchant**

$$T = \frac{Pl}{2} = \frac{27,56 \times 15}{2} = 20,67t$$

Dans le tableau suivant sont récapitulés les sollicitations dues aux charges permanentes.

Tableau 60 : Sollicitations dues aux charges permanentes

	Efforts tranchants (t)	Moments fléchissants (t.m)
Poutre de rive	23	86,26
Poutre intermédiaire	20,67	77,51

III. Calcul des sollicitations dues aux surcharges routières

Les surcharges routières prise en compte sont celles de type A, B et Mc et Me définies par le fascicule 61 titre II du CPC.

1. Caractéristiques du pont

- **Largeur roulable** : c'est la largeur mesurée entre bordures ou dispositifs de retenue. Dans le cas présent, on a : $L_R = 5m$.
- **Largeur chargeable** : nous avons : $L_C = L_R = 5m$.
- **Nombre de voies** : $L_C \leq 5,5m$. Alors : $n_v = 2$.
- **Largeur d'une voie** : $v = \frac{L_C}{n_v} = \frac{5}{2} = 2,5m$
- **Classe du pont** : $L_R < 5,5m$, alors le pont est de 3^{ème} classe.

2. Surcharges routières

✚ Système A

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie. L'intensité de la charge uniformément répartie est :

$$A_2 = a_2 \text{Max} \left(a_1 \left(230 + \frac{36000}{1 + 12} \right); (400 - 0,2l) \right)$$

Le coefficient a_1 est fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées. Ses valeurs sont données dans le Fascicule 61 Titre2.

Pour un pont de 3^{ème} classe, ses valeurs sont :

$$\begin{cases} \text{une voie chargée} \Rightarrow a_1 = 0,9 \\ \text{deux voies chargées} \Rightarrow a_1 = 0,8 \end{cases}$$

Le coefficient a_2 est défini par $a_2 = \frac{V_0}{V}$ où V_0 est fonction de la classe du pont et de la largeur d'une voie.

Le pont étant de troisième classe, on a : $V_0 = 2,75m$. Alors : $a_2 = \frac{2,75}{2,5} = 1,1$.

Les valeurs de A_2 sont regroupées dans le tableau suivant en fonction du nombre de voies chargées.

Tableau 61 : Valeurs de A_2 en fonction du nombre de voies chargées.

Nombre de voies chargées	a_1	a_2	A(l) (daN/m ²)	Largeur de la voie(m)	A_2 (t/ml)
1	0,9	1,1	1547,7	2,5	3,87
2	0,8	1,1	1375,73	5	6,88

✚ Système B

Il se compose de trois sous-systèmes B_c , B_t et B_r .

Le sous-système B_t ne sera pas pris en compte dans le présent projet puisque le pont est de troisième classe.

Le coefficient de majoration dynamique de ce système de surcharge est donné par:

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

- L : longueur de l'élément en mètre ;
- G : charge permanente de l'élément ;
- S : charge B maximale relative à l'élément.

✓ **Sous-système B_c** : il se compose de camions de poids individuel égal à 30 tonnes. On dispose autant de files de deux camions que de voies.

Le nombre de voies étant égal à 2, on disposera 2 files de deux camions par file.

Alors : $S_{Bc} = 120t$. Le coefficient de majoration dynamique est :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 11,25} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 138,74}{120}} = 1,21$$

✓ **Sous-système B_r** : il correspond à une roue isolée de 10t de surface d'impact égale à un rectangle de 0,6x0,30m. Alors : $S_{Br} = 10t$. Le coefficient de majoration dynamique est :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 11,25} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 138,74}{10}} = 1,11$$

✚ Surcharge MC 120

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 = 1,00 m
- Entraxe des chenilles = 2,30 m

Le coefficient de majoration dynamique est :

$$\delta_{Mc} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 11,25} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 138,74}{110}} = 1,20$$

✚ Surcharge Me 120

Un véhicule type Me 120 comporte deux chenilles de 33t chacun

Le coefficient de majoration dynamique est :

$$\delta_{M_e} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 11,25} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 138,74}{66}} = 1,16$$

✚ Surcharge sur le trottoir

Le fascicule 61 Titre 2 donne la valeur de cette charge. Elle est égale à 150daN/m² pour les ponts à poutres avec chaussée.

✚ Effort de freinage

Il est utilisé pour la justification des appuis et des appareils d'appui. Sa valeur est le maximum des efforts de freinage des systèmes A et Bc.

✚ **Surcharge de type A** : la force de freinage pour la surcharge de type A est exprimée à l'aide de la formule suivante :

$$F = \frac{1}{20 + 0,0035S} A(l); S \text{ est la surface chargée. Alors :}$$

$$F = \frac{1}{20 + 0,0035(2,5 \times 15)} \times 1547,5 \times 2,5 \times 15 = 2,88t$$

On a : **F (A1) = 2,88t.**

✚ **Surcharge Bc** : on considère l'effort de freinage d'un seul camion Bc. L'effort de freinage est alors : **F = 30t.**

L'effort de freinage à prendre en compte pour les justifications des appareils d'appui est alors celui de Bc soit un effort F = 30t.

3. Sollicitations dues aux surcharges routières

• Surcharge A1

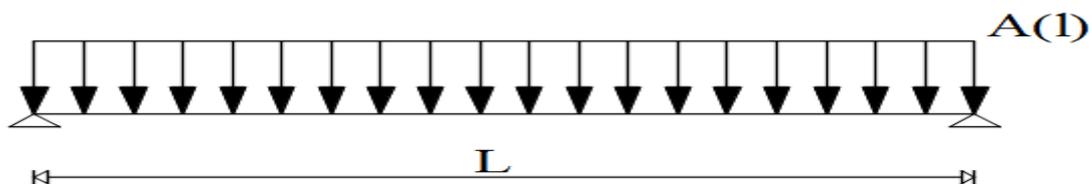


Figure 29 : Surcharge A(1)

✚ **Moment** : la surcharge A1 étant une charge uniformément répartie, le moment est donné par :

$$M = \frac{Al^2}{8} = \frac{3,87 \times 15^2}{8} = 108,84t.m$$

✚ **Effort tranchant** : l'effort tranchant pour la surcharge A1 est :

$$T = \frac{Al}{2} = \frac{3,87 \times 15}{2} = 29,025t$$

• Surcharge Bc

✚ **Moment** : le moment maximal dû à Bc est donné par l'expression suivante :

$$M = P \left(0,75L + \frac{0,422}{L} - 3,375 \right); L = \text{portée} = 15\text{m et } P = 24\text{t}$$

$$M = 24 \left(0,75 \times 15 + \frac{0,422}{15} - 3,375 \right) = 189,675\text{tm}$$

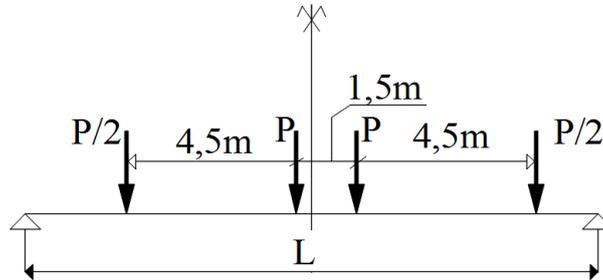


Figure 30 : Cas le plus défavorable pour Bc (moment)

✚ **Effort tranchant** : il correspond à la réaction d'appui. Pour avoir l'effort tranchant maximum, on place une roue sur l'une des extrémités de la poutre. Il est donnée par :

$$T = P \left(4,5 - \frac{27}{L} \right); P = 24\text{t et } L = \text{portée} = 15\text{m}$$

$$T = 24 \left(4,5 - \frac{27}{15} \right) = 64,8\text{t}$$

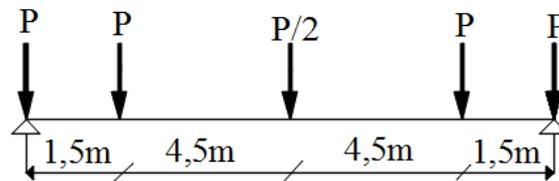


Figure 31 : Cas le plus défavorable pour Bc (effort tranchant)

• Surcharge Br

✚ **Moment** : la charge est une roue isolée de 10 t. Pour avoir le moment maximum, on place la charge ponctuelle au milieu de la travée. Le moment maximum est alors :

$$M = \frac{PL}{4} \text{ avec } P = 10\text{t et } L = \text{portée} = 15\text{m}$$

$$M = \frac{10 \times 15}{4} = 37,5\text{tm}$$

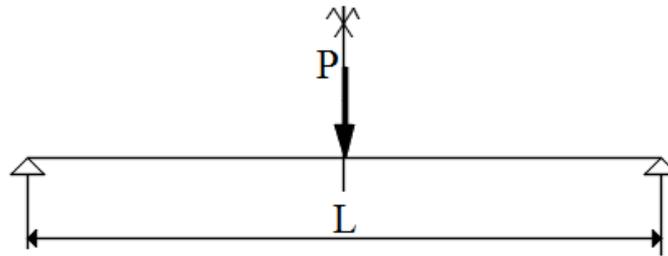


Figure 32 : Cas le plus défavorable pour Br (moment)

- ✚ **Effort tranchant** : on obtient l'effort tranchant maximum quand la charge isolée est placée sur un des appuis soit : $T = P = 10t$

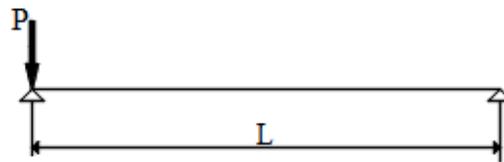


Figure 33 : Cas le plus défavorable pour Br (effort tranchant)

- **Surcharge Mc120**

- ✚ **Moment** : le moment maximum est obtenu en plaçant la charge répartie au milieu de la travée à égale distance des deux appuis, soit:

$$M = \frac{PL}{4} \left(1 - \frac{b}{2L}\right); P = 110t \text{ et } L = \text{portée} = 15m$$

$$M = \frac{110 \times 15}{4} \left(1 - \frac{6,10}{2 \times 15}\right) = 328,625tm$$

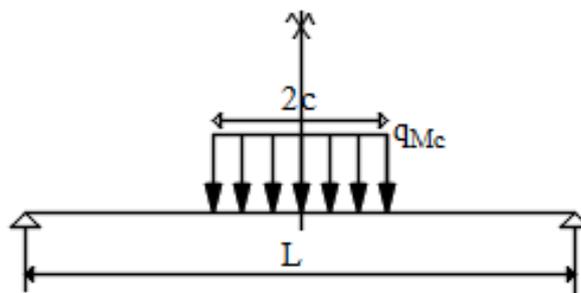


Figure 34 : Cas le plus défavorable pour Mc120 (moment)

- ✚ **Effort tranchant** : il est maximal quand l'une des extrémités de la charge répartie se trouve sur un des appuis, soit :

$$T = Pb' \left(1 - \frac{b}{2L}\right); b' = \text{largeur de la chenille et } b = \text{longueur de la chenille}$$

$$T = 110 \times 1 \times \left(1 - \frac{6,10}{2 \times 15}\right) = 87,63t$$

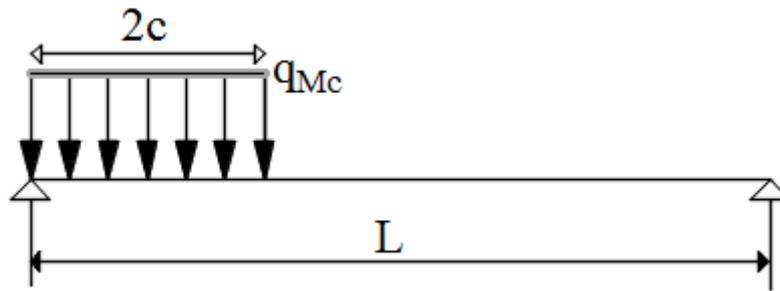


Figure 35 : Cas le plus défavorable pour Mc120 (effort tranchant)

- **Surcharge Me120**

✚ **Moment** : le moment maximum est obtenu quand les deux essieux sont placés à égale distance du milieu de la travée, soit :

$$M = \frac{PL}{2} \left(1 - \frac{a}{2L}\right)^2 ; P = 33t ; a = 1,8m \text{ et } L = 15m$$

$$M = \frac{33 \times 15}{2} \left(1 - \frac{1,8}{2 \times 15}\right)^2 = 218,69tm$$

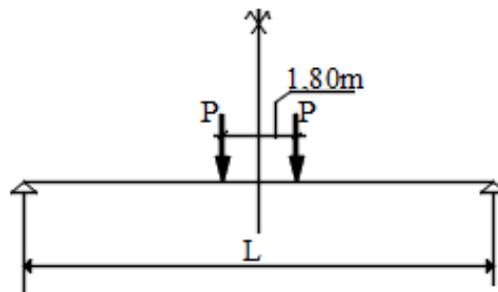


Figure 36 : Cas le plus défavorable pour Me120 (moment)

- ✚ **Effort tranchant**

Il correspond à la réaction d'appui. Pour avoir l'effort tranchant maximum, on place un essieu sur l'extrémité de la poutre.

$$T = P \left(2 - \frac{a}{L}\right) = 33 \left(2 - \frac{1,8}{15}\right) = 62,04t$$

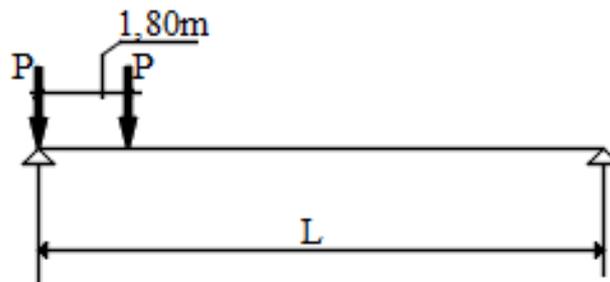


Figure 37 : cas le plus défavorable pour Me120 (effort tranchant)

- **Surcharge de trottoir**

✚ **Moment** : comme c'est une charge linéairement répartie, le moment maximum est donné par :

$$M = \frac{qL^2}{8}; q = 0,15t/m^2 \text{ et } L = 15m$$

$$M = \frac{0,15 \times 0,8 \times 15^2}{8} = 3,375tm$$

✚ **Effort tranchant** : l'effort tranchant maximal est donné par :

$$T = \frac{qL}{2} = \frac{0,15 \times 0,8 \times 15}{2} = 0,9t$$

Les valeurs des sollicitations dues aux surcharges routières sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 62 : Récapitulatif des sollicitations dues aux surcharges routières.

Surcharges routières		Nombre de voies chargées	Coefficient de majoration dynamique	Coefficient (bc ou br)	Effort tranchant (t)		Moment fléchissant (t.m)	
					Non majoré	Majoré	Non majoré	Majoré
Surcharges civiles	Al	1	-	-	29,025	29,03	108,84	108,84
		2			51,6	51,60	193,50	193,50
	Bc	1	1,16	1,2	32,4	45,10	94,84	132,01
		2	1,21	1,1	64,8	86,25	189,68	252,46
Br	2	1,21	1	10	12,1	37,50	45,38	
Surcharges militaires	Mc120	2	1,2	-	87,63	105,16	328,63	394,35
	Me120	2	1,16		62,04	71,97	218,69	253,68
Surcharge de trottoirs	Charges générales	Deux trottoirs chargés	-	-	0,9	0,90	3,38	3,38

IV. Calcul des coefficients de répartition transversal CRT des poutres

Le rôle principal des entretoises est de répartir les efforts entre les poutres principales. A l'absence des entretoises, c'est le hourdis qui joue le rôle d'entretoisement. Ainsi, pour déterminer les efforts dans une poutre, on doit tenir compte de la répartition transversale des surcharges et ceci à travers un coefficient correctif appelé Coefficient de Répartition

Transversale "CRT". Celui-ci montre la portion des surcharges transmise sur la poutre considérée. Ce coefficient peut être calculé à l'aide de plusieurs méthodes en fonction de la valeur du paramètre d'entretoisement.

Nous allons donc calculer le CRT pour la poutre de rive et la poutre intermédiaire afin de retenir les valeurs de CRT les plus grandes.

1. Moment d'inertie de flexion de la poutre

Son expression est la suivante :

$$I_p = \frac{1}{3} [(b_0 - b_a)h_d^3 + b_a h_p^3] - \frac{1}{4} \frac{[(b_0 - b_a)h_d^2 + b_a h_p^2]^2}{[(b_0 - b_a)h_d + b_a h_p]}$$

- ✓ b_0 : largeur de la poutre ;
- ✓ b_a : largeur de l'âme de la poutre ;
- ✓ h_d : hauteur de la dalle ;
- ✓ h_p : hauteur de la poutre.

Après calcul, nous avons : $I_p = 0,0648m^4$

2. Calcul de l'inertie de torsion de la poutre

L'inertie de torsion d'un rectangle de longueur b et de largeur a est donnée par :

$\Gamma = k \left(\frac{b}{a}\right) b^3$ où k est une fonction du rapport du rapport b/a. Il est calculé à l'aide de la formule de Sâada :

$$k = \frac{1}{3} - \frac{64}{\pi^5} \frac{a}{b} \operatorname{tgh} \left(\frac{\pi b}{2a} \right)$$

Nous avons donc :

$$\left[\begin{array}{l} \Gamma_1 = \frac{1}{2} \frac{1}{3} b_0 h_d^3 = \frac{1}{6} \times 2,2 \times 0,20^3 = 2,93 \cdot 10^{-3} m^4 \\ \Gamma_2 = k \left(\frac{2(h_p - h_d)}{b_a} \right) (h_p - h_d) b_a^3 = k(4) \times 0,0512 \end{array} \right.$$

D'après la formule de VIPP, on a :

$$k = \frac{1}{3} - \left(0,051 + \frac{0,168}{5,6} \right) e^{-0,13 \times R} \text{ avec } R = b/a$$

$$k(4) = \frac{1}{3} - \left(0,051 + \frac{0,168}{5,6} \right) e^{-0,13 \times 4} = 0,278 \Rightarrow \Gamma_2 = 0,278 \times 0,0512 = 0,0142 m^4$$

$$K = \Gamma_1 + \Gamma_2 = 0,017 m^4$$

Nous avons : $K = 0,017 m^4$.

3. Calcul du paramètre de torsion et d'entretoisement

Ces deux paramètres constituent les paramètres fondamentaux pour le calcul du CRT. Ils

définissent le comportement du pont.

- ✚ **Paramètre de torsion α** : il caractérise l'influence de la torsion et sa valeur est comprise entre 0 et 1. Son expression est :

$$\alpha = \frac{\gamma_p + \gamma_E}{2\sqrt{\rho_p \rho_E}}$$

- ✚ **Paramètre d'entretoisement θ** : il permet de choisir la méthode de calcul du CRT.

$\theta < 0,3 \Rightarrow$ Méthode de courbon
 $\theta > 0,3 \Rightarrow$ Méthode de Guyon – Massonnet

Son expression est : $\theta = \frac{b^4}{L} \sqrt{\frac{\rho_p}{\rho_E}}$

Les termes ρ_p et ρ_E représentent les rigidités de flexion et γ_p et γ_E représentent les rigidités de torsion. E est le module de Young et b_1 l'entraxe des poutres.

Ainsi, on a :

$$\gamma_p = K_p \frac{E}{2b_1} = \frac{0,017E}{2 \times 2,2} = 3,86 \cdot 10^{-3}E$$

$$\gamma_E = \rho_E = \frac{h_d^3}{12} E = \frac{0,20^3}{12} E = 6,67 \cdot 10^{-4}E$$

$$\rho_p = \frac{EI_p}{b_1} = \frac{0,0648E}{2,2} = 0,029E$$

$$\alpha = \frac{(3,86 \cdot 10^{-3} + 6,67 \cdot 10^{-4})E}{2E\sqrt{0,029 \times 6,67 \cdot 10^{-4}}} = 0,515$$

$$\theta = \frac{3,3^4}{15} \sqrt{\frac{0,029E}{6,67 \cdot 10^{-4}E}} = 0,565$$

Nous avons $\theta > 0,3$ donc nous allons utiliser la méthode de Guyon-Massonnet pour le calcul du CRT.

4. Ligne d'influence du coefficient K pour la poutre de rive.

- ✚ Interpolation sur α

Nous allons utiliser la formule de Sattler.

$$K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\alpha \left(1 - e^{0,065 - \frac{\theta}{0,663}} \right) \text{ pour } 0 < \theta < 1$$

Alors, nous avons :

$$K_\alpha = 0,273K_1 + 0,727K_0$$

- ✚ Interpolation sur θ

$\theta = 0,565$; donc l'interpolation se fera entre $\theta_1 = 0,55$ et $\theta_2 = 0,60$. Nous avons donc :

$$K_{\theta} = 0,3K_{\theta_2} + 0,7K_{\theta_1}$$

✚ Interpolation sur y (la position de la poutre)

$$y = 2,2m \text{ et } \frac{y}{2,2} = \frac{b}{3,3} \Rightarrow y = 0,67b$$

L'interpolation se fera entre $y = 0,5b$ et $y = 0,75b$. Nous avons donc :

$$K_{|y=0,67b} = 0,68K_{|y=\frac{3b}{4}} + 0,32K_{|y=\frac{b}{2}}$$

Nous avons donc trois interpolations à faire. On détermine d'abord un tableau pour $\theta_1 = 0,55$ et $\theta_2 = 0,60$.

Les valeurs de K_0 et K_1 pour $K_{(b/2)}$ et $K_{(3b/4)}$ sont directement recopiées à partir des tableaux de Massonnet. Ensuite, on effectue une première interpolation sur y pour obtenir $K_{(0,67b)}$.

La dernière ligne constitue l'interpolation sur α en utilisant la troisième ligne pour chaque K.

Tableau 63 : K pour $\theta_1 = 0,55$.

$\theta = 0,55$										
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K_0	$K_{(b/2)}$	-0,5233	-0,1538	0,223	0,6185	1,036	1,4571	1,8274	2,0885	2,3046
	$K_{(3b/4)}$	-0,8871	-0,5279	-0,1538	0,2657	0,7666	1,3746	2,0885	2,8585	3,6081
	$K_{(0,67b)}$	-0,7707	-0,4082	-0,0332	0,3786	0,8528	1,4010	2,0049	2,6121	3,1910
K_1	$K_{(b/2)}$	0,4916	0,5777	0,6859	0,8275	1,0016	1,1902	1,3443	1,4071	1,4308
	$K_{(3b/4)}$	0,3922	0,4737	0,5777	0,7192	0,9069	1,1411	1,4071	1,6611	1,852
	$K_{(0,67b)}$	0,4240	0,5070	0,6123	0,7539	0,9372	1,1568	1,3870	1,5798	1,7172
K_{α}	$K\theta_1$	-0,4445	-0,1583	0,1430	0,4810	0,8758	1,3343	1,8362	2,3303	2,7886

Tableau 64 : K pour $\theta_2 = 0,60$.

$\theta = 0,60$										
e		-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K_0	$K_{(b/2)}$	-0,5241	-0,1615	0,2117	0,6119	1,0447	1,4853	1,8575	2,0778	2,2358
	$K_{(3b/4)}$	-0,7808	-0,4806	-0,1615	0,2154	0,6968	1,3177	2,0778	2,9106	3,7122
	$K_{(0,67b)}$	-0,6987	-0,3785	-0,0421	0,3423	0,8081	1,3713	2,0073	2,6441	3,2398
K_1	$K_{(b/2)}$	0,4349	0,5243	0,641	0,7992	0,9996	1,2207	1,3994	1,4582	1,4686
	$K_{(3b/4)}$	0,3362	0,4171	0,5243	0,6761	0,8839	1,151	1,4582	1,7518	1,9607
	$K_{(0,67b)}$	0,3678	0,4514	0,5616	0,7155	0,9209	1,1733	1,4394	1,6578	1,8032
K_{α}	$K\theta_2$	-0,4075	-0,1519	0,1227	0,4442	0,8389	1,3173	1,8523	2,3749	2,8476

On effectue une dernière interpolation sur θ en utilisant la dernière ligne de chaque tableau.

Nous avons ainsi les valeurs de K en fonction de e dans le tableau suivant :

Tableau 65 : Valeurs de $K = K(e)$.

$\theta = 0,565$									
e	$-b$	$-3b/4$	$-b/2$	$-b/4$	0	$b/4$	$b/2$	$3b/4$	b
K	-0,43	-0,16	0,14	0,47	0,86	1,33	1,84	2,34	2,81

Sur le graphique suivant est présenté la courbe $K = K(e)$.

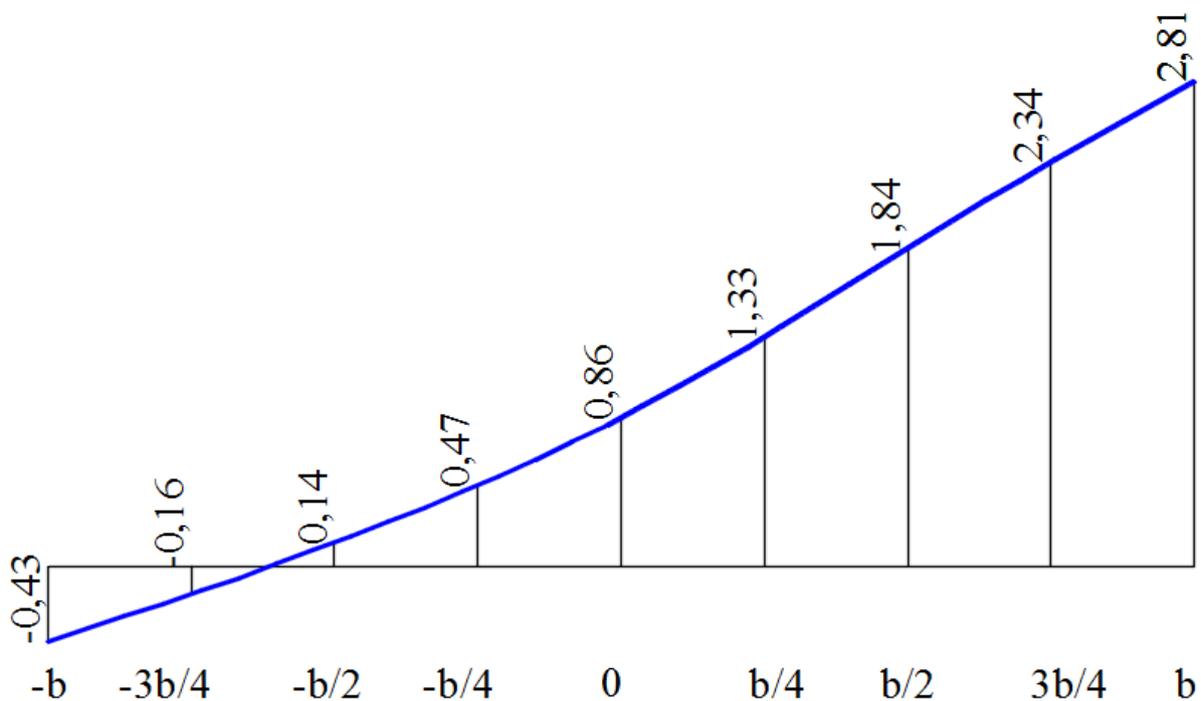


Figure 38 : Ligne d'influence de K en fonction de e .

5. Détermination des CRT pour la poutre de rive

✓ Charge A_1

On place la charge $A(1)$ suivant les règles de chargement de la manière la plus défavorable. Nous allons donc essayer différents cas de chargement (1voie et 2voies chargées) comme le coefficient a_1 varie en fonction du nombre de voies chargées.

1^{er} cas : une voie chargée de largeur $L_{A1} = 2,5m$.

Le coefficient $a_1 = 0,9$ puisque le pont est de troisième classe et une seule voie est chargée.

La fin de la voie chargée coïncide avec $b/4$.

Le coefficient K pour ce cas de chargement de la surcharge $A1$ est l'aire ω_{A1} de la Ligne

d'Influence correspondant à la charge divisée par la largeur du chargement, soit :

$$K_{Al} = \frac{\omega_{Al}}{L_{Al}}$$

$$K_{Al} = \frac{1}{L_{Al}} \left(\frac{1}{2} K(e = 0) + K\left(e = \frac{b}{4}\right) + K\left(e = \frac{b}{2}\right) + \frac{1}{2} K(b - L_{tr}) \right) \frac{b}{4}$$

$$K_{Al} = \frac{1}{2,5} \left(\frac{1}{2} \times 0,86 + 1,33 + 1,84 + \frac{1}{2} \times 2,35 \right) \frac{3,3}{4} = 1,58$$

Le CRT :

$$\eta_{Al} = \frac{K_{Al}}{n} = \frac{1,58}{3} = 0,525$$

$$a_1 \eta_{Al} L_{Al} = 0,9 \times 0,525 \times 2,5 = 1,18$$

2^{ème} cas : deux voies chargées de largeur $L_{Al} = 5m$.

Le coefficient $a_1 = 0,8$ puisque le pont est de troisième classe et deux voies sont chargées.

La fin de la voie chargée coïncide avec $-b/4$.

$$K_{Al} = \frac{\omega_{Al}}{L_{Al}}$$

$$K_{Al} = \frac{1}{5} \left(-\frac{1}{2} \times 0,17 + 0,14 + 0,47 + 0,86 + 1,33 + 1,84 + \frac{1}{2} \times 2,35 \right) \frac{3,3}{4} = 0,945$$

Le CRT

$$\eta_{Al} = \frac{K_{Al}}{n} = \frac{0,945}{3} = 0,315$$

$$a_1 \eta_{Al} L_{Al} = 0,8 \times 0,315 \times 5 = 1,26$$

Nous remarquons donc que le deuxième cas est le plus défavorable.

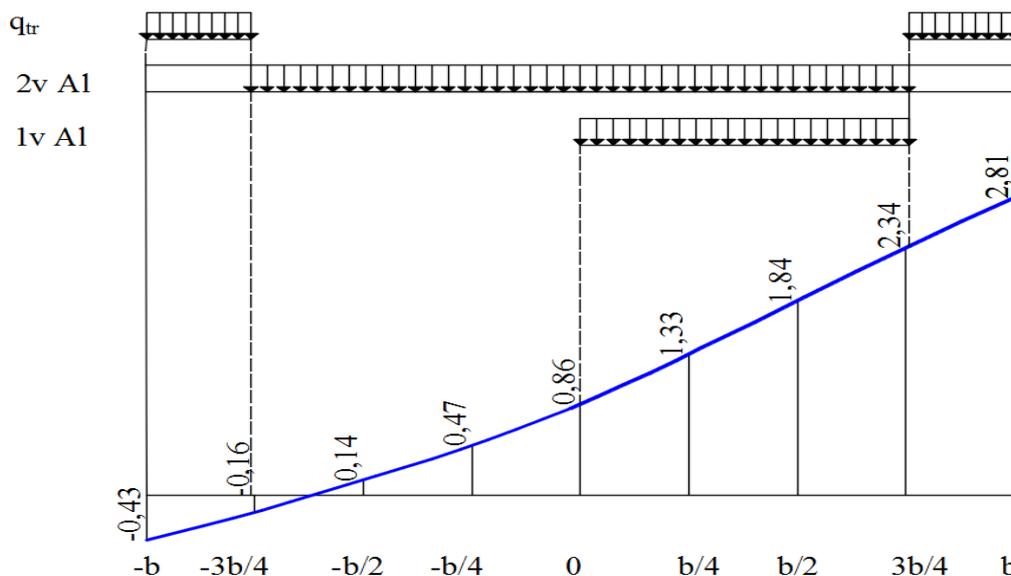


Figure 39 : Disposition de la surcharge Al et qtr sur la ligne d'influence de K.

✓ Charge de trottoir

$L_{tr} = 0,8m$ et le cas le plus défavorable est le chargement des deux trottoirs simultanément.

Les extrémités des chargements correspondent au début et la fin des trottoirs, ceci coïncide avec $e = b$ et $e = b - L_{tr}$ pour le trottoir de droite et avec $e = -b$ et $e = -b - L_{tr}$ pour le trottoir de gauche. De même que pour Al, le coefficient K est le rapport entre l'aire ω_{tr} de la Ligne d'Influence correspondant au chargement du trottoir par sa largeur Ltr.

$$K_{tr} = \frac{\omega_{tr}}{L_{tr}} = \frac{1}{2} (K(e = b - L_{tr}) + K(e = -b - L_{tr}) + K(e = b) + K(e = -b))$$

$$K_{tr} = \frac{1}{2} (-0,43 - 0,17 + 2,355 + 2,81) = 2,28$$

Le CRT

$$\eta_{tr} = \frac{K_{tr}}{n} = \frac{2,28}{3} = 0,76$$

✓ Charge B_c

Le coefficient b_c dépend du nombre de files de camions à placer.

A cause de la variation de b_c , on essaye 2 cas différents (1 file et 2 files de B_c). On place les différentes files de roues sur la largeur chargeable de la manière la plus défavorable selon les règles de chargement. Donc on place les convois de B_c décalés à droite en prenant soin de laisser 0,25 m entre le bord du trottoir et la première file de roues.

1^{er} cas : 1 file de B_c avec $b_c = 1,2$

$$K_{B_c} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^2 K_i = \frac{1}{2} (K_1 + K_2)$$

Les K_i sont déterminés graphiquement. Alors :

$$K_{B_c} = \frac{1}{2} (0,9948 + 2,2066) = 1,6$$

Le CRT

$$\eta_{B_c} = \frac{K_{B_c}}{n} = \frac{1,6}{3} = 0,53$$

$$b_c \eta_{B_c} = 1,2 \times 0,53 = 0,64$$

2^{ème} cas : 2 files de B_c avec $b_c = 1,1$

$$K_{B_c} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^4 K_i = \frac{1}{2} (K_1 + K_2 + K_3 + K_4) = \frac{1}{2} (-0,08 + 0,73 + 0,99 + 2,21) = 2$$

Le CRT

$$\eta_{Bc} = \frac{K_{Bc}}{n} = \frac{2}{3} = 0,67$$

$$b_c \eta_{Bc} = 1,1 \times 0,67 = 0,74$$

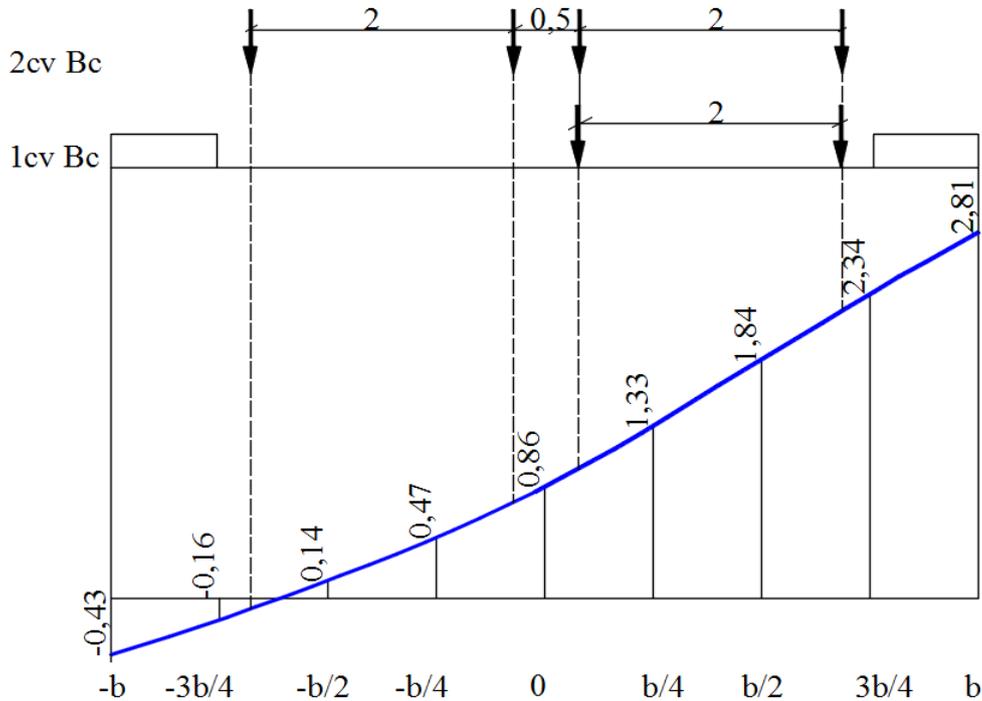


Figure 40 : Disposition de Bc sur la ligne d'influence de K.

✓ **Charge Br**

Le coefficient est déterminé graphiquement comme dans le cas de Bc.

$$K_{Br} = 2,35$$

Le CRT

$$\eta_{Br} = \frac{K_{Br}}{n} = \frac{2,35}{3} = 0,78$$

$$b_r \eta_{Br} = 1 \times 0,78 = 0,78$$

✓ **Charge Mc₁₂₀**

Pour la détermination du CRT, on calcule l'aire sous les chenilles comme dans le cas de A1.

Le CRT correspond au rapport de l'aire sous les chenilles sur la surface d'influence par la largeur des chenilles.

On place donc un char, c'est-à-dire deux chenilles avec $L_{Mc} = 1m$.

$$K_{Mc} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} (K_7 + K_8) + \frac{1}{2} (K_8 + K_9) \right] \frac{L_{Mc}}{L_{Mc}}$$

$$K_{Mc} = \frac{1}{4} (0,0834 + 0,48 + 1,75 + 2,35) = 1,17$$

Le CRT

$$\eta_{M_c} = \frac{K_{M_c}}{n} = \frac{1,17}{3} = 0,39$$

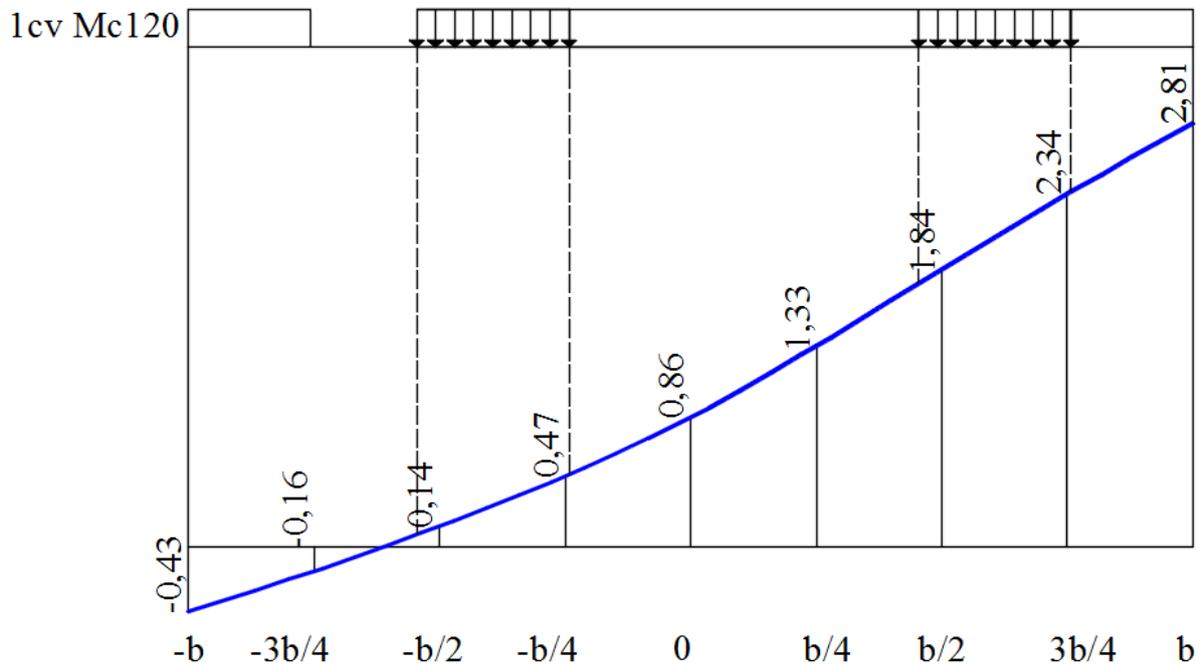


Figure 41 : Disposition de Mc120 sur la ligne d'influence de K

✓ Charge M_{e120}

Le calcul se fait de la même manière que dans le cas de Al. La largeur chargée est $L_{Me} = 4m$.

$$K_{Me} = \frac{\omega_{Al}}{L_{Al}}$$

$$K_{Me} = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} \times 0,19 + 0,47 + 0,86 + 1,33 + 1,84 + \frac{1}{2} \times 2,35 \right) \frac{3,3}{4} = 1,19$$

Le CRT

$$\eta_{M_e} = \frac{K_{M_e}}{n} = \frac{1,19}{3} = 0,4$$

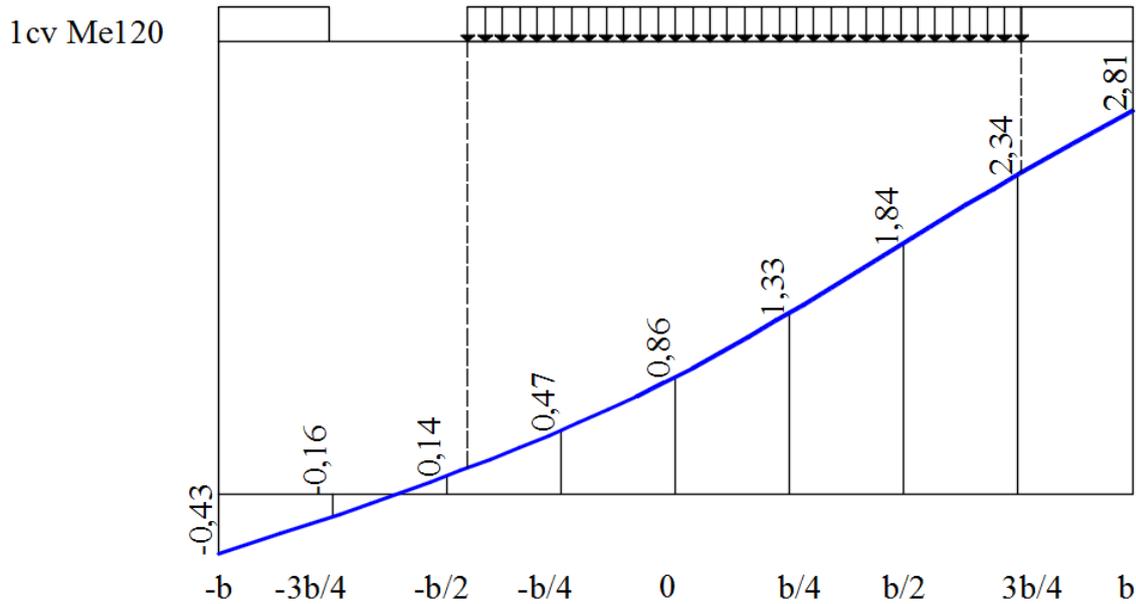


Figure 42 : Disposition de Me120 sur la ligne d'influence de K.

Le coefficient de répartition transversal pour les différents cas de chargement est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 66 : CRT pour la poutre de rive.

Charge	CRT	Caractéristiques	Cas le plus défavorable
Al	0,32	$a_1 = 0,8$; $L_{Al} = 5m$	2 voies chargées
Qtr	0,76	$L_{tr} = 0,8m$	2 trottoirs chargés
B_c	0,67	$b_c = 1,1$; $L_{Bc} = 5m$	2 files de B _c
Br	0,78	$br = 1$; $L_{Br} = 5m$	Une roue Br
Mc120	0,39	$L_{Mc} = 1m$	1 char Mc120
Me120	0,40	$L_{Me} = 4m$	1 char Me120

6. Ligne d'influence du coefficient K pour la poutre intermédiaire.

Les paramètres α et θ conservent les mêmes valeurs, seule la position de la poutre change. Elle devient $y = 0$. Les tableaux de Massonnet donnent directement les valeurs de K pour $y = 0$. La troisième de chaque tableau constitue l'interpolation sur α .

Tableau 67 : K pour $\theta_1 = 0,55$.

$\theta = 0,55$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K_0	0,4848	0,7666	1,036	1,2556	1,3521	1,2556	1,036	0,7666	0,4848
K_1	0,8255	0,9069	1,0016	1,0981	1,1489	1,0981	1,0016	0,9069	0,8255
K_a	0,5778	0,8049	1,0266	1,2126	1,2966	1,2126	1,0266	0,8049	0,5778

Tableau 68 : K pour $\theta_2 = 0,60$.

$\theta = 0,60$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K_0	0,3347	0,6968	1,0447	1,3316	1,4594	1,3316	1,0447	0,6968	0,3347
K_1	0,7878	0,8839	0,9996	1,1215	1,1878	1,1215	0,9996	0,8839	0,7878
K_a	0,4584	0,7479	1,0324	1,2742	1,3853	1,2742	1,0324	0,7479	0,4584

On effectue l'interpolation sur θ en utilisant la dernière ligne de chaque tableau.

Tableau 69 : K pour $\theta = 0,565$.

$\theta = 0,565$									
e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
K	0,54	0,79	1,03	1,23	1,32	1,23	1,03	0,79	0,54

Nous avons donc le graphique suivant :

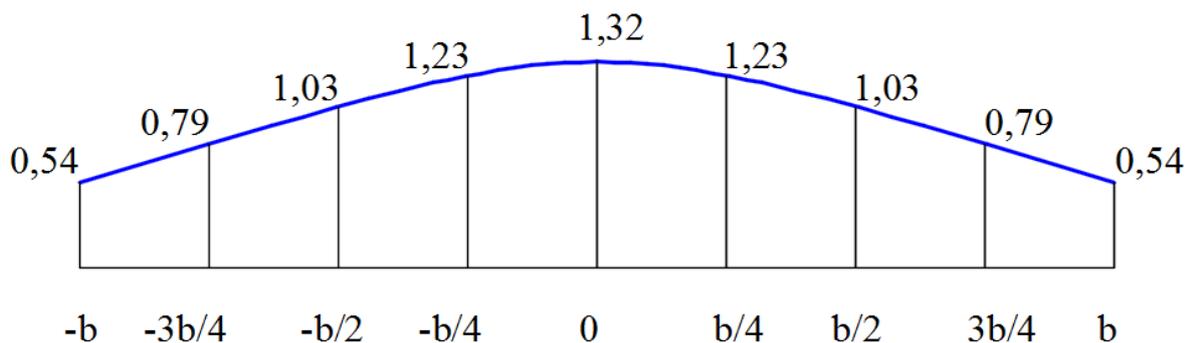


Figure 43 : Ligne d'influence de K en fonction de e.

7. Détermination des CRT pour la poutre intermédiaire

✓ Charge Al

1^{er} cas : une voie chargée de largeur $L_{Al} = 2,5m$.

$$K_{Al} = \frac{\omega_{Al}}{L_{Al}}$$

$$K_{Al} = \frac{1}{2,5} (1,14 + 2 \times 1,23 + 1,32) \frac{3,3}{4} = 1,62$$

Le CRT

$$\eta_{Al} = \frac{K_{Al}}{n} = \frac{1,62}{3} = 0,54$$

$$a_1 \eta_{Al} L_{Al} = 0,9 \times 0,54 \times 2,5 = 1,215$$

2^{ème} cas : deux voies chargées de largeur $L_{Al} = 5m$.

$$K_{Al} = \frac{\omega_{Al}}{L_{Al}}$$

$$K_{Al} = 2 \times \frac{1}{5} \left(\frac{1}{2} \times 0,78 + 1,03 + 1,23 + \frac{1}{2} \times 1,32 \right) \frac{3,3}{4} = 1,092$$

Le CRT

$$\eta_{Al} = \frac{K_{Al}}{n} = \frac{1,092}{3} = 0,36$$

$$a_1 \eta_{Al} L_{Al} = 0,8 \times 0,36 \times 5 = 1,44$$

Le deuxième cas est le plus défavorable.

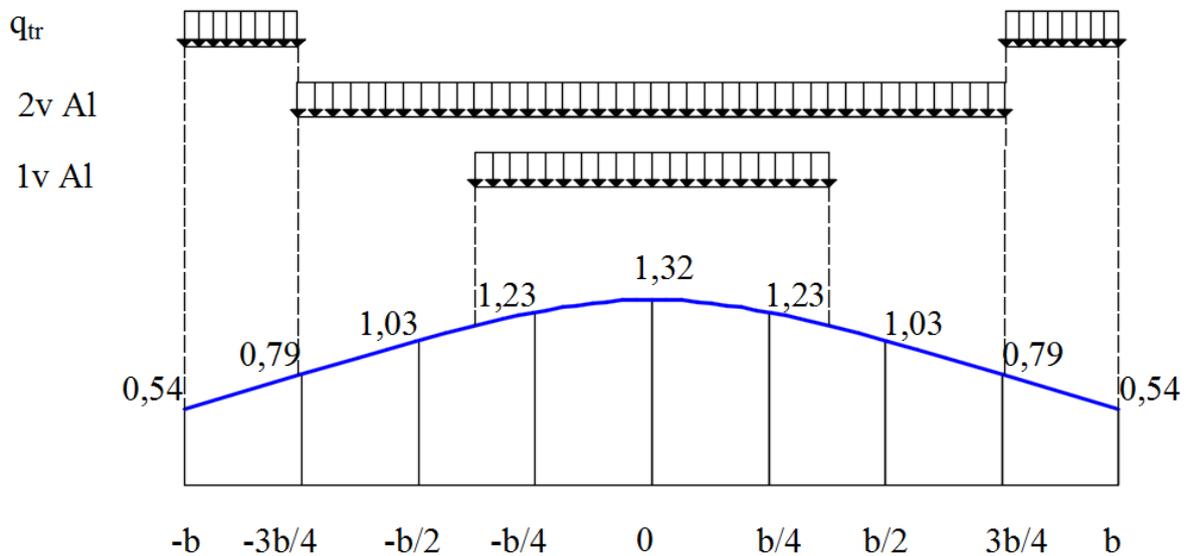


Figure 44 : Disposition des surcharges Al et qtr sur la ligne d'influence de K.

✓ **Charge de trottoir**

$$K_{tr} = \frac{\omega_{tr}}{L_{tr}}$$

$$K_{tr} = 2 \times \frac{1}{2} (0,54 + 0,7825) = 1,32$$

Le CRT

$$\eta_{tr} = \frac{K_{tr}}{n} = \frac{1,32}{3} = 0,44$$

✓ **Charge B_c****1^{er} cas** : 1 file avec b_c = 1,2.**1^{ère} disposition** : 1 file de roues placée sur l'axe centrale.

$$K_{Bc} = \frac{1}{2} (K_1 + K_2) = \frac{1}{2} (0,9306 + 1,32) = 1,125$$

$$\eta_{Bc} = \frac{K_{Bc}}{n} = \frac{1,125}{3} = 0,375$$

$$b_c \eta_{Bc} = 1,2 \times 0,375 = 0,45$$

2^{ème} disposition : 2 files de roues placées symétriquement par rapport à l'axe centrale.

$$K_{Bc} = \frac{1}{2} \times 2 \times K_3 = \frac{1}{2} \times 2 \times 1,1938 = 1,19$$

$$\eta_{Bc} = \frac{K_{Bc}}{n} = \frac{1,19}{3} = 0,397$$

$$b_c \eta_{Bc} = 1,2 \times 0,397 = 0,477$$

2^{ème} cas : 2 files de B_c avec b_c = 1,1Les 2 convois de B_c placés symétriquement par rapport à l'axe central.

$$K_{Bc} = 2 \frac{1}{2} (K_4 + K_5) = 2 \frac{1}{2} (0,85 + 1,31) = 2,17$$

$$\eta_{Bc} = \frac{K_{Bc}}{n} = \frac{2,17}{3} = 0,72$$

$$b_c \eta_{Bc} = 1,1 \times 0,72 = 0,796$$

Le deuxième cas est le plus défavorable.

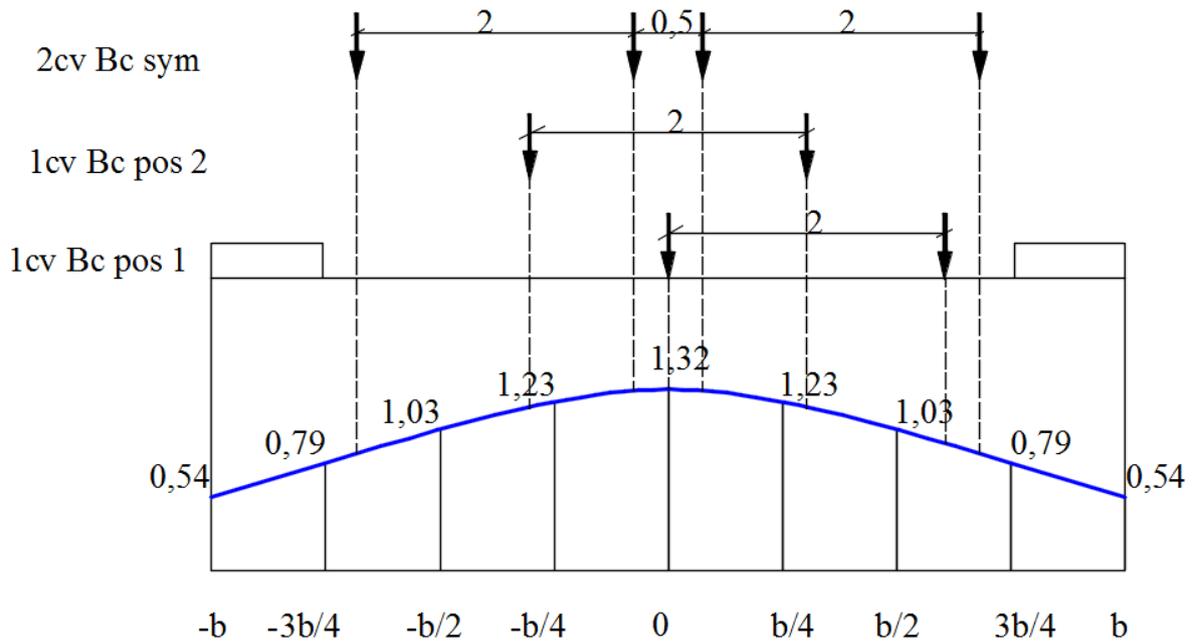


Figure 45 : Disposition de Bc sur la ligne d'influence de K.

✓ **Charge Br**

$$K_{B_r} = 1,32$$

Le CRT

$$\eta_{B_r} = \frac{K_{B_r}}{n} = \frac{1,32}{3} = 0,44$$

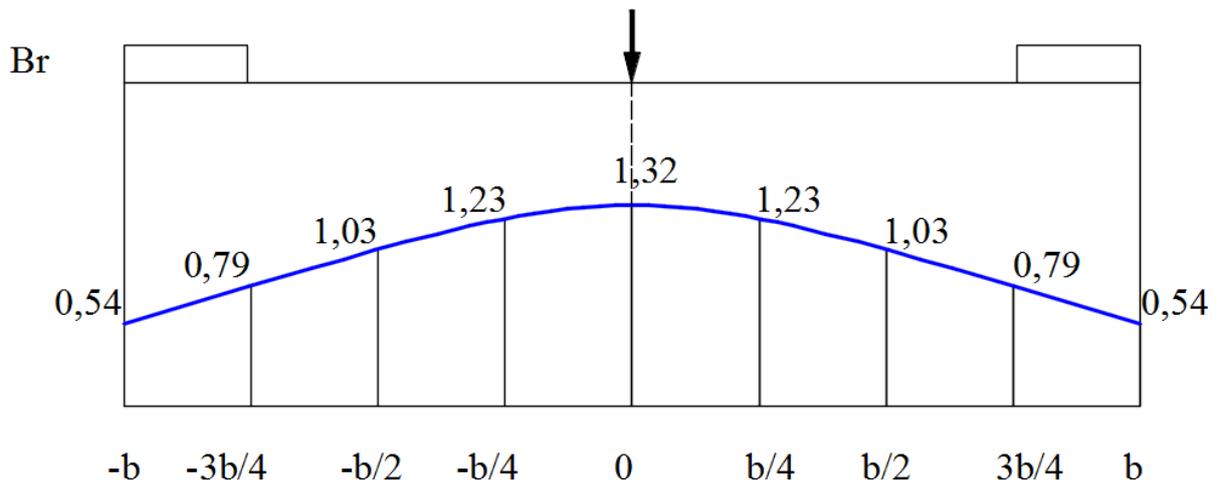


Figure 46 : Disposition de Br sur la ligne d'influence de K.

✓ **Charge Mc120**

Deux chenilles symétriques

$$K_{M_c} = 2 \frac{1}{4} (K_6 + K_7 + K_8 + K_9)$$

$$K_{M_c} = 2 \frac{1}{4} (0,88 + 1,16) = 1,023$$

Le CRT

$$\eta_{M_c} = \frac{K_{M_c}}{n} = \frac{1,023}{3} = 0,34$$

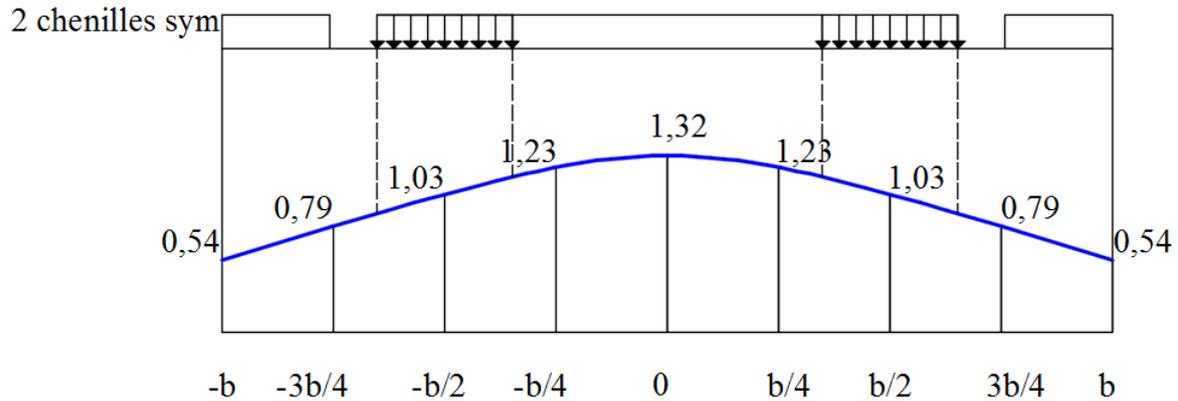


Figure 47 : Disposition de M_{e120} sur la ligne d'influence de K.

✓ Charge M_{e120}

Une chenille placée symétriquement par rapport à l'axe central.

$$K_{Al} = 2 \times \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} \times 0,93 + 1,03 + 1,23 + \frac{1}{2} \times 1,32 \right) \frac{3,3}{4} = 1,40$$

Le CRT

$$\eta_e = \frac{K_e}{n} = \frac{1,40}{3} = 0,47$$

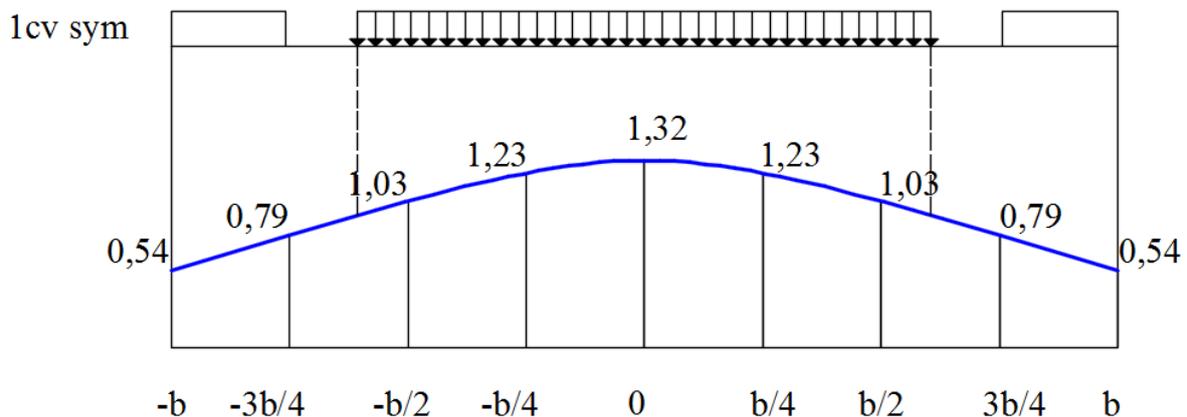


Figure 48 : Disposition de M_{e120} sur la ligne d'influence de K.

Le coefficient de répartition transversal pour les différents cas de chargement est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 70 : Valeurs du CRT pour la poutre intermédiaire.

Charge	CRT	Caractéristiques	Cas le plus défavorable
Al	0,36	$a_1 = 0,8$; $L_{Al} = 5m$	2 voies chargées
Qtr	0,44	$L_{tr} = 0,8m$	2 trottoirs chargés
B _c	0,72	$b_c = 1,1$; $L_{Bc} = 5m$	2 files de B _c placés symétriquement
Br	0,44	$br = 1$; $L_{Br} = 5m$	Une roue Br
Mc120	0,34	$L_{Mc} = 1m$	Deux chenilles symétriques
Me120	0,47	$L_{Me} = 4m$	1 char Me120

8. Calcul des sollicitations réelles dans les poutres

Le calcul du CRT étant fait pour les différentes poutres, il s'agit de le prendre en compte dans l'évaluation des sollicitations dans les poutres. Ainsi, nous avons les moments affectés des CRT dans le tableau suivant :

Tableau 71 : Sollicitations pondérés par le CRT

	Charge permanente	Surcharges civiles			Surcharges militaires		Surcharge de trottoir
		Al	Bc	Br	Mc 120	Me 120	Charges générales
Moment majoré (t.m) par CMD	-	193,50	252,46	41,63	394,35	255,87	3,38
Poutre de rive							
Coefficient de Guyon-Massonnet pour les poutres de rive	-	0,32	0,67	0,78	0,39	0,4	0,77
Moment majoré affecté des CRT (t.m)	86,26	61,92	169,15	32,47	153,80	102,35	2,60
Poutre intermédiaire							

	Charge permanente	Surcharges civiles			Surcharges militaires		Surcharge de trottoir
		Al	Bc	Br	Mc 120	Me 120	Charges générales
Coefficient de Guyon-Massonnet pour la poutre intermédiaire	-	0,36	0,72	0,44	0,34	0,47	0,44
Moment majoré affecté des CRT (t.m)	77,51	69,66	181,77	18,32	134,08	120,26	1,49

Quant à l'effort tranchant, il est considéré équitablement réparti entre les poutres. Il ne lui est pas appliqué le CRT. Nous avons dans le tableau suivant, les efforts tranchants par poutre :

Tableau 72 : Effort tranchant par poutre.

	Charge permanente	Surcharges civiles			Surcharges militaires		Surcharge de trottoir
		A	Bc	Br	Mc 120	Me 120	Charges générales
Effort tranchant majoré(t)	-	51,60	86,25	11,10	105,16	71,97	0,90
Poutre de rive							
Effort tranchant par poutre (t)	23	17,20	28,75	3,70	35,05	23,99	0,30
Poutre intermédiaire							
Effort tranchant par poutre (t)	20,67	17,20	28,75	3,70	35,05	23,99	0,30

9. Combinaisons des sollicitations

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

$$ELU 1,35M_G + \text{Max} \left\{ 1,6 \times \text{Max} \begin{matrix} |M(Al)| \\ |M(Bc)| \\ |M(Br)| \end{matrix} ; 1,35 \times \begin{matrix} |M(Mc120)| \\ |M(Me120)| \end{matrix} \right\} + 1,60 \times \text{Trottoir}$$

$$EL\ S\ M_G + \text{Max} \left\{ 1,2 \times \text{Max} \begin{matrix} |M(Al)| \\ |M(Bc)| \\ |M(Br)| \end{matrix} ; \begin{matrix} |M(Mc120)| \\ |M(Me120)| \end{matrix} \right\} + \text{Trottoir}$$

Les combinaisons aux états limites donnent les résultats suivants avec le cas le plus défavorable donné par la surcharge de type Bc pour les surcharges routières:

Tableau 73 : Sollicitations de calcul des poutres

	ELU		ELS
	Moment (t.m)	Effort tranchant (t)	Moment (t.m)
Poutre de rive	391,25	78,85	291,84
Poutre intermédiaire	399,83	75,70	298,23

10. Ferrailage des poutres

- Données pour le calcul**

La nuance de l'acier est $F_e = 400\text{MPa}$

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours est $f_{c28} = 35\text{MPa}$.

La résistance caractéristique du béton à la traction est à 28 jours est $f_{t28} = 2,7\text{MPa}$.

L'enrobage des aciers est $e = 3\text{cm}$.

Le diamètre du plus gros granulat est $d = 25\text{mm}$.

La hauteur de la poutre $h_p = 100\text{cm}$

La hauteur de la table de compression $h_0 = 20\text{cm}$

La largeur de la nervure $b = 40\text{cm}$.

La contrainte limite dans les aciers est : $\bar{\sigma}_s = 228,63\text{MPa}$

- Calcul des armatures**

Le calcul des armatures se fera à l'ELS en considérant le moment de flexion maximal qui est celui de la poutre intermédiaire, soit $M_{ser} = 293,25\text{tm}$.

✚ Calcul de $M_{t_{ser}}$

$$M_{t_{ser}} = \frac{\bar{\sigma}_s \left(d - \frac{h_0}{2} \right)}{30(d - h_0)} b h_0^2 = \frac{228,63(0,9 - 0,10)}{30(0,9 - 0,20)} \times 0,40 \times 0,2^2 = 0,139\text{MNm} < 2,98\text{MNm}$$

$M_{t_{ser}} < M_{ser} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

✚ Calcul du bras de levier

$$Z_b = 0,93 \times d = 0,93 \times 0,9 = 0,837\text{m}$$

✚ Calcul de la section d'acier tendue

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_b \sigma_s} = \frac{2,98232}{0,837 \times 228,63} = 155,85 \text{ cm}^2$$

✚ **Choix** : 20HA32 totalisant 160,8cm².

• **Vérification à l'effort tranchant**

✚ **Vérification du cisaillement du béton**

La contrainte tangente conventionnelle vaut :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{78,85}{0,4 \times 0,9} = 2,19 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente admissible vaut en Fissuration Préjudiciable :

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 35}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ul}$ (vérifié) \Rightarrow Armatures d'âmes droites

✚ **Vérification des appuis**

▪ **Armatures longitudinales**

$$A_s \geq \frac{V_u + H_u}{f_e / \gamma_s} = \frac{78,85}{400 / 1,15} = 22,67 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

▪ **Compression du béton**

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(0,3; 0,9 \times 0,4) = 0,30 \text{ m}$$

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} a b_0 = 0,4 \frac{35}{1,5} \times 0,4 \times 0,3 = 1,12 \text{ MN vérifié}$$

✚ **Armatures transversales**

▪ **Espacement maximal**

$$S_{tmax} = \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

▪ **Diamètre maximal des armatures d'âme**

$$\varphi_{tmax} = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right) = \min\left(\frac{1000}{35}; \frac{400}{10}; 32\right) = 25 \text{ mm}$$

▪ **Choix des cadres**

Les lits d'armatures longitudinales comportent quatre barres, les cadres seront à quatre brins.

▪ **Ecartement initial**

Nous allons prendre des aciers de diamètre 10mm pour les cadres.

$$S_{t0} \leq \frac{0,9 f_{su} A_t}{(\tau_u - 0,3 f_{tj}) b} = \frac{0,9 \times \left(\frac{400}{1,15}\right) \times 4 \times \frac{\pi \times 10^2 \times 10^{-6}}{4}}{(2,154 - 0,3 \times 2,7) \times 0,4} = 18,2 \text{ cm}$$

Nous allons prendre $S_{t0} = 14 \text{ cm}$.

▪ **Vérification**

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{MPa} \Rightarrow \frac{4 \times \frac{\pi \times 10^2 \times 10^{-6}}{4} \times 400}{0,4 \times 14 \times 10^{-2}} = 2,24 \text{MPa} \geq 0,4 \text{MPa} \text{ vérifié}$$

✚ **Répartition des armatures transversales : Méthode de Caquot**

Le premier cadre est disposé à $S_{t0}/2$ du nu de l'appui et ensuite on applique la règle de Caquot.

Les espacements successifs étant pris dans la liste suivante :

7, 8, 9, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 40 (en cm).

$$\frac{S_{t0}}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{cm}$$

$$n = \frac{7,5}{2} = 4: \text{ nombre entier de mètres (en excès) dans la demie travée de la poutre.}$$

On aura donc :

$$7 + 8 \times 4 + 9 \times 4 + 11 \times 4 + 13 \times 4 + 16 \times 4 + 20 \times 4 + 25 \times 4 + 35 \times 5 + 40 \times 4 = 750$$

• **Longueur de scellement droit**

$$\text{Aciers HA 400 et } f_{c28} = 35 \text{MPa} \Rightarrow L_s = 27\phi = 27 \times 3,2 = 86,4 \text{cm}$$

• **Longueur de recouvrement**

$$\text{Barres HA } L_R = 0,6L_s = 51,84 \text{cm}$$

• **Aciers de peau**

Ils sont estimés à 3cm^2 par mètre de parement en Fissuration préjudiciable pour les poutres de grande hauteur.

$$h > 0,7 \text{m} \Rightarrow A_p = 3h = 3 \times 1 = 3 \text{cm}^2$$

Choix : 4HA12 totalisant $3,02 \text{cm}^2$.

C. DIMENSIONNEMENT DE L'ENTRETOISE

Les entretoises du pont sont celles sur appui ; elles ont pour rôle de solidariser la section transversale du pont. Elles sont dimensionnées sous le poids des charges permanentes du tablier car elles supportent ce dernier lors des opérations de vérinage pour le changement des appareils appuis. Elle sera donc calculée comme une poutre reposant sur deux appuis qui constituent les vérins lors des opérations de vérinage recevant comme charge son poids propre qui est une charge linéairement répartie et les réactions du tablier qui sont des charges localisées.

Nous avons donc :

Poids propre de l'entretoise = $25 \times 0,4 \times 0,75 = 7,5\text{kN/ml}$

Reaction poutre de rive = 230kN

Réaction poutre intermédiaire = 206,7kN

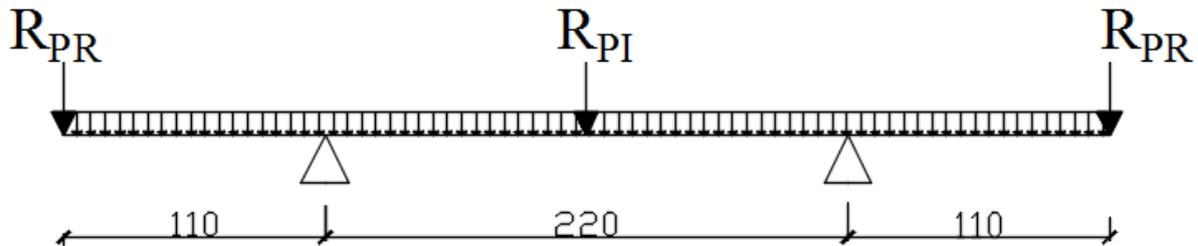


Figure 49 : Schéma statique de calcul de l'entretoise

La modélisation sur le logiciel RDM6 donne les résultats suivants :

Tableau 74 : Sollicitations dans l'entretoise.

	Moment ELU (kNm)	Moment ELS (kNm)	Effort tranchant (kN)
Sur appui	347,625	257,5	321,57
En travée	188,055	139,3	

1. Calcul à des armatures

• Données pour le calcul

La nuance de l'acier est $F_e = 400\text{MPa}$

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours est $f_{c28} = 35\text{MPa}$.

La résistance caractéristique du béton à la traction est à 28 jours est $f_{t28} = 2,7\text{MPa}$.

L'enrobage des aciers est $e = 3\text{cm}$.

Le diamètre du plus gros granulats est $d = 25\text{mm}$.

La hauteur de la section $h = 75\text{cm}$

La largeur $b = 40\text{cm}$.

La contrainte limite dans les aciers est : $\bar{\sigma}_s = 228,63\text{MPa}$

a) Calcul des aciers en travée et dans la console

$M_u = 188,055\text{kNm}$ et $M_{ser} = 139,3\text{kNm}$

✓ Armatures tendues l'ELU

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{188,05 \cdot 10^{-3}}{0,4 \times (0,675)^2 \times 19,83} = 0,052$$

Recherche du pivot

$$\alpha u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,052)}) = 0,067$$

$$\alpha u = 0,067 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha u) = 0,675(1 - (0,4 \times 0,067)) = 0,657 \text{ m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{188,05 \times 10^{-3}}{0,657 \times 348} = 8,23 \text{ cm}^2$$

Choix: 8HA12 totalisant 9,05cm².

✓ **Verification à l'ELS**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 9,05}{40} \left[\sqrt{1 + \frac{40(67,5 \times 9,05)}{7,5(9,05)^2}} - 1 \right] = 18,28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15(A_s(d - y)^2 + A'_s(d - y))$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 40 \times (18,28)^3 \right) + (15 \times 9,05(67,5 - 18,28)^2) = 410314,631 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{139,3}{4,1 \times 0,001} \right) \times 18,28 = 6,21 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (condition vérifiée)

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{139,3}{4,1 \times 0,001} (0,675 - 0,1828) = 250,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 228,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \sigma_{sELS}$ (condition non vérifiée)

$$u = \frac{30 M_{ser}}{b d^2 \sigma_s} = \frac{30 \times 139,3}{0,4 \times 0,675^2 \times 228,63} = 0,1$$

$$\alpha = 0,2816; \rho = 3,679 \cdot 10^{-3} \text{ et } k = 0,0261$$

$$k = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0261 \times 228,63 = 5,97 \text{MPa}$$

$$A_s = \rho b d = 0,003679 \times 40 \times 67,5 = 9,93 \text{cm}^2$$

Choix: 4HA20 totalisant 12,57cm².

✓ **Section d'acier minimale : condition de non fragilité**

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{b h}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 0,27 \times 2,7}{400}; \frac{0,4 \times 0,75}{1000} \right\} = 4,19 \text{cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$ condition vérifiée

b) Calcul des aciers sur appui à l'ELU

Les données de calcul sont les mêmes qu'en travée.

Les sollicitations sont : $M_u = 347,625 \text{kNm}$ et $M_{ser} = 257,5 \text{kNm}$

✓ **Armatures tendues**

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,347}{0,4 \times (0,675)^2 \times 19,83} = 0,096$$

Recherche du pivot

$$\alpha u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,096)}) = 0,127$$

$\alpha u = 0,127 < 0,259 \Rightarrow$ Pivot A

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha u) = 0,675(1 - (0,4 \times 0,127)) = 0,64 \text{m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{0,348}{0,64 \times 348} = 15,6 \text{cm}^2$$

Choix: 8HA16 totalisant 16,08cm².

✓ **Verification à l'ELS**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 16,08}{40} \left[\sqrt{1 + \frac{40(67,5 \times 16,08)}{7,5(16,08)^2}} - 1 \right] = 23,13 \text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15(A_s(d - y)^2 + A'_s(d - y)^2)$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 40 \times (23,13)^3\right) + (15 \times 16,08(67,5 - 23)^2) = 639842,73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{257,5}{6,39 \times 0,001}\right) \times 23,13 = 9,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{257,5}{6,39 \times 0,001} (0,675 - 0,2313) = 267,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 228,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \sigma_{sELS} \text{ (condition non vérifiée)}$$

$$u = \frac{30 M_{ser}}{b d^2 \sigma_s} = \frac{30 \times 257,5}{0,4 \times 0,675^2 \times 228,63} = 0,185$$

$$\alpha = 0,3658; \rho = 7,04 \cdot 10^{-3} \text{ et } k = 0,0384$$

$$k = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0384 \times 228,63 = 8,79 \text{ MPa}$$

$$A_s = \rho b d = 0,00704 \times 40 \times 67,5 = 19 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA25 totalisant 19,63cm².

✓ **Section d'acier minimale : condition de fragilité.**

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{b h}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 0,4 \times 0,675 \times 2,7}{400}; \frac{0,4 \times 0,75}{1000} \right\}$$

$$A_{smin} = 4,19 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin} \text{ condition vérifiée}$$

2. Vérification à l'effort tranchant

✓ **Vérification du cisaillement du béton**

La contrainte tangente conventionnelle vaut :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{321,57}{0,4 \times 0,675} = 1,191 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente admissible vaut en Fissuration Peu Préjudiciable :

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,20 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,20 \times 35}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{ul} \text{ (vérifié)} \Rightarrow \text{Armatures d'âmes droites}$$

✓ **Vérification des appuis**

✚ **Armatures longitudinales**

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{f_e / \gamma_s} = \frac{321,57 + \frac{-139,3}{0,9 \times 0,675}}{400 / 1,15} = 2,65 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

✚ Compression du béton

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(0,3; 0,9 \times 0,4) = 0,30\text{m}$$

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0 = 0,4 \frac{35}{1,5} \times 0,4 \times 0,3 = 1,12\text{MN vérifié}$$

✚ Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$$\sigma_{bc\text{moyen}} = \frac{2V_u}{ab} = \frac{2 \times 321,57}{0,3 \times 0,4} = 5,36\text{MPa} \leq 1,3 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{35}{1,5} = 30,33\text{MPa vérifié}$$

• Armatures transversales

✚ Espacement maximal

$$S_{t\text{max}} = \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

✚ Diamètre maximal des armatures d'âme

$$\varphi_{t\text{max}} = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_1\right) = \min\left(\frac{750}{35}; \frac{400}{10}; 16\right) = 16\text{mm}$$

✚ Choix des cadres

Les lits d'armatures longitudinales comportent cinq barres, les cadres seront à cinq brins.

✚ Ecartement initial

Nous allons prendre des aciers de diamètre 10mm pour les cadres.

$$S_{t0} \leq \frac{0,9f_{su}A_t}{(\tau_u - 0,3f_{tj})b} = \frac{0,9 \times \left(\frac{400}{1,15}\right) \times 5 \times \frac{\pi \times 10^2 \times 10^{-6}}{4}}{(1,191 - 0,3 \times 2,7) \times 0,4} = 80,67\text{cm}$$

Nous allons prendre $S_{t0} = 16\text{cm}$.

✚ Vérification

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4\text{MPa} \Rightarrow \frac{4 \times \frac{\pi \times 10^2 \times 10^{-6}}{4} \times 400}{0,4 \times 16 \times 10^{-2}} = 1,96\text{MPa} \geq 0,4\text{MPa vérifié}$$

• Répartition des armatures transversales : Méthode de Caquot

Le premier cadre est disposé à $S_{t0}/2$ du nu de l'appui et ensuite on applique la règle de Caquot.

Les espacements successifs étant pris dans la liste suivante :

7, 8, 9, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 40 (en cm).

$$\frac{S_{t0}}{2} = \frac{16}{2} = 8\text{cm}$$

✚ Cas de la console

$$n = \frac{1,1}{2} = 1: \text{nombre entier de mètres (en excès) dans la demi travée de la poutre.}$$

✚ Cas de la travée

$$n = \frac{2,2}{2} = 2 \text{ pour la travée}$$

On aura donc :

$$8 \times 2 + 9 + 11 + 13 + 16 + 20 + 25 = 110$$

- **Longueur de scellement droit**

$$\text{Aciers HA 400 et } f_{c28} = 35\text{MPa} \Rightarrow L_s = 27\phi = 27 \times 25 = 67,5\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$\text{Barres HA } L_R = 0,6L_s = 26\text{cm}$$

- **Aciers de peau**

Ils sont estimés à 3cm^2 par mètre de parement en Fissuration préjudiciable pour les poutres de grande hauteur.

$$h > 0,7\text{m} \Rightarrow A_p = 3h = 3 \times 1 = 3\text{cm}^2$$

Choix : 3HA12 totalisant $3,39\text{cm}^2$.

D. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

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

I. Evaluation des efforts dans l'appareil d'appui

- **Efforts verticaux :** elles seront évaluées à l'ELS. Il s'agit de la réaction du tablier sous charges permanentes et d'exploitation.

La combinaison à utiliser est celle du BAEL :

$$N_{\max} = \gamma_G G + \gamma_Q Q_{\max} + \gamma_{tr} Q_{tr}$$

- ✓ G: résultante des charges permanents;
- ✓ Q_{\max} : surcharge maximale;
- ✓ Q_{tr} : surcharge du trottoir ;
- ✓ $\gamma_G = 1,35$ à l'ELU et 1 à l'ELS ;
- ✓ $\gamma_Q = 1,2$ à l'ELS pour les surcharges de type B et 1 pour les surcharges militaires ;

Nous avons donc :

$$N_{\max} = 22,32 + (1,2 \times 35,05) + 0,3 = 64,68\text{t}$$

- **Efforts horizontaux :** seront considérées la force de freinage et les actions telles que le

retrait, le fluage et la dilatation.

✚ **Force de freinage** : c'est l'effort dû au freinage d'un camion Bc soit 30t.

✚ **Dilatation linéaire** : elle est calculée comme suit :

$$\mu_t = \varepsilon_t \times L; \varepsilon_t = 3.10^{-4} \text{ pour une action de longue durée. Alors:}$$

$$\mu_t = 3.10^{-4} \times 15 = 4,5.10^{-3}$$

Retrait et fluage :

$$\mu_r = \varepsilon_r \times L; \varepsilon_r = 4.10^{-4} \Rightarrow \mu_r = 4.10^{-4} \times 15 = 6.10^{-3}$$

II. Dimensionnement de l'appareil d'appui

- **Aire de l'appareil d'appui** : elle est déterminée par la limitation de la contrainte moyenne de compression sur l'appui, soit :

$$\sigma_m = \frac{N_{\max}}{ab} < 15\text{Mpa}$$

L'aire étant le produit des dimensions a (dimension parallèle à l'axe longitudinale du pont) et b (dimension perpendiculaire à l'axe longitudinale du pont) ; on a donc :

$$ab > \frac{N_{\max}}{15} \Rightarrow ab > \frac{64,68.10^{-2}}{15} = 43120\text{mm}^2$$

- **Hauteur nette de l'élastomère T**

$$T > 2(\mu_r + \mu_t) \Rightarrow T > 2(6.10^{-3} + 4,5.10^{-3}) = 0,021\text{m} \Rightarrow T > 21\text{mm}$$

Choix : 3 feuillets de 10mm totalisant 30mm

- **Dimensions en plan** : il s'agit des dimensions a et b.

La condition de non flambement impose :

$$5T < a < 10T \Rightarrow 150\text{mm} < a < 300\text{mm} \Rightarrow a = 200\text{mm} \text{ et } b = 250 \text{ mm}$$

- **Epaisseur des frettes intermédiaires t_s**

Nous choisissons : $t_s = 3\text{mm}$ correspondant à $t = 10 \text{ mm}$ (épaisseur d'un feuillet élémentaire d'élastomère).

- **Epaisseur totale de l'élastomère** : $T' = (3 \times 10) + (3 \times 2) = 36 \text{ mm}$

III. Vérification de l'appareil d'appui

- **Souplesse** : $S_a = \frac{T}{n_a \times G \times A}$

T : épaisseur nette de l'élastomère.

n_a : nombre d'appareil d'appui sur une ligne d'appui.

G : module d'élasticité transversale de l'élastomère.

$$S_a = \frac{30 \cdot 10^{-3}}{2 \times 0,8 \times 0,25 \times 0,2} = 0,375 \text{ m/MN}$$

$$\text{Rigidité : } R = \frac{1}{S_a} = \frac{1}{0,375} = 2,67 \text{ MN/m}$$

- **Déplacement imposé** : il doit être inférieur à 50mm.

$$\mu_r = \varepsilon_r \times \text{le avec le} = 5,2 \text{ m (longueur de l'entretoise)}$$

$$\mu_r = 4 \times 10^{-4} \times 5,2 = 2,08 \text{ mm}$$

$$\frac{\mu_r}{T} = \frac{2,08}{3 \times 10} = 0,07 \text{ mm} < 50 \text{ mm (condition vérifiée)}$$

- **Effort correspondant pour chaque appareil d'appui**

$$F_{H1} = \frac{R\mu_r}{2} = \frac{2,67 \times 6 \times 10^{-3}}{2} = 8,01 \text{ kN}$$

- **Effort de freinage**

$$F_{H2} = \frac{F_{BC}}{4} = \frac{300}{6} = 50 \text{ kN}$$

$$H = F_{H1} + F_{H2} = 8,01 + 50 = 58,01 \text{ kN}$$

- **Condition non glissement et de non écrasement**

$$\text{✚ Non écrasement : } \sigma_m = \frac{G}{a \times b} = \frac{0,2232}{0,2 \times 0,25} = 4,46 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\text{✚ Non glissement}$$

Frottement si le contact se fait par élastomères :

$$f_1 = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{0,6}{4,46} = 0,234$$

Frottement si le contact se fait par les frettes :

$$f_2 = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma_m} = 0,12 + \frac{0,2}{4,46} = 0,165$$

$$\text{Le frottement : } f = \frac{H}{N_{\min}} = \frac{58,01}{270,6} = 0,214$$

$0,165 < 0,214 < 0,234 \Rightarrow$ le contact se fait par l'élastomère

- **Distorsions dues aux déplacements horizontaux**

$$\text{La contrainte de cisaillement vaut : } \tau_H = \frac{G\mu_r}{T} + \frac{F_{H1}}{2ab}$$

Où $\frac{G\mu_r}{T}$ représente la contrainte de cisaillement induite par dilatation thermique et $\frac{F_{H1}}{2ab}$ celle due à l'effort dynamique de freinage. Alors :

$$\frac{\tau_H}{G} = \frac{\mu_r}{T} + \frac{F_{H1}}{2Gab} = \frac{2,08}{30} + \frac{8,01 \times 10^{-3}}{2 \times 0,8 \times 0,20 \times 0,25} = 0,169 < 0,7 \text{ (condition vérifiée)}$$

E. DIMENSIONNEMENT DE LA PILE-CHEVETRE ET DE SA FONDATION

I. Predimensionnement de la pile et de la semelle

Nous avons choisi des piles de type colonne.

- **Epaisseur de la pile** : elle est donnée par une formule proposée par le SETRA, soit :

$$E = \text{Max} \left[0,5\text{m}; \frac{4H + L}{100} + 0,10 \right]$$

H : hauteur de la pile ;

L : portée de la travée.

$$E = \text{Max} \left[0,5\text{m}; \frac{4 \times 8,25 + 15}{100} + 0,10 \right] = 0,58\text{m}$$

Nous adoptons : E = 90cm.

- **Largeur de la semelle** : selon le SETRA, elle doit être supérieure à 1,5m. Nous allons prendre une largeur de 3m.
- **Epaisseur de la nervure** : elle est égale à celle de la pile augmentée de 10cm, soit :

$$E_n = E + 0,10 = 0,9 + 0,10 = 100\text{cm}$$

- **Hauteur de la semelle** : elle est égale à :

$$h_s = \text{Max} \left[\frac{B - b}{4}; 60\text{cm} \right] = \text{Max} \left[\frac{3 - 1}{4}; 60\text{cm} \right] = 60\text{cm}$$

- **Hauteur de la nervure** : elle est égale à celle de la semelle, soit :

$$h_s = h_n = 60\text{cm}$$

- **Longueur de la semelle** : elle est égale à :

$L_s = (n - 0,2)e$ où n: nombre de colonnes et e: l'espacement des colonnes.

$$L_s = (3 - 0,2) \times 2,2 = 6,16\text{m} \Rightarrow L_s = 6,20\text{m}$$

II. Descente de charges sur la pile

a) Charges permanentes

Nous allons prendre la réaction maximale du tablier à savoir celle de la poutre de rive. Ces charges ont des moments nuls puisqu'ils sont centrés sur la pile.

$$\text{Réaction du tablier} = 2 \times 230 = 460\text{kN}$$

$$\text{Chévêtre} = 25 \times 0,8 \times 2,2 \times 1,45 = 63,8\text{kN}$$

$$\text{Poids propre de la pile} = 25 \times 0,9^2 \times 7,45 = 150,8625\text{kN en période d'étiage}$$

$$\text{Poids propre de la pile} = 15 \times 0,9^2 \times 7,45 = 90,52\text{kN en période de crue}$$

b) Actions variables

Seront prises en compte l'action du vent qui est de 2,5kN/m² selon le Fascicule 61 titre 2 ; l'effort de freinage dû aux surcharges Al et Bc ainsi que la force hydrodynamique dû à l'écoulement de l'eau.

✚ **Le vent** : l'action du vent sur la pile est :

$$\text{Action du vent } Q_V = (2,5 \times 0,9 \times 6,15) + (15 \times 1 \times 2,5) + (2,5 \times 1,45 \times 0,8) = 54,24\text{kN}$$

✚ **Force de freinage** : elle est due aux surcharges Al et Bc.

$$F_{Bc} = \frac{300}{3} = 100\text{kN par appareil d'appui}$$

$$F_{Al} = \frac{28,8}{3} = 9,6\text{kN}$$

✚ **Force hydrodynamique** : son expression est la suivante selon l'Eurocode 2.

$$F_{wa} = \frac{1}{2} k \rho_{wa} h b V_{wa}^2$$

- F_{wa} : intensité de la force horizontale totale (N) exercée par les courants sur la surface verticale ;
- k : coefficient de forme ($k = 1,44$ pour un obstacle de section carrée ou rectangulaire en plan) ;
- ρ_{wa} : masse volumique de l'eau, exprimée en kg/m³ ;
- h : profondeur de l'eau, sans prendre en compte la profondeur d'affouillement local, exprimée en m.
- b : largeur de l'obstacle, exprimée en m.

Alors :

$$F_{wa} = \frac{1}{2} \times 1,44 \times 1000 \times 4,95 \times 0,9 \times 3^2 = 28,87\text{kN}$$

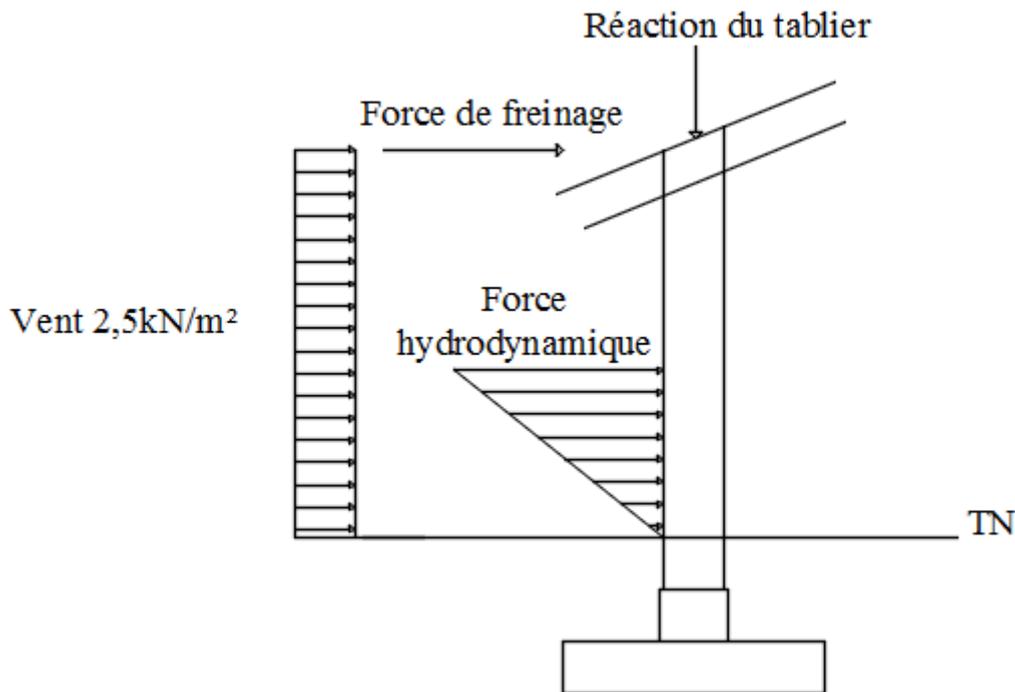


Figure 50 : Schéma statique de calcul de la pile

✚ Moments dus aux actions variables

$$M_{\text{vent}} = Q_V \times \text{bras de levier} = 54,24 \times 5,28 = 286,39 \text{ kNm}$$

$$M_{F_{\text{wa}}} = F_{\text{wa}} \times \text{bras de levier} = 28,87 \times 4,59 = 132,51 \text{ kNm}$$

$$M_{F_{\text{Bc}}} = F_{\text{Bc}} \times \text{bras de levier} = 100 \times 8,36 = 836,8 \text{ kNm}$$

$$M_{F_{\text{Al}}} = F_{\text{Al}} \times \text{bras de levier} = 9,6 \times 8,36 = 80,33 \text{ kNm}$$

III. Combinaisons des charges

Les combinaisons utilisées sont celles du BAEL.

✚ ELS

$$C_1 = G_{\text{max}} + \text{Ret}$$

$$C_2 = C_1 + 1,2(A_I + F_{\text{Al}}) + 0,6T_{\text{LD}}$$

$$C_3 = C_1 + 1,2(B_C + F_{\text{Bc}}) + 0,6T_{\text{LD}}$$

$$C_4 = C_1 + M_{C_{120}} + 0,6T_{\text{LD}}$$

$$C_5 = G_{\text{min}} + \text{Ret} + T_{\text{CD}}$$

✚ ELU

$$C_6 = 1,35C_1 + 1,6(A_I + F_{\text{Al}}) + 0,78T_{\text{LD}}$$

$$C_7 = 1,35C_1 + 1,6(B_C + F_{\text{Bc}}) + 0,78T_{\text{LD}}$$

$$C_8 = C_1 + 1,35M_{C_{120}} + 0,78T_{LD}$$

$$C_9 = G_{\min} + Ret + 1,35T_{CD}$$

- **Effort normal**

- **ELS**

$$C_1 = 674,6625 \text{ kN}$$

$$C_2 = 674,6625 + (1,2 \times 344) + (0,6 \times 6) = 1091,06 \text{ kN}$$

$$C_3 = 674,6625 + (1,2 \times 575) + (0,6 \times 6) = 1368,26 \text{ kN}$$

$$C_4 = 674,6625 + 701 + (0,6 \times 6) = 1379,26 \text{ kN}$$

$$C_5 = 614,32 \text{ kN}$$

- **ELU**

$$C_6 = (1,35 \times 674,6625) + (1,6 \times 344) + (0,78 \times 6) = 1465,87 \text{ kN}$$

$$C_7 = (1,35 \times 674,6625) + (1,6 \times 575) + (0,78 \times 6) = 1835,47 \text{ kN}$$

$$C_8 = 674,6625 + (1,35 \times 701) + (0,78 \times 6) = 1625,69 \text{ kN}$$

$$C_9 = 614,32 \text{ kN}$$

- **Moment**

- **ELS**

$$C_1 = 0$$

$$C_2 = 1,2 \times 80,33 = 96,396 \text{ kNm}$$

$$C_3 = 1,2 \times 836,8 = 1004,16 \text{ kNm}$$

$$C_4 = 0$$

$$C_5 = 286,39 + 132,51 = 418,9 \text{ kNm}$$

- **ELU**

$$C_6 = 1,6 \times 80,33 = 128,53$$

$$C_7 = 1,6 \times 836,8 = 1338,88 \text{ kNm}$$

$$C_8 = 0$$

$$C_9 = 1,35(286,39 + 132,51) = 565,52 \text{ kNm}$$

Les résultats des combinaisons sont dans le tableau suivant :

Tableau 75 : Sollicitations combinées de la pile.

	Moment (kNm)		Efforts verticaux (kN)	Efforts horizontaux (kN)	
	Mx	My	Nz	Nx	Ny
ELU	1338,88	565,52	1835,47	78,36	160
ELS	1004,16	418,9	1379,26	105,79	120

IV. Ferrailage de la pile

1. Données pour le calcul

La nuance de l'acier est $F_e = 400\text{MPa}$

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours est $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

La résistance caractéristique du béton à la traction est à 28 jours est $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

L'enrobage des aciers est $e = 3\text{cm}$.

Le diamètre du plus gros granulat est $d = 25\text{mm}$.

Section de la pile : $90 \times 90\text{cm}$

La contrainte limite dans les aciers est : $\overline{\sigma_s} = 228,63\text{MPa}$

2. Calcul des armatures sous moment M_x

Son ferrailage se fait en flexion composée.

Calcul de l'excentricité

L'excentricité e est : $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}; e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; L/250\}; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

L : longueur réelle de l'élément comprimé ;

L_f : longueur de flambement de l'élément ;

h : hauteur totale de la section ;

e_1 : excentricité dite du premier ordre ;

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_1 = \frac{1,34}{1,84} = 0,73\text{m} \quad e_2 = \frac{3 \times 3,725^2}{10000 \times 0,8} (2 + 1,11 \times 2) = 0,02\text{m}$$

$$e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; 7,45/250\} = 0,03\text{m} \quad e = 0,73 + 0,02 + 0,03 = 0,779\text{m}$$

Calcul de l'effort de compression centré maximal supportable par le béton $N_{b \max}$

$$N_{b \max} = bhf_{bc} = 0,9 \times 0,9 \times 0,85 \times 25/1,5 = 11\text{MPa}$$

Calcul du coefficient de remplissage ψ_1

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b_{\max}}} = \frac{1,84}{11} = 0,16$$

Détermination de l'excentricité critique relative

$$\psi_1 < 0,81 \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,16}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,16})} = 0,16m$$

Calcul de e_{NC}

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,16 \times 0,9 = 0,145m$$

Nous avons $e > e_{NC}$, donc la section est partiellement comprimée.

Nous allons donc calculer les sections d'aciers en flexion simple de moment fictif :

$$M_{\text{ufictif}} = N_u(e + (d - 0,5h)) = 1,84(0,779 + (0,81 - (0,5 \times 0,9))) = 2,09MNm/m$$

Calcul de μ_u pour la recherche du pivot

$$\mu_u = \frac{M_{\text{ufictif}}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{2,09}{0,9 \times 0,81^2 \times 14,17} = 0,25$$

Calcul du paramètre de déformation α

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,25}) = 0,366$$

Calcul de μ_l

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \frac{f_e}{E_s \gamma_s}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \frac{400}{200000 \times 1,15}} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$\mu_u < \mu_l \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés

Calcul du bras de levier z

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,81(1 - (0,4 \times 0,366)) = 0,69m$$

Calcul de la section d'acier fictive A_{stfictif}

$$A_{\text{stfictif}} = \frac{M_{\text{ufictif}}}{z f_{su}} = \frac{2,09}{0,69 \times 347,83} = 86,96cm^2$$

Calcul de la section d'acier réelle

$$A_{\text{stréelle}} = A_{\text{stfictif}} - \frac{N_u}{f_{su}} = 86,96 \times 10^{-4} - \frac{1,84}{347,83} = 34,19cm^2$$

Choix : 7HA25 totalisant 34,36cm².

Le pont est à deux voies et deux sens de circulation, donc l'effort de freinage se fait dans les

deux sens. Ce faisant, nous allons disposer les aciers tendus calculés ci-dessus sur l'autre face pour prévenir tout renversement de la pile dû à l'effort de freinage dans ce sens.

3. Calcul des armatures sous moment M_y

Calcul de l'excentricité

L'excentricité e est : $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}; e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; L/250\}; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

L : longueur réelle de l'élément comprimé ;

L_f : longueur de flambement de l'élément ;

h : hauteur totale de la section ;

e_1 : excentricité dite du premier ordre ;

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_1 = \frac{0,566}{1,84} = 0,31\text{m} \quad e_2 = \frac{3 \times 3,725^2}{10000 \times 0,8} (2 + 1 \times 2) = 0,02\text{m}$$

$$e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; 7,45/250\} = 0,03\text{m} \quad e = 0,31 + 0,02 + 0,03 = 0,356\text{m}$$

Calcul de l'effort de compression centré maximal supportable par le béton $N_{b \max}$

$$N_{b \max} = bhf_{bc} = 0,9 \times 0,9 \times 0,85 \times 25/1,5 = 11\text{MPa}$$

Calcul du coefficient de remplissage ψ_1

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b \max}} = \frac{1,84}{11} = 0,16$$

Détermination de l'excentricité critique relative

$$\psi_1 < 0,81 \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,16}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,16})} = 0,16\text{m}$$

Calcul de e_{NC}

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,16 \times 0,9 = 0,146\text{m}$$

Nous avons $e > e_{NC}$, donc la section est partiellement comprimée.

Nous allons donc calculer les sections d'aciers en flexion simple de moment fictif :

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u (e + (d - 0,5h)) = 1,84 (0,356 + (0,81 - (0,5 \times 0,9))) = 1,31\text{MNm/m}$$

Calcul de μ_u pour la recherche du pivot

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,31}{0,9 \times 0,81^2 \times 14,17} = 0,157$$

Calcul du paramètre de déformation α

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,157}) = 0,215$$

Calcul de μ_l

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \frac{f_e}{E_s \gamma_s}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \frac{400}{200000 \times 1,15}} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$\mu_u < \mu_l \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés

Calcul du bras de levier z

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,81(1 - (0,4 \times 0,215)) = 0,74\text{m}$$

Calcul de la section d'acier fictive $A_{stfictif}$

$$A_{stfictif} = \frac{M_{ufictif}}{z f_{su}} = \frac{1,31}{0,74 \times 347,83} = 51,06\text{cm}^2$$

Calcul de la section d'acier réelle

$$A_{stréelle} = A_{stfictif} - \frac{N_u}{f_{su}} = 51,06 \times 10^{-4} - \frac{1,84}{347,83} = 8,8\text{cm}^2$$

Section d'acier minimale

$$A_{smin} = 4\text{cm}^2 \times \text{périmètre} = 4\text{cm}^2 \times 4 \times 0,9 = 14,4\text{cm}^2$$

$$A_{min} > A_{st} \Rightarrow A_{st} = A_{min} = 14,4\text{cm}^2$$

Choix : 3HA25 totalisant 14,73cm².

Le vent pouvant souffler dans l'autre sens, on disposera ces aciers sur l'autre face aussi pour éviter tout renversement de la pile dû au vent.

V. Ferrailage de la semelle de la pile

1. Combinaisons des moments

Les combinaisons utilisées sont les mêmes que celle utilisée ci-dessus :

ELS

$$C_1 = 0$$

$$C_2 = 1,2 \times 91,85 = 110,22\text{kNm}$$

$$C_3 = 1,2 \times 956,8 = 1148,16\text{kNm}$$

$$C_4 = 0$$

$$C_5 = 351,20 + 167,06 = 518,26\text{kNm}$$

ELU

$$C_1 = 0$$

$$C_2 = 1,6 \times 91,85 = 146,96 \text{ kNm}$$

$$C_3 = 1,6 \times 956,8 = 1530,88 \text{ kNm}$$

$$C_4 = 0$$

$$C_5 = 1,35(351,2 + 167,06) = 699,651 \text{ kNm}$$

2. Calcul des dimensions de la semelle

Nous allons déterminer les dimensions de la semelle qui permettent de vérifier les contraintes admissibles sur le sol support connaissant la charge transmise par l'ouvrage. La semelle est soumise à des moments dans deux directions perpendiculaires simultanément. Nous allons donc chercher la contrainte constante due à ces deux moments. Le calcul se fera à l'ELS (cas le plus défavorable). La contrainte de calcul à l'ELS du sol est $q = 0,29 \text{ MPa}$ et l'effort normal est $P_{\text{ser}} = 5103,43 \text{ kN}$.

Les dimensions de la semelle sont données par :

$$A = 2e_x + \sqrt{\frac{kPe_x}{qe_y}} \text{ et } B = 2e_y + \sqrt{\frac{kPe_y}{qe_x}}$$

✓ Calcul des excentricités de la charge ultime P

$$e_x = \frac{M_x}{P} = \frac{518,26 \times 3}{5103,43} = 0,305 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P} = \frac{1148,16 \times 3}{5103,43} = 0,675 \text{ m}$$

✓ Calcul des dimensions de la semelle

$$A = 2 \times 0,305 + \sqrt{\frac{1 \times 5,10343 \times 0,305}{0,29 \times 0,675}} = 3,43 \text{ m}$$

$$B = 2 \times 0,675 + \sqrt{\frac{1 \times 5,10343 \times 0,675}{0,29 \times 0,305}} = 7,59 \text{ m}$$

$$H = \frac{A - b}{4} + 0,05 = \frac{3,43 - 1}{4} + 0,05 = 0,657 \text{ m}$$

Nous prenons **A = 3,5m ; B = 8m et H = 0,7m.**

3. Vérification des contraintes

$$\text{Poids des terres} = 20[(22,06 \times 1,8) + (4,02 \times 1,10)] = 882,6 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la semelle} = (25 \times 28 \times 0,7) + (25 \times 5,94 \times 0,7) = 593,95 \text{ kN}$$

Les efforts sont :

$$N_u = (3 \times 1835,47) + (1,35 \times 1453,88) = 7469,15 \text{ kN}$$

$$N_{ser} = (3 \times 1379,26) + (1453,88) = 5591,66 \text{ kN}$$

ELS

Les excentricités sont :

$$e_x = \frac{M_x}{N_{ser}} = \frac{518,26 \times 3}{5591,66} = 0,278 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_{ser}} = \frac{1148,16 \times 3}{5591,66} = 0,616 \text{ m}$$

Les excentricités relatives sont :

$$x = \frac{e_x}{A} = \frac{0,278}{3,5} = 0,079$$

$$y = \frac{e_y}{B} = \frac{0,616}{8} = 0,077$$

Les contraintes valent :

$$p_1 = \frac{N_{ser}}{AB(1 - 2x)} = \frac{5591,66}{3,5 \times 8(1 - 2 \times 0,079)} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$p_2 = \frac{N_{ser}}{AB(1 - 2y)} = \frac{5591,66}{3,5 \times 8(1 - 2 \times 0,077)} = 0,236 \text{ MPa}$$

La contrainte constante sous la semelle est :

$$p = \frac{kABp_1p_2}{N_{ser}} = \frac{0,918 \times 3,5 \times 8 \times 0,237 \times 0,236}{5591,66} = 0,257 \text{ MPa} < q = 0,29 \text{ MPa}$$

ELU

Les excentricités sont :

$$e_x = \frac{M_x}{N_u} = \frac{699,651 \times 3}{7469,15} = 0,281 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_u} = \frac{1530,88 \times 3}{7469,15} = 0,615 \text{ m}$$

Les excentricités relatives sont :

$$x = \frac{e_x}{A} = \frac{0,281}{3,5} = 0,08$$

$$y = \frac{e_y}{B} = \frac{0,615}{8} = 0,077$$

Les contraintes valent :

$$p_1 = \frac{N_u}{AB(1 - 2x)} = \frac{7469,15}{3,5 \times 8(1 - 2 \times 0,08)} = 0,318 \text{ MPa}$$

$$p_2 = \frac{N_u}{AB(1 - 2y)} = \frac{7469,15}{3,5 \times 8(1 - 2 \times 0,077)} = 0,315 \text{ MPa}$$

La contrainte constante sous la semelle est :

$$p = \frac{kABp_1p_2}{N_u} = \frac{0,927 \times 3,5 \times 8 \times 0,318 \times 0,315}{7469,15} = 0,348 \text{ MPa} < q = 0,823 \text{ MPa}$$

4. Ferrailage transversal de la semelle

Connaissant la contrainte à la base de la semelle, le moment dans la console AB est donné par :

$$M_u = p \frac{AB^2}{2} = 0,348 \frac{(3,5 - 1)^2}{2} = 0,272 \text{ MNm/m}$$

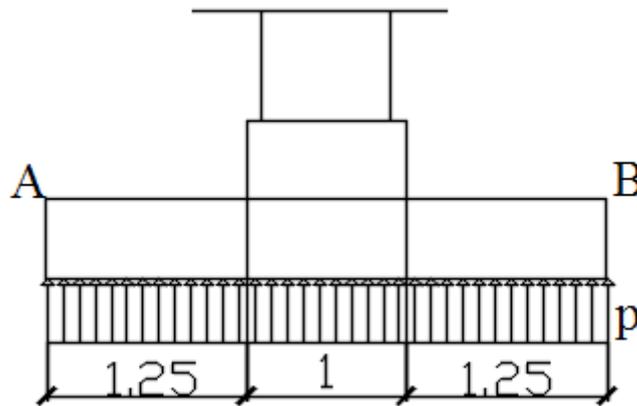


Figure 51 : Schéma statique de calcul de la semelle de la pile (ferrailage transversal)

✓ Calcul des armatures transversales

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,272}{1 \times (0,63)^2 \times 14,17} = 0,05$$

Recherche du pivot

$$\alpha u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,05)}) = 0,062$$

$$\alpha u = 0,062 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha u) = 0,63(1 - (0,4 \times 0,062)) = 0,61 \text{ m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,272}{0,61 \times 348} = 12,73 \text{ cm}^2$$

Choix: 7HA16 totalisant 14,02cm².

Armatures supérieures: $A_r = \frac{A_s}{4} = 3,35\text{cm}^2$

Choix : 7HA12.

5. Ferrailage longitudinal de la semelle

Pour le calcul des aciers longitudinaux, nous utilisons la méthode des moments. La semelle sera considérée comme une poutre recevant une charge répartie et reposant sur trois appuis.

La charge répartie est :

$$P_u = N_u/B = 7469,15/8 = 933,64\text{kN/m}$$

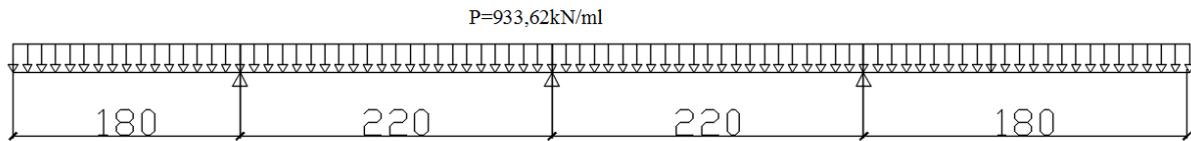


Figure 52 : Schéma statique de calcul de la semelle (ferrailage longitudinal)

Les sollicitations ont été calculées à l'aide du logiciel RDM6 et les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 76 : Sollicitations de la semelle.

Moment maximal (kNm)		Effort tranchant maximal (kN)
En travée	Sur appui	
225,5	1512	1802

✓ Calcul des aciers en travée

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,2255}{3,5 \times (0,63)^2 \times 14,17} = 0,011$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,011)}) = 0,014$$

$$\alpha_u = 0,014 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Calcul du bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,63(1 - (0,4 \times 0,014)) = 0,63\text{m}$$

Section d'acier tendue

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,2255}{0,63 \times 348} = 10,35\text{cm}^2$$

Choix: 24 HA12 espacés de 12,5cm.

✓ **Calcul des aciers sur appui**

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,512}{3,5 \times (0,63)^2 \times 14,17} = 0,077$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,077)}) = 0,1$$

$$\alpha_u = 0,1 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Calcul du bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,63(1 - (0,4 \times 0,1)) = 0,6\text{m}$$

Calcul de la section d'acier tendue

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{1,512}{0,6 \times 348} = 71,87\text{cm}^2$$

Choix: 24HA20 totalisant 75,36cm² espacés de 12,8cm.

✓ **Section d'acier minimale : condition de non fragilité.**

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{b h}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 3,5 \times 0,63 \times 2,1}{400}; \frac{3,5 \times 0,7}{1000} \right\} = 26,63\text{cm}^2$$

$$A_s > A_{smin} \text{ condition vérifiée}$$

• **Armatures d'effort tranchant**

Vérification du cisaillement du béton

Effort tranchant = 1802kN

La contrainte tangente conventionnelle vaut sur l'appui le plus chargé:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1802}{3,5 \times 0,63} = 0,817\text{MPa}$$

La contrainte tangente admissible vaut en Fissuration Peu Préjudiciable :

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0,20 \times 25}{1,5}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{ul} \text{ (vérifié)}$$

$$\tau_u < \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa} \text{ alors aucune armatures d'effort tranchant n'est requise.}$$

Néanmoins pour des questions de disposition constructive, nous allons disposer des cadres

$\phi 10$ espacés de 15cm ainsi que des épingles à l'intérieur de ces cadres pour stabiliser les aciers longitudinaux au moment du coulage du béton.

VI. Calcul du chevêtre

Le chevêtre sera calculé comme une poutre reposant sur trois appuis en flexion simple. Il reçoit six appareils d'appui donc les charges et surcharges d'une travée au total.

Les charges prises en compte en compte dans le calcul sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 77 : Récapitulatif des actions du chevêtre.

	ELU	ELS
Réaction poutre de rive (t)	155,06	116,70
Réaction poutre intermédiaire (t)	148,77	112,04
Poids propre du chevêtre (t/m)	3,915	2,9

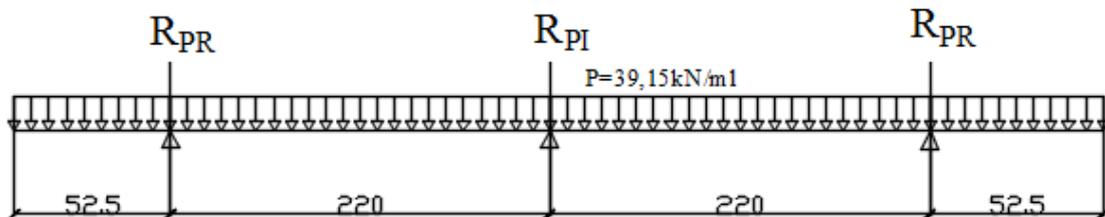


Figure 53 : Schéma statique de calcul du chevêtre

Après modélisation sur le logiciel RDM6, nous obtenons les résultats suivants :

Tableau 78 : Sollicitations du hourdis.

	ELU	ELS
Moment		
Moment en travée (kNm)	10,53	7,804
Moment sur appui inter (kNm)	20,16	14,93
Moment sur appui de rive (kNm)	7,047	5,22
Effort tranchant		
Sur appui de rive de gauche	23,49	17,4
Sur appui de rive de droite	37,1	27,48
Sur appui intermédiaire	49,03	36,32

1. Calcul des armatures

✓ Calcul des aciers en travée à l'ELU

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{10,53 \cdot 10^{-3}}{1,45 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 0,001$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,001)}) = 0,001$$

$$\alpha_u = 0,001 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,72(1 - (0,4 \times 0,001)) = 0,72 \text{ m}$$

Section d'acier tendue

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{10,53 \times 10^{-3}}{0,72 \times 348} = 0,4 \text{ cm}^2$$

Section d'acier minimale : condition de non fragilité

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{b h}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1,45 \times 0,72 \times 2,1}{400}; \frac{1,45 \times 0,8}{1000} \right\} = 12 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{smin}$ condition vérifiée

$$A_s = A_{smin} = 12,6 \text{ cm}^2$$

Choix: 9HA14 totalisant $13,85 \text{ cm}^2$ espacés de 15cm.

✓ Verification à l'ELS

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 13,85}{145} \left[\sqrt{1 + \frac{145(72 \times 13,85)}{7,5(13,56)^2}} - 1 \right] = 13,9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15(A_s(d - y)^2 + A'_s(d - y)^2)$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 145 \times (13,9)^3 \right) + (15 \times 13,85(72 - 13,9)^2) = 944002,03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{7,804 \cdot 10^{-3}}{9,44 \times 10^{-3}} \right) \times 13,9 = 0,115 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (condition vérifiée)

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{7,804 \cdot 10^{-3}}{9,44 \times 0,001} (0,72 - 0,139) = 7,2 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{sELS} \text{ (condition vérifiée)}$$

✓ **Calcul des aciers sur appui à l'ELU**

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{20,16 \cdot 10^{-3}}{1,45 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 19 \cdot 10^{-4}$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 19 \cdot 10^{-4})} \right) = 0,002$$

$$\alpha_u = 0,002 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,72(1 - (0,4 \times 0,002)) = 0,72 \text{m}$$

Section d'acier tendue

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{20,16 \times 10^{-3}}{0,72 \times 348} = 0,8 \text{cm}^2$$

Section d'acier minimale : condition de non fragilité

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{b h}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1,45 \times 0,72 \times 2,1}{400}; \frac{1,45 \times 0,8}{1000} \right\} = 12 \text{cm}^2$$

$$A_s < A_{smin} \text{ condition vérifiée}$$

$$A_s = A_{smin} = 12,6 \text{cm}^2$$

Choix: 9HA14 totalisant 13,85cm² espacés de 16cm.

✓ **Vérification à l'ELS**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 13,56}{145} \left[\sqrt{1 + \frac{145(72 \times 13,56)}{7,5(13,56)^2}} - 1 \right] = 13,9 \text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15(A_s(d - y)^2 + A'_s(d - y)^2)$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 145 \times (13,9)^3 \right) + (15 \times 13,56(72 - 13,9)^2) = 944002,03 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{14,93 \cdot 10^{-3}}{9,44 \times 10^{-3}} \right) \times 13,9 = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{14,93 \cdot 10^{-3}}{9,44 \times 0,001} (0,72 - 0,139) = 13,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{sELS} \text{ (condition vérifiée)}$$

2. Vérification à l'effort tranchant

✓ Vérification du cisaillement du béton

La contrainte tangente conventionnelle vaut sur l'appui le plus chargé:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{49,03}{1,45 \times 0,72} = 0,047 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente admissible vaut en Fissuration Peu Préjudiciable :

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{ul} \text{ (vérifié)} \Rightarrow \text{Armatures d'âmes droites}$$

$$\frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{aucune armatures d'effort tranchant n'est requise.}$$

Néanmoins, nous allons disposer des cadres de construction pour des questions de disposition constructive. Leur diamètre sera des $\phi 10$.

✓ Vérification des appuis

✚ Armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{f_e / \gamma_s} = \frac{49,03 + \frac{-20,16}{0,9 \times 0,72}}{400 / 1,15} = 0,5 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

✚ Compression du béton

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(0,76; 0,9 \times 0,72) = 0,648 \text{ m}$$

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} a b_0 = 0,4 \frac{25}{1,5} \times 0,648 \times 1,45 = 6,26 \text{ MN vérifié}$$

✚ Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} = \frac{2 \times 49,03}{0,648 \times 1,45} = 0,104 \text{ MPa} \leq 1,3 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,67 \text{ MPa vérifié}$$

• Longueur de scellement droit

$$\text{Aciers HA 400 et } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow L_s = 27\phi = 27 \times 1,6 = 43,2 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

Barres HA $L_R = 0,6L_S = 26\text{cm}$.

F. DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

I. Predimensionnement de la semelle

✚ La largeur de la semelle

Elle est calculée à l'aide de la formule suivante selon le PP73 :

$$B = \sqrt{2h \left(1 + \frac{h}{3}\right)} = \sqrt{2 \times 4 \left(1 + \frac{4}{3}\right)} = 4,32\text{m}$$

On adoptera **B = 4,5m**.

✚ La hauteur de la semelle

$$H = \frac{B - b}{4} + 0,05\text{m: condition de rigidité}$$

$$H = \frac{4,5 - 1}{4} + 0,05 = 0,925\text{m}$$

On prendra **H = 1m**.

II. Stabilité de la culée

Nous allons étudier la stabilité interne de la culée c'est-à-dire sa stabilité en l'absence des surcharges routières qui constituent des actions stabilisantes. Il s'agit donc s'assurer que la culée soit stable au renversement et au glissement sous son seul poids propre.

1. Evaluation des actions de la culée

Nous allons évaluer les moments stabilisants et renversants de la culée afin d'étudier sa stabilité. Dans le tableau suivant sont répertoriées ces différentes actions

Tableau 79 : Moments stabilisants agissants sur la culée.

Charges	Poids (kN)	Bras de levier (m)	Moment (kNm)	Moment ELU (kNm)
Mur garde grève	3,3	1,95	6,44	8,69
	40,6	2,175	88,31	119,21
Corbeau	35,53	2,35	83,48	112,70
	35,53	2,2333	79,34	107,11
Mur en retour	87	4,175	363,23	490,35
	40	5,02	200,67	270,90

Charges	Poids (kN)	Bras de levier (m)	Moment (kNm)	Moment ELU (kNm)
	141	3,175	447,68	604,36
Dalle de transition	130,5	3,85	502,43	678,27
Mur de front	456,06	1,5	684,09	923,52
Semelle	765	2,25	1721,25	2323,69
Poids des terres aval	156,6	0,5	78,30	105,71
Poids des terres amont	1044	3,25	3393,00	4580,55
Poussée des terres aval	39,11	1,5	58,67	79,20
Surcharge sur remblai	145	3,25	471,25	636,19
Somme des moments stabilisants			8178,11	11040,45

Tableau 80 : Moments renversants de la culée.

Charges	Poids (kN)	Bras de levier (m)	Moment (kNm)	Moment ELU (kNm)
Poussée des terres amont	278,1216	2,33	648,02	874,83
Poussée de la surcharge	77,256	3	231,77	347,65
Somme des moments renversants			879,79	1222,48

2. Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est assurée si le coefficient de glissement est inférieur au coefficient de frottement béton sur terre f . La semelle étant fondée sur l'argile, on prendra la valeur du coefficient de frottement de ce dernier qui est égal à 0,3 selon le BAEL 83.

$$\text{Coefficient de glissement} = \frac{\sum \text{forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}}$$

$$cg = \frac{(1,35(278,12 - 39,11)) + (1,5 \times 77,256)}{3080,11} = 0,14 < 0,3$$

3. Stabilité au renversement

La stabilité au renversement est assurée si la section est entièrement comprimée ; autrement dit si la résultante des forces verticales tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle. La semelle étant rectangulaire, on a :

$$\frac{-B}{6} < e = \frac{\text{Moment}_{\text{stabilisant}}}{N} < \frac{B}{6}$$

Alors :

$$e = \frac{8178,11}{3080,11} = 2,66\text{m.}$$

L'excentricité $e = 2,66\text{m}$ du point A, soit à $0,41\text{m}$ à droite du milieu G de la semelle.

La stabilité au renversement est assurée car : $0,41\text{m} < 0,75\text{m}$.

De plus, nous avons un coefficient de sécurité qui est supérieur à 1,5.

$$C = \frac{\sum M_S}{\sum M_{r,u}} = \frac{8178,11}{1222,48} = 6,7 > 1,5$$

4. Vérification des contraintes

La contrainte au point situé au quart de la largeur de la semelle doit être inférieure à la contrainte du sol selon le BAEL:

L'effort normal est :

$$N_u = 1,35 \times 2935,11 + 1,5 \times 145 = 4179,9\text{kN}$$

Le moment est :

$$M_u = |Q_r - (N \times e)| = |1143,28 - (4179,9 \times 0,41)| = 570,48\text{kNm}$$

Les caractéristiques de la semelle

$$\text{Aire } A = B \times h = 6,8 \times 4,5 = 30,6\text{m}^2$$

$$\text{Inertie } I = \frac{B \times h^3}{12} = \frac{6,8 \times 4,5^3}{12} = 51,64\text{m}^4$$

Calcul des contraintes sous la semelle

$$\sigma_{\max} = \frac{N_u}{A} + \frac{M_y}{I} = \frac{4179,9}{30,6} + \frac{570,48 \times (4,5/2)}{51,64} = 0,161\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_u}{A} - \frac{M_y}{I} = \frac{4179,9}{30,6} - \frac{570,48 \times (4,5/2)}{51,64} = 0,112\text{MPa}$$

$$\sigma_{3B/4} = \frac{3\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{4} = \frac{(3 \times 0,161) - 0,112}{4} = 0,093\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0,82\text{MPa}$$

III. Calcul du mur de front

Le mur de front est un voile d'épaisseur constante sur toute sa longueur. Elle a une épaisseur de 100 cm pour permettre un bon bétonnage ; sa longueur est de 6,6m. Elle est soumise à des charges permanentes telles que le poids de la tête de culée et son poids propre ainsi que des charges d'exploitation telles que les surcharges routières.

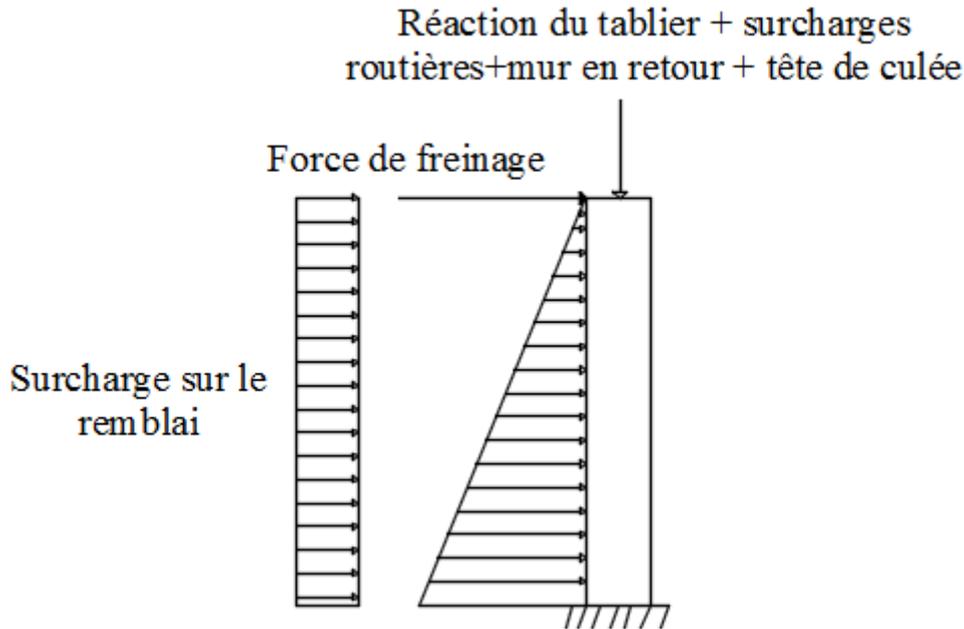


Figure 54 : Schéma statique de calcul du mur de front

Dans le tableau suivant sont consignées les sollicitations agissantes sur le mur de front.

Tableau 81 : Sollicitations agissantes sur le mur de front

Type de charges	Eléments agissant sur le mur de front	Forces verticales (kN)	Forces horizontales (kN)	Bras de leviers (m)	Moment (kNm)
Charges permanentes	Mur garde grève	3,3	-	0,45	1,49
		40,6		0,675	27,41
	Corbeau	35,525		0,85	30,20
		35,525		0,73	25,93
	Mur en retour	87		2,85	247,95
		40		3,5167	140,67
		141		1,675	236,18
	Dalle de transition	130,5		2,35	306,68
	Mur de front	456,06		0	0
	Tablier	693,7		0	0
	Poussée des terres avales	-		39,11	0,5
Poussée des terres amont	-	278,12	1,33	369,90	
Surcharges routières	A(l)	516	0	0	
	Bc	862,49	0	0	

Type de charges	Eléments agissant sur le mur de front	Forces verticales (kN)	Forces horizontales (kN)	Bras de leviers (m)	Moment (kNm)
	Br	111		0	0
	Mc120	1051,56	-	0	0
	Me120	719,66		0	0
	Trottoir	9,00		0	0
	Freinage AI	-	28,8	2,88	83,00
	Effort de freinage		300	2,88	864,60
	Poussée de la surcharge sur le remblai		77,26	2	154,51

1. Combinaisons des sollicitations

Les combinaisons utilisées sont celles du BAEL.

✚ ELS

$$C_1 = G_{\max} + Ret$$

$$C_2 = C_1 + 1,2(A_I + F_{AI}) + 0,6T_{LD} + 1,2S_R$$

$$C_3 = C_1 + 1,2(B_C + F_{BC}) + 0,6T_{LD} + 1,2S_R$$

$$C_4 = C_1 + M_{C_{120}} + 0,6T_{LD}$$

✚ ELU

$$C_5 = 1,35C_1 + 1,6(A_I + F_{AI}) + 0,78T_{LD} + 1,6S_R$$

$$C_6 = 1,35C_1 + 1,6(B_C + F_{BC}) + 0,78T_{LD} + 1,6S_R$$

$$C_7 = C_1 + 1,35M_{C_{120}} + 0,78T_{LD}$$

- G_{\max} : charge permanente maximale provenant du tablier.
- T_{LD} : surcharge du trottoir.
- S_R : surcharge sur le remblai.

✓ Effort normal

✚ ELS

$$C_1 = 969,51 + 693,7 = 1663,21 \text{ kN}$$

$$C_2 = 1663,21 + (1,2 \times 516) + (0,6 \times 9) = 2287,81 \text{ kN}$$

$$C_3 = 1663,21 + (1,2 \times 862,488) + (0,6 \times 9) = 2703,59 \text{ kN}$$

$$C_4 = 1663,21 + 1051,56 + (0,6 \times 9) = 2720,17 \text{ kN}$$

✚ ELU

$$C_5 = (1,35 \times 1663,21) + (1,6 \times 516) + (0,78 \times 9) = 3077,95\text{kN}$$

$$C_6 = (1,35 \times 1663,21) + (1,6 \times 862,488) + (0,78 \times 9) = 3632,33\text{kN}$$

$$C_7 = 1663,21 + (1,35 \times 1051,56) + (0,78 \times 9) = 3089,84\text{kN}$$

✓ **Moment**

✚ **ELS**

$$C_1 = 1036,04 - 369,9 = 666,14\text{kNm}$$

$$C_2 = 666,14 + (1,2 \times 83) - (1,2 \times 154,51) = 580,328\text{kNm}$$

$$C_3 = 666,14 + (1,2 \times 864,6) - (1,2 \times 154,51) = 1518,25\text{kNm}$$

$$C_4 = 666,14\text{kNm}$$

✚ **ELU**

$$C_5 = (1,35 \times 666,14) + (1,6 \times 83) - (1,6 \times 154,51) = 784,87\text{kNm}$$

$$C_6 = (1,35 \times 666,14) + (1,6 \times 864,6) - (1,6 \times 154,51) = 2035,43\text{kNm}$$

$$C_7 = 666,14\text{kNm}$$

✓ **Effort tranchant**

$$V_u = 1,35\text{Poussée des terres} + 1,5(F_{Bc} + \text{Surcharge sur le remblai})$$

$$V_u = (1,35 \times (278,12 - 39,11)) + 1,5(300 + 77,26) = 888,55\text{kN}$$

Les résultats des combinaisons ci-dessus sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 82 : Sollicitations combinées par mètre linéaire du mur de front

Moment (kNm/m)		Effort normal (kNm/m)		Effort tranchant (kN/m)
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
308,40	230,04	550,35	412,15	134,63

2. Ferrailage du mur de front

Le mur de front est sollicité en flexion composée car il est soumis à des efforts de compression et de renversement. Nous allons donc le calculer comme une section rectangulaire de base $b = 1\text{m}$ et de hauteur $h = 1\text{m}$ en flexion composée.

✓ **Données pour le calcul**

La nuance de l'acier est $F_e = 400\text{MPa}$

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours est $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

La résistance caractéristique du béton à la traction est à 28 jours est $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

L'enrobage des aciers est $e = 3\text{cm}$.

Le diamètre du plus gros granulat est $d = 25\text{mm}$.

La hauteur de la section $h = 100\text{cm}$

La largeur $b = 100\text{cm}$.

La contrainte limite dans les aciers est : $\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$

✓ **Calcul des armatures à l'ELU**

Calcul de l'excentricité

L'excentricité e est : $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}; e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; L/250\}; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

L : longueur réelle de l'élément comprimé ;

L_f : longueur de flambement de l'élément ;

h : hauteur totale de la section ;

e_1 : excentricité dite du premier ordre ;

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_1 = \frac{0,308}{0,55} = 0,56\text{m} \quad e_2 = \frac{3 \times 5,6^2}{10000 \times 1} (2 + 1,06 \times 2) = 0,05\text{m};$$

$$e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; 2,764/250\} = 0,02\text{m} \quad e = 0,56 + 0,05 + 0,02 = 0,619\text{m}$$

Calcul de l'effort de compression centré maximal supportable par le béton $N_{b\text{max}}$

$$N_{b\text{max}} = bhf_{bc} = 1 \times 1 \times 0,85 \times 25/1,5 = 14\text{MPa}$$

Calcul du coefficient de remplissage ψ_1

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b\text{max}}} = \frac{0,55}{14} = 0,04$$

Détermination de l'excentricité critique relative

$$\psi_1 < 0,81 \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,04}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,04})} = 0,166\text{m}$$

Calcul de e_{NC}

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,166 \times 1 = 0,166\text{m}$$

Nous avons $e > e_{NC}$, donc la section est partiellement comprimée.

Nous allons donc calculer les sections d'aciers en flexion simple de moment fictif :

$$M_{\text{ufictif}} = N_u (e + (d - 0,5h)) = 0,55 (0,619 + (0,9 - (0,5 \times 1))) = 0,56\text{MNm/m}$$

Calcul de μ_u pour la recherche du pivot

$$\mu_u = \frac{M_{\text{ufictif}}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,56}{1 \times 0,9^2 \times 14,17} = 0,049 < \mu_{AB} \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Calcul du paramètre de déformation α

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,063$$

Calcul du bras de levier z

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,9(1 - (0,4 \times 0,063)) = 0,88\text{m}$$

Calcul de la section d'acier fictive A_{stfictif}

$$A_{\text{stfictif}} = \frac{M_{\text{ufictif}}}{zf_{\text{su}}} = \frac{0,56}{0,88 \times 347,83} = 18,38\text{cm}^2$$

Calcul de la section d'acier réelle

$$A_{\text{stréelle}} = A_{\text{stfictif}} - \frac{N_u}{f_{\text{su}}} = 18,38 \times 10^{-4} - \frac{0,55}{347,83} = 2,57\text{cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité** : $A_{\text{stréelle}} \geq A_{\text{smin}}$

Calcul de la section d'acier minimale : condition de non fragilité.

$$A_{\text{smin}} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{1 \times 1}{1000}; 0,23 \times 1 \times 0,9 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 10,87\text{cm}^2$$

La condition de fragilité n'est pas vérifiée.

$$A_{\text{st}} = A_{\text{smin}} = 10,87\text{cm}^2$$

Choix : 8HA14 totalisant 12,31cm².

✓ **Vérification à l'ELS**

$$e = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,23}{0,41} = 0,56\text{m}$$

$$c = 0,5h - e = 0,5 \times 1 - 0,56 = -0,058\text{m}$$

$$p = -3c^2 - 90A'_s \frac{c - d'}{b} + 90A_s \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3(-0,058)^2 + 90 \times 0,001231 \frac{(0,9 + 0,05)^2}{1} = 0,092$$

$$q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c - d')^2}{b} - 90A_s \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2(-0,058)^3 - 90 \times 0,001231 \frac{(0,9 + 0,05)^2}{1} = -0,10$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (-0,1)^2 + \frac{4 \times (0,092^3)}{27} = 0,01$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,5(\sqrt{0,01} + 0,01) = 0,10$$

$$u = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{0,10} = 0,46$$

$$z = u - \frac{p}{3u} = 0,46 - \frac{0,092}{3 \times 0,46} = 0,40\text{m}$$

La distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section est :

$$y_{ser} = z + c = 0,4 - 0,058 = 0,343\text{m}$$

L'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - d')^2]$$

$$I = \frac{1 \times 0,343^3}{3} + 15[0,001231(0,9 - 0,343)^2] = 0,02\text{m}^4$$

Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{zN_{ser}}{I}y_{ser} = \frac{0,4 \times 0,41}{0,02} \times 0,347 = 2,96\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{zN_{ser}}{I}(d - y_{ser}) = \frac{15 \times 0,40 \times 0,41}{0,02}(0,9 - 0,343) = 72\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

Les contraintes sont bien vérifiées à l'Etat Limite de Service.

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12,31}{4} = 3,08\text{cm}^2$$

Choix : HA 10 espacés de 15cm.

✓ **Aciers sur la face du côté du tablier :** les armatures principales seront des $\phi 12$ tandis que les armatures de répartition seront des $\phi 10$ avec les mêmes espacements que les armatures principales.

3. Aciers transversaux

Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_{ul}$$

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,20f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0,20 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{888,55}{1 \times 0,9} = 0,987\text{MPa} < \tau_{ul}$$

$$\frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17\text{MPa}$$

$$\tau_u < \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{il n'est pas nécessaire de prévoir d'armatures transversales.}$$

IV. Dimensionnement de la semelle de la culée

Dans le tableau ci-dessous nous avons évalué les sollicitations qui agissent sur la semelle. Les moments ont été calculés par rapport au centre de gravité de la semelle.

Tableau 83 : Sollicitations de la semelle

Type de charges	Eléments agissant sur la semelle	Forces verticales (kN)	Forces horizontales (kN)	Bras de leviers (m)	Moment (kNm)	
Charges permanentes	Mur garde grève	3,3	-	0,3	0,99	
		40,6		0,075	3,05	
	Corbeau	35,525		0,1	3,55	
		35,525		0,0167	0,59	
	Mur en retour	87		2,1	182,70	
		40		2,7667	110,67	
		141		0,925	130,43	
	Dalle de transition	130,5		1,6	208,80	
	Mur de front	456,06		0,75	342,05	
	Semelle	765		0	0,00	
	Tablier	693,7		0,75	520,28	
	Poids des terres amont	1044		1	1044,00	
	Poids des terres aval	156,6		1,75	274,05	
	Poussée des terres amont	-		278,12	2,33	648,02
Poussée des terres aval	-	39,11	1,5	58,67		
Surcharges routières	A(l)	516	-	0,75	387,00	
	Bc	862,488		0,75	646,87	
	Br	111		0,75	83,25	
	Mc120	1051,56		0,75	788,67	
	Me120	719,664		0,75	539,75	
	Trottoir	9		0,75	6,75	
	Freinage A1	-		28,8	3,882	111,80
	Effort de freinage	-		300	3,882	1164,60
Surcharge sur le remblai	Poids de la surcharge	145	-	1	145,00	
	Poussée surcharge	-	77,256	3	231,77	

1. Combinaisons des sollicitations

Les combinaisons utilisées sont les mêmes que dans le cas du mur de front.

✓ Effort normal

✚ ELS

$$C_1 = 2935,11 + 693,7 = 3628,81\text{kN}$$

$$C_2 = 3628,81 + (1,2 \times 516) + (0,6 \times 9) + (1,2 \times 145) = 4427,41\text{kN}$$

$$C_3 = 3628,81 + (1,2 \times 862,488) + (0,6 \times 9) + (1,2 \times 145) = 4843,2\text{kN}$$

$$C_4 = 3628,81 + 1051,56 + (0,6 \times 9) = 4685,77\text{kN}$$

✚ ELU

$$C_5 = (1,35 \times 3628,81) + (1,6 \times 516) + (0,78 \times 9) + (1,6 \times 145) = 5963,51\text{kN}$$

$$C_6 = (1,35 \times 3628,81) + (1,6 \times 862,488) + (0,78 \times 9) + (1,6 \times 145) = 6517,89\text{kN}$$

$$C_7 = 3628,81 + (1,35 \times 1051,56) + (0,78 \times 9) = 5055,44\text{kN}$$

✓ Moment

✚ ELS

$$C_1 = 1789,02 - 1738,81 = 50,21\text{kNm}$$

$$C_2 = 50,21 + 1,2(387 - 111,8) + (0,6 \times 6,75) + 1,2(231,77 - 145) = 488,62\text{kNm}$$

$$C_3 = 50,21 + 1,2(646,87 - 1164,6) + (0,6 \times 6,75) + 1,2(231,77 - 145) = 462,89\text{kNm}$$

$$C_4 = 50,21 + 788,67 + (0,6 \times 6,75) = 842,93\text{kNm}$$

✚ ELU

$$C_2 = 1,35 \times 50,21 + 1,6(387 - 111,8) + 0,78 \times 6,75 + 1,6(231,77 - 145) = 652,2\text{kNm}$$

$$C_3 = 1,35 \times 50,21 + 1,6(646,8 - 1164,6) + 0,78 \times 6,75 + 1,6(231,7 - 145) = 617\text{kNm}$$

$$C_4 = 50,21 + (1,35 \times 788,67) + (0,78 \times 6,75) = 1120,18\text{kNm}$$

Tableau 84 : Récapitulatif des combinaisons

Moment (kNm)		Effort normal (kN)	
ELU	ELS	ELU	ELS
1120,18	842,93	6517,89	4843,2

• Calcul des contraintes à la base de la semelle

$$\sigma_{\max,u} = \frac{Nu}{A} + \frac{My}{I} = \frac{6517,89}{30,6} + \frac{1120,18 \times (4,5/2)}{51,64} = 0,262\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min,u} = \frac{Nu}{A} - \frac{My}{I} = \frac{6517,89}{30,6} - \frac{1120,18 \times (4,5/2)}{51,64} = 0,164\text{MPa}$$

$$\sigma_{\max,s} = \frac{N_{ser}}{A} + \frac{M_y}{I} = \frac{4843,2}{30,6} + \frac{842,93 \times (4,5/2)}{51,64} = 0,195 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\min,s} = \frac{N_{ser}}{A} - \frac{M_y}{I} = \frac{4843,2}{30,6} - \frac{842,93 \times (4,5/2)}{51,64} = 0,122 \text{MPa}$$

2. Calcul des sollicitations dans les consoles

Nous allons déterminer les sollicitations dans les deux consoles de la semelle et procéder au ferrailage avec les sollicitations maximales.

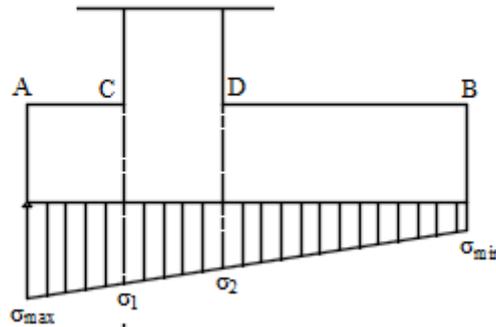


Figure 55 : Contraintes à la base de la semelle

✓ Console AC : le patin de la semelle.

✚ ELU

Calcul de la contrainte en C

$$\sigma_{1,u} = \frac{BC}{AB} (\sigma_{\max,u} - \sigma_{\min,u}) + \sigma_{\min,u}$$

$$\sigma_{1,u} = \frac{3,5}{4,5} (0,262 - 0,164) + 0,164 = 0,24 \text{MPa}$$

Calcul de la résultante dans la console AC

$$R_{1,u} = \frac{(\sigma_{\max,u} + \sigma_{1,u}) \times AC \times L}{2} = \frac{(0,262 + 0,24) \times 1 \times 6,8}{2} = 1706,8 \text{kN}$$

Calcul du moment dans la console AC

$$M_{1,u} = R_{1,u} \times \frac{AC}{3} \left(\frac{2\sigma_{\max,u} + \sigma_{1,u}}{\sigma_{\max,u} + \sigma_{1,u}} \right) = 1706,8 \times \frac{1}{3} \left(\frac{2 \times 0,262 + 0,24}{0,262 + 0,24} \right) = 865,87 \text{kNm}$$

✚ ELS

Calcul de la contrainte en C

$$\sigma_{1,s} = \frac{BC}{AB} (\sigma_{\max,s} - \sigma_{\min,s}) + \sigma_{\min,s}$$

$$\sigma_{1,s} = \frac{3,5}{4,5} (0,195 - 0,122) + 0,122 = 0,179 \text{MPa}$$

Calcul de la résultante dans la console AC

$$R_{1,s} = \frac{(\sigma_{\max,s} + \sigma_{1,s}) \times AC \times L}{2} = \frac{(0,195 + 0,179) \times 1 \times 6,8}{2} = 1271,6 \text{ kN}$$

Calcul du moment dans la console AC

$$M_{1,s} = R_{1,s} \times \frac{AC}{3} \left(\frac{2\sigma_{\max,s} + \sigma_{1,s}}{\sigma_{\max,s} + \sigma_{1,s}} \right) = 1271,6 \times \frac{1}{3} \left(\frac{2 \times 0,195 + 0,179}{0,195 + 0,179} \right) = 644,87 \text{ kNm}$$

✓ **Console BD : le talon de la semelle**

✚ **ELU**

Calcul de la contrainte en D

$$\sigma_{2,u} = \frac{BD}{CD} (\sigma_{1,u} - \sigma_{\min,u}) + \sigma_{\min,u}$$

$$\sigma_{2,u} = \frac{2,5}{3,5} (0,24 - 0,164) + 0,164 = 0,218 \text{ MPa}$$

Calcul de la résultante dans la console CB

$$R_{2,u} = \frac{(\sigma_{2,u} + \sigma_{\min,u}) \times BD \times L}{2} = \frac{(0,218 + 0,164) \times 2,5 \times 6,8}{2} = 3247 \text{ kN}$$

Calcul du moment dans la console AC

$$M_{2,u} = R_{2,u} \times \frac{BD}{3} \left(\frac{2\sigma_{2,u} + \sigma_{\min,u}}{\sigma_{2,u} + \sigma_{\min,u}} \right) = 3247 \times \frac{2,5}{3} \left(\frac{2 \times 0,218 + 0,164}{0,218 + 0,164} \right) = 4250 \text{ kNm}$$

✚ **ELS**

Calcul de la contrainte en D

$$\sigma_{2,s} = \frac{BD}{CD} (\sigma_{1,s} - \sigma_{\min,s}) + \sigma_{\min,s}$$

$$\sigma_{2,s} = \frac{2,5}{3,5} (0,179 - 0,122) + 0,122 = 0,163 \text{ MPa}$$

Calcul de la résultante dans la console BD

$$R_{2,s} = \frac{(\sigma_{2,s} + \sigma_{\min,s}) \times BD \times L}{2} = \frac{(0,163 + 0,122) \times 2,5 \times 6,8}{2} = 2422,5 \text{ kN}$$

Calcul du moment dans la console BD

$$M_{2,s} = R_{2,s} \times \frac{BD}{3} \left(\frac{2\sigma_{2,s} + \sigma_{\min,s}}{\sigma_{2,s} + \sigma_{\min,s}} \right) = 2422,5 \times \frac{2,5}{3} \left(\frac{2 \times 0,163 + 0,122}{0,163 + 0,122} \right) = 3173,33 \text{ kNm}$$

Tableau 85 : Récapitulatif des sollicitations dans les consoles.

	Moment (kNm/m)	Résultante (kN/m)
Console AC		
ELU	127,33	251
ELS	94,83	187
Console BD		
ELU	625	477,5
ELS	466,67	356,25

3. Calcul des armatures à l'ELU

Nous allons calculer les sections d'aciers inférieures de la semelle avec le plus grand des moments dans les deux consoles. Après, nous calculerons les sections d'aciers supérieures sous l'action de la surcharge sur le remblai et le poids des terres. Dans les deux cas le ferrailage sera prolongé sur toute la largeur de la semelle puisque la contrainte à la base de la semelle n'est pas due au seul poids propre de la culée mais aussi aux efforts de compression agissant dans le mur de front.

a) Calcul des aciers inférieurs de la semelle

La semelle sera calculée comme une section rectangulaire en flexion simple. Le ferrailage se fera sur 1ml.

+ Données pour le calcul

La nuance de l'acier est $F_e = 400\text{MPa}$

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours est $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

La résistance caractéristique du béton à la traction est à 28 jours est $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

L'enrobage des aciers est $e = 3\text{cm}$.

Le diamètre du plus gros granulats est $d = 25\text{mm}$.

La hauteur de la section $h = 100\text{cm}$

La largeur $b = 100\text{cm}$.

La contrainte limite dans les aciers est : $\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$

+ Calcul des armatures

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,625}{1 \times (0,9)^2 \times 14,17} = 0,055$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,055)}) = 0,07$$

$$\alpha_u = 0,069 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,9(1 - (0,4 \times 0,07)) = 0,87\text{m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,625}{0,87 \times 348} = 20,54\text{cm}^2$$

Choix: 7HA20 totalisant 21,99cm².

✚ Section d'acier minimale : condition de non fragilité

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}; \frac{bh}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1 \times 0,9 \times 2,1}{400}; \frac{1 \times 1}{1000} \right\} = 10,87\text{cm}^2$$

$$A_s > A_{smin} \text{ condition vérifiée}$$

✚ Aciers de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{21,99}{4} = 5,49\text{cm}^2$$

Choix : soit des HA10 espacés de 20cm.

✓ Aciers transversaux

✚ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} \leq \tau_{ul}$$

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,20f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{477,5}{1 \times 0,9} = 0,530\text{MPa} < \tau_{ul}$$

$$\frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,05 \times 25}{1,5} = 1,17\text{MPa}$$

$$\tau_u < \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{il n'est pas nécessaire de prévoir d'armatures transversales.}$$

b) Calcul des armatures supérieures de la semelle

Cette partie de la semelle est soumise au poids des terres et de la surcharge du remblai.

Les sollicitations sont donc les suivantes :

$$M_u = 1,35 \times (1044 - 274,05) + 1,5 \times 145 = 1256,93\text{kNm}$$

$$N_u = 1,35 \times (1044 + 156,6) + 1,5 \times 145 = 1838,31\text{kN}$$

$$M_{ser} = 1044 - 274,05 + 145 = 914,95 \text{ kNm}$$

$$N_{ser} = 1044 + 156,6 + 145 = 1345,6 \text{ kN}$$

✓ Calcul des armatures

Les données de calcul sont les mêmes que pour le patin, de même que la section de calcul.

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,185}{1 \times (0,9)^2 \times 14,17} = 0,016$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,016)}) = 0,02$$

$$\alpha_u = 0,02 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,9(1 - (0,4 \times 0,02)) = 0,89 \text{ m}$$

Section d'acier

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,185}{0,89 \times 348} = 5,96 \text{ cm}^2$$

Choix: 7HA12 totalisant 7,94cm².

Aciers de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7,94}{4} = 1,985 \text{ cm}^2$$

Choix : HA 10 espacés de 20cm.

V. Dimensionnement du mur en retour

Elle est soumise à des actions horizontales (telles que la poussée des terres, la poussée de la surcharge sur le remblai et la poussée de la surcharge concentrée dont la valeur est de 20kN selon le SETRA) et des actions verticales (telles que son poids propre, la poussée de la surcharge concentrée verticale dont la valeur est de 40kN et le poids des superstructures qui est de 3kN/ml selon le SETRA).

Elle aura donc un mur horizontal qui sera disposée pour moitié sur une hauteur égale au quart de la hauteur totale et l'autre moitié sur la hauteur restante ainsi qu'un ferrailage vertical dit ferrailage de suspension dû aux actions verticales, selon les recommandations du SETRA.

1. Détermination des sollicitations horizontales

✓ Efforts horizontaux

$$\text{Poussée des terres } P_T = K_a \gamma \frac{h^2}{2} = 0,333 \times 18 \times \frac{4^2}{2} \times 1 = 47,952 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poussée de la surcharge sur remblai } P_{SR} = K_a \gamma h = 0,333 \times 10 \times 4 = 13,32 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée } P_{SC} = 20 \text{ kN}$$

✓ Moments horizontaux

$$\text{Poussée des terres } M_T = 47,952 \times \frac{4}{3} = 63,94 \text{ kNm/ml}$$

$$\text{Poussée de la surcharge sur remblai } M_{SR} = 13,32 \times \frac{4}{2} = 26,64 \text{ kNm/ml}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée } M_{SC} = 24 \times 3,67 = 88,08 \text{ kNm/ml}$$

✓ Combinaisons des moments

$$M_{ELU} = 1,35M_T + 1,6(M_{SR} + M_{SC}) = 269,87 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{ELS} = M_T + 1,2(M_{SR} + M_{SC}) = 201,6 \text{ MNm/ml}$$

2. Ferrailage horizontal

$$\mathbf{Mu = 0,27 MNm/ml \text{ et } M_{ser} = 0,202 MNm/ml}$$

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,27}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,147$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,147)}) = 0,2$$

$$\alpha_u = 0,2 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,36(1 - (0,4 \times 0,2)) = 0,33 \text{ m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,27}{0,33 \times 348} = 23,42 \text{ cm}^2$$

Choix: 8HA20 espacés de 20cm.

✓ Verification à l'ELS

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 25,13}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(36 \times 25,13)}{7,5(25,13)^2}} - 1 \right] = 13,13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(d-y))$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 100 \times (0,13)^3 \right) + (15 \times 25,13(36 - 13,13)^2) = 272611,14 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{0,2016}{0,0027} \right) \times 0,1313 = 9,71 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (condition vérifiée)

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{0,2016}{0,007} (0,36 - 0,13) = 253,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \sigma_{sELS}$ (condition non vérifiée)

$$u = \frac{30 M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 0,2016}{1 \times 0,36^2 \times 201,63} = 0,23$$

$$\alpha = 0,3958; \rho = 8,9 \cdot 10^{-3} \text{ et } k = 0,0445$$

$$k = \frac{\sigma_{bc}}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0445 \times 201,63 = 8,97 \text{ MPa}$$

$$A_s = \rho bd = 0,0089 \times 100 \times 36 = 32,05 \text{ cm}^2$$

Cette section d'armature est à disposer pour moitié sur le quart de la hauteur d'encastrement sur le front et l'autre moitié sur la hauteur restante selon les recommandations du SETRA.

Choix : 6 HA20 totalisant 18,85cm² à disposer sur h/4 et 8HA16 à disposer sur 3h/4.

✓ Section d'acier minimale

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{bh}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}; \frac{1 \times 1}{1000} \right\} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$ condition de fragilité vérifiée

3. Détermination des sollicitations verticales

✓ Efforts verticaux

$$\text{Poids propre } P_p = 25 \times 0,4 \times 4 = 40 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée verticale } P_{sc} = 40 \text{ kN}$$

$$\text{Poids des superstructures} = 3 \text{ kN/ml}$$

✓ Moments verticaux

$$\text{Poids propre } M_{pp} = 23,81 \times 2,242 = 53,38 \text{ kNm/ml}$$

Poussée de la surcharge concentrée $M_{SC} = 40 \times (4 - 1) = 120 \text{ kNm/ml}$

Poids des superstructures $P_s = 3 \times 2,242 = 6,726 \text{ kNm/ml}$

✓ **Combinaisons des moments**

$M_{ELU} = 1,35(M_{PP} + M_{P_s}) + 1,6M_{SC} = 264,063 \text{ kNm/ml}$

$M_{ELS} = M_{PP} + M_{P_s} + 1,2 \times M_{SC} = 204,106 \text{ kNm/ml}$

4. Ferrailage de suspension

$M_u = 0,264 \text{ MNm/ml}$ et $M_{ser} = 0,204 \text{ MNm/ml}$

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,264}{0,4 \times (0,9 \times 4,04)^2 \times 14,17} = 0,0035$$

Recherche du pivot

$$\alpha u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0035)}) = 0,004$$

$\alpha u = 0,004 < 0,259 \Rightarrow$ Pivot A

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha u) = 3,636(1 - (0,4 \times 0,004)) = 3,63 \text{ m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,264}{3,63 \times 348} = 2,09 \text{ cm}^2$$

Choix: 2HA16 totalisant $4,02 \text{ cm}^2$.

✓ **Verification à l'ELS**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 4,02}{40} \left[\sqrt{1 + \frac{40(363,6 \times 4,02)}{7,5(4,02)^2}} - 1 \right] = 31,64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15(A_s(d - y)^2 + A'_s(d - y))$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 40 \times (31,64)^3 \right) + (15 \times 4,02(363,6 - 31,64)^2) = 7067232,045 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{0,204}{0,07} \right) \times 0,316 = 0,92 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (condition vérifiée)

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0,204}{0,07} (3,63 - 0,316) = 143,73 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{sELS} \text{ (condition vérifiée)}$$

- **Aciers transversaux** : ils seront constitués par des cadres et étriers $\phi 10$ horizontaux et verticaux sur chacune des faces.

VI. Dimensionnement du mur garde grève

Le mur garde grève a une épaisseur de 35cm. Nous allons considérer pour son calcul les actions énumérées par le SETRA telles que la poussée des terres, la poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève et la poussée de la force de freinage d'un camion lourd Bc.

1. Charges horizontales

✓ Poussée des terres

$$\text{Poussée des terres } P_T = 0,333 \times 18 \times \frac{0,8^2}{2} \times 1 = 1,92 \text{kN/ml}$$

$$\text{Moment dû à la poussée des terres } M_{Pt} = \frac{1}{3} \times 1,92 \times 0,8 = 0,512 \text{kNm/m}$$

✓ Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h à pour expression générale :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \text{ dans laquelle K est un coefficient ayant pour valeur } K = i\gamma\delta b_c$$

$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} i: \text{coefficient de poussée} \\ \gamma: \text{coefficient de podération} \\ \delta: \text{coefficient de majoration dynamique} \\ bc: \text{coefficient de la surcharge Bc} \end{array} \right\}$$

On a : $bc = 1,1$; $i = 0,333$; $\delta = 1,21$ et $\gamma = 1,6$ à l'ELU et 1,2 à l'ELS.

$$K_{ELU} = 0,333 \times 1,6 \times 1,21 \times 1,1 = 0,71$$

$$K_{ELS} = 0,333 \times 1,2 \times 1,21 \times 1,1 = 0,53$$

Le mur garde grève a une hauteur de 0,8m. Par interpolation sur les valeurs proposées par le SETRA pour les murs de hauteur inférieure à 3m, on a :

$$\left[\begin{array}{l} h = 0,75\text{m} \Rightarrow M_p/K = 3,40 \\ h = 1\text{m} \Rightarrow M_p/K = 4,41 \end{array} \right.$$

Alors, pour $h = 0,8\text{m}$, on a :

$$M_p = 3,602K \Rightarrow \begin{cases} M_{P_{ELU}} = 3,602 \times 0,71 = 2,56\text{tm/m} \\ M_{P_{ELS}} = 3,602 \times 0,53 = 1,91\text{tm/m} \end{cases}$$

✓ Moment dû à la force de freinage d'un camion lourd Bc

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue, soit 6t et l'on a : $M_F = \frac{6h}{0,25+2h} \gamma$.

$$\text{On a : } h = 0,8\text{m. Alors : } M_F = \frac{6 \times 0,8}{0,25 + (2 \times 0,8)} \gamma = 2,6\gamma$$

$$\text{ELU: } \gamma = 1,6 \Rightarrow M_F = 2,6 \times 1,6 = 4,16\text{tm/m}$$

$$\text{ELS: } \gamma = 1,2 \Rightarrow M_F = 2,6 \times 1,2 = 3,12\text{tm/m}$$

2. Combinaison des moments : moment total à l'encastrement

$$M_{ELU} = 1,35M_{Pt} + M_p + M_F = 6,79\text{tm/m}$$

$$M_{ELS} = M_{Pt} + M_p + M_F = 5,1\text{tm/m}$$

3. Ferrailage du mur garde grève

Le ferrailage se fait en flexion simple. La section est rectangulaire de base $b = 1\text{m}$ et de hauteur $h = 0,35\text{m}$.

$$\mathbf{M_u = 0,068MNm/ml \text{ et } M_{ser} = 0,051MNm/ml}$$

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,068}{1 \times (0,9 \times 0,315)^2 \times 14,17} = 0,048$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,048)}) = 0,062$$

$$\alpha_u = 0,062 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,9(1 - (0,4 \times 0,062)) = 0,31\text{m}$$

Section d'acier tendue

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,068}{0,31 \times 348} = 6,35\text{cm}^2$$

Choix: 5HA14 totalisant 7,70cm².

✓ **Vérification à l'ELS**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 7,70}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(31,5 \times 7,70)}{7,5(7,70)^2}} - 1 \right] = 7,45\text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(d-y)^2)$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 100 \times (7,45)^3 \right) + (15 \times 7,70(31,5 - 7,45)^2) = 80588,6\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{0,051}{0,0008} \right) \times 0,0745 = 4,72\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (condition vérifiée)

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{0,051}{0,0008} (0,315 - 0,0745) = 228,27\text{MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63\text{MPa}$$

$\sigma_s > \sigma_{sELS}$ (condition non vérifiée)

$$u = \frac{30M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 0,051}{1 \times 0,315^2 \times 201,63} = 0,076$$

$$\alpha = 0,2498; \rho = 2,78 \cdot 10^{-3} \text{ et } k = 0,0222$$

$$k = \frac{\sigma_{bc}}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0222 \times 201,63 = 4,47\text{MPa}$$

$$A_s = \rho b d = 0,00278 \times 100 \times 31,5 = 8,76\text{cm}^2$$

Choix : 8 HA14 totalisant 12,31cm².

✓ **Section d'acier minimale : condition de non fragilité.**

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}; \frac{bh}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1 \times 0,315 \times 2,1}{400}; \frac{1 \times 1}{1000} \right\} = 3,8\text{cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$ condition vérifiée

Aciers de répartition

$$A_v = \frac{A_s}{4} = \frac{12,31}{4} = 3,08\text{cm}^2$$

Choix : HA10 espacés de 15cm.

VII. Dimensionnement de la dalle de transition

La dalle de transition a une épaisseur de 30cm. Elle est soumise à des actions permanentes telles que son poids propre, le poids du revêtement et du remblai. La surcharge à prendre en compte est celle d'un camion Bt selon le SETRA.

1. Evaluation des charges permanentes

$$\text{Poids propre } g_1 = 25 \times 0,3 \times 1 = 7,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Revêtement } g_2 = 24 \times 0,11 \times 1 = 2,64 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du remblai } g_3 = 18 \times 0,5 \times 1 = 9 \text{ kN/m}$$

$$G = g_1 + g_2 + g_3 = 7,5 + 2,64 + 9 = 19,14 \text{ kN/ml}$$

2. Sollicitations dues aux charges permanentes

$$M_G = \frac{Gl^2}{8} = \frac{19,14 \times 3^2}{8} = 21,53 \text{ kNm/ml}$$

$$T_G = \frac{Gl}{2} = \frac{19,14 \times 3}{2} = 28,71 \text{ kN}$$

3. Evaluation des charges d'exploitation

$$\text{Moment dû au convoi Bt} = \frac{16 \times 3}{2} \left(1 - \frac{1,35}{2 \times 3}\right)^2 = 144,15 \text{ kNm/ml}$$

$$\text{Effort tranchant dû au convoi Bt} = 16 \left(2 - \frac{1,35}{3}\right) = 248 \text{ kN}$$

4. Combinaison des sollicitations

$$M_u = 1,35M_G + 1,6M_{Bt} = (1,35 \times 21,53) + (1,6 \times 144,15) = 259,7 \text{ kNm}$$

$$M_s = M_G + 1,2M_{Bt} = 21,53 + (1,2 \times 144,15) = 194,51 \text{ kNm/ml}$$

$$T_u = 1,35T_G + 1,6T_{Bt} = (1,35 \times 28,71) + (1,6 \times 248) = 435,56 \text{ kN}$$

$$T_s = T_G + 1,2T_{Bt} = 28,71 + (1,2 \times 248) = 326,31 \text{ kNm}$$

5. Ferrailage de la dalle de transition

Elle sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire.

Ses dimensions sont $b = 1\text{m}$ et $h = 0,30\text{m}$.

Les sollicitations de calcul sont :

$$\mathbf{Mu = 0,2597MNm/ml} \text{ et } \mathbf{Mser = 0,1945MNm/ml}$$

Calcul des armatures

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,26}{1 \times (0,9 \times 0,27)^2 \times 19,83} = 0,18$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,18)}) = 0,249$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,9(1 - (0,4 \times 0,249)) = 0,243\text{m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,256}{0,243 \times 348} = 30,72\text{cm}^2$$

Choix: 7HA25 totalisant 34,36cm².

✓ **Verification à l'ELS**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 34,36}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(27 \times 34,36)}{7,5(34,36)^2}} - 1 \right] = 12,3\text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(A_s(d - y)^2 + A'_s(d - y)^2)$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 100 \times (12,3)^3 \right) + (15 \times 34,36(27 - 12,3)^2) = 173401,6\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{0,195}{17,3 \cdot 10^{-4}} \right) \times 0,123 = 13,8 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (condition vérifiée)

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0,195}{17,3 \cdot 10^{-4}} (0,27 - 0,123) = 247,21\text{MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63\text{MPa}$$

$\sigma_s > \sigma_{sELS}$ (condition non vérifiée)

$$u = \frac{30M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 0,1945}{1 \times 0,27^2 \times 228,63} = 0,35$$

$$\alpha = 0,4692; \rho = 13,8 \cdot 10^{-3} \text{ et } k = 0,0589$$

$$k = \frac{\sigma_{bc}}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0589 \times 228,63 = 13,45\text{MPa}$$

$$A_s = \rho bd = 0,0138 \times 100 \times 27 = 37,35\text{cm}^2$$

Choix : 8 HA25 totalisant 39,27cm².

✓ **Section d'acier minimale : condition de non fragilité**

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e}; \frac{bh}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1 \times 0,27 \times 2,1}{400}; \frac{1 \times 1}{1000} \right\} = 3,26 \text{cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$ condition vérifiée

✓ **Aciers supérieurs**

$$A_{sup} = 20\%A_s = 0,2 \times 39,27 = 7,854 \text{cm}^2$$

Choix : 8HA12 totalisant 9,05cm².

✓ **Aciers de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{39,27}{4} = 9,82 \text{cm}^2$$

Choix : HA 14 espacés de 20cm.

✓ **Chainage du côté du remblai :** il sera constitué par des cadres HA 10 espacés de 15cm à l'intérieur desquels il y'aura des aciers inférieurs de diamètre 12mm et des aciers supérieurs de diamètre 10mm.

✓ **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_{ul}$$

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 35}{1,5}; 4 \text{MPa} \right) = 3,5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{435,56}{1 \times 0,27} = 1,61 \text{MPa} < \tau_{ul}$$

$$\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 35}{1,5} = 1,63 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{il n'est pas nécessaire de prévoir d'armatures transversales.}$$

VIII. Dimensionnement du corbeau

Le corbeau est soumis à la réaction de la dalle de transition qui prend appui sur elle à travers des goujons. Elle est calculée comme une console courte selon les prescriptions du BAEL 91.

1. Evaluation des actions

Réaction de la dalle de transition = 435,56kN

Poids propre = $0,49 \times 25 = 12,25 \text{kN/m}$

Alors la réaction totale est à l'ELU :

$$P_u = (1,35 \times 12,25) + 435,56 = 452,1 \text{kN}$$

2. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \text{Min}[0,03(2 + \rho) \times \text{Min}(f_{c28}; 30); 4]$$

V_u : effort tranchant à l'ELU ;

d : hauteur minimale.

$$d \geq \text{Max}(a; L) = 0,35\text{m}$$

$$\rho = \text{Min}\left(\frac{d}{4}; 4\right) = 4$$

Nous avons donc :

$$\tau_u = \frac{452,1}{0,35 \times 0,35} = 3,69\text{MPa}$$

$$\text{Min}[0,03(2 + \rho) \times \text{Min}(f_{c28}; 30); 4] = \text{Min}[0,03(2 + 4) \times \text{Min}(25); 4] = 4\text{MPa}$$

Donc le cisaillement est vérifié.

3. Calcul des armatures tendues

Calcul du bras de levier Z

$$Z = \text{Min}\left[0,7d\left(1 + \frac{\rho}{10}\right); 1,2a\left(0,8 + \frac{\rho}{5}\right)\right] = \text{Min}(0,343; 0,336) = 0,336\text{m}$$

Acier de tirant

$$A_s = \frac{M_u \gamma_s}{Z f_e} = \frac{P_u \times a \times \gamma_s}{Z f_e} = \frac{452,1 \times \frac{0,35}{2} \times 1,15}{0,336 \times 400} = 6,77\text{cm}^2$$

Choix : HA 10 espacés de 15cm.

Aciers inférieurs : $\frac{A_s}{10} = 0,677\text{cm}^2$ soit des HA10

ANNEXE IV : DIMENSIONNEMENT DU PONT DALLE

A. DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE

I. Predimensionnement de l'épaisseur de la dalle

L'élancement des ponts dalles pour les travées indépendantes selon le SETRA est $L/22$ où L représente la portée principale. Nous avons une portée principale de 11,25m soit quatre travées. Alors :

$$e_d = \frac{L}{22} = \frac{11,25}{22} = 0,51\text{m}$$

Nous prenons : $e_d = 0,55\text{m}$.

II. Evaluation des charges permanentes sur la dalle

$$\text{Revêtement} = 24 \times 0,08 \times 5 = 9,6\text{kN/ml}$$

$$\text{Etanchéité} = 24 \times 0,03 \times 5 = 3,6\text{kN/ml}$$

$$\text{Trottoir} = 25 \times 0,13 \times 2 = 6,5\text{kN/ml}$$

$$\text{Barrières} = 0,65 \times 2 = 1,3\text{kN/ml}$$

$$\text{Corniches} = 0,069375 \times 25 \times 2 = 3,47\text{kN/ml}$$

$$\text{Contre corniches} = 0,02375 \times 25 \times 4 = 2,375\text{kN/ml}$$

$$\text{Dalle} = 25 \times 3,51 = 87,75\text{kN/ml}$$

$$g = 114,595 \times 11,25 = 1289,19\text{kN} \Rightarrow G = 1289,19/6,6 \times 11,25 = 17,36\text{kN/m}^2$$

III. Calcul des moments de flexion de la dalle

Il s'agit de déterminer les moments longitudinaux et transversaux de la dalle. Pour le calcul des moments longitudinaux, on considère la dalle comme une poutre reposant sur deux appuis. En ce qui concerne les moments transversaux, ils sont déterminés par la méthode de Guyon-Massonnet.

1. Flexion transversale

Pour le calcul de la flexion transversale, on suppose que la section transversale de la dalle est une entretoise. Le moment de flexion est alors calculé par la méthode de Guyon-Massonnet en prenant 1ml de la dalle. Ce moment est :

$$M_{y(x,y)} = \frac{b}{8} \sum_{n=1}^{\infty} \mu_n q_n \sin \frac{n\pi x}{L} ; b = \frac{L_r + 2L_{Tr}}{2} = L_T : \text{demi largeur active}$$

- L_r : largeur roulable

L_{tr} : largeur du trottoir

- L_{tr} : largeur totale
- μ_n : coefficient de Guyon Massonnet
- Q_n : charge appliquée en forme de lame de couteau (développement en série de Fourier)
- L_c : portée principale du pont.

Le moment maximum au centre de la dalle ($x=L/2$) donne pour les deux premiers termes (à savoir $n = 1$ et $n = 3$) : $M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3)$.

a) Détermination de q

Les charges de type A étant moins défavorables que celles de type B, nous n'allons considérer que ces dernières en plus des surcharges militaires. Ces charges doivent être développées en Série de Fourier en une lame de couteau.

Deux cas se présentent alors:

- ✚ **Cas 1** : charge uniformément répartie d'intensité q sur toute la longueur L (telle que la charge permanente g_{per} et celle du trottoir q_{tr}).

$$q_k = \frac{4q}{k\pi}, \text{ si } k \text{ est impair}$$

$$q_k = 0, \text{ si } k \text{ est pair}$$

$$\text{Si } k = 1, q_1 = \frac{4q}{\pi}$$

$$\text{Si } k = 3, q_1 = \frac{4q}{3\pi}$$

- ✚ **Cas 2** : charge concentrée P au point d'abscisse d (cas Bc et Br).

$$q_k = \frac{2p}{L} \sin \frac{k\pi d}{L}, \text{ si } k \text{ est impair}$$

$$q_k = 0, \text{ si } k \text{ est pair}$$

Ici :

$$q_1 = \frac{2p}{L} \sin \frac{\pi d}{L}$$

$$q_3 = \frac{2p}{L} \sin \frac{3\pi d}{L}$$

b) Détermination des coefficients μ_n

Le coefficient μ_n est une fonction de α , θ , y et e avec :

- α : paramètre de torsion

- θ : paramètre d'entretoisement
- y : ordonnée de la fibre considérée du hourdi
- e : la position de la charge.

Il est déterminé à l'aide des tables de Guyon-Massonnet et le calcul se fait comme dans le cas de la détermination du CRT.

• **Courbes de μ_1 et μ_3 en fonction de e**

$$2b = 6,6 \Rightarrow b = 3,3\text{m}; \frac{b}{2} = 1,65\text{m} \text{ et } \frac{b}{4} = 0,825\text{m}$$

On a : $\alpha = 1$ pour les ponts dalles.

Interpolation sur μ .

$$0,1 < \theta < 1 \Rightarrow \mu = \mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\alpha(1 - e^{\theta_0}) \text{ avec } \theta_0 = \frac{0,065 - \theta}{0,663}$$

$$\text{Alors : } \mu = 0,288\mu_1 + 0,7127\mu_0$$

Concernant θ , on détermine ceux du 1^{er} et du 3^{ème} harmonique :

$$\theta_1 = \frac{b}{L} = \frac{3,3}{11,25} = 0,29$$

$$\theta_3 = \frac{3b}{L} = \frac{3 \times 3,3}{11,25} = 0,88$$

• **Déterminons $\mu_1 = f(e)$ et $\mu_3 = f(e)$ correspondant respectivement à θ_1 et θ_3**

Interpolation sur $\theta_1 = 0,29$ entre $\theta = 0,20$ et $\theta = 0,30$

$$\text{On a alors : } \mu_{0,29} = 0,9 \mu_{0,30} + 0,1 \mu_{0,2}$$

Interpolation sur $\theta_3 = 0,88$ entre $\theta = 0,80$ et $\theta = 0,90$

$$\text{On a alors : } \mu_{0,88} = 0,8\mu_{0,90} + 0,2 \mu_{0,80}$$

On commence l'interpolation sur $\theta_1 = 0,29$. On recopie les deux premières lignes à partir des tableaux de Guyon-Massonnet, la troisième ligne constitue l'interpolation sur α . La dernière est l'interpolation sur θ . Le tableau est symétrique par rapport à 0.

Tableau 86 : $\mu_1 = f(e)$ après interpolation sur $\theta_1 = 0,29$

$\theta = 0,29$		e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\theta_1=0,20$	$\mu(\alpha=0).10^{-4}$	-2486	-1244	-1	1244	2491	Symétrique				
	$\mu(\alpha=1).10^{-4}$	-1868	-987	-61	956	2116					
	$\mu_1.10^{-4}$	-2308	-1170	-18	1161	2383					
$\theta_2=0,30$	$\mu(\alpha=0).10^{-4}$	-2430	-1220	-7	1217	2457	Symétrique				
	$\mu(\alpha=1).10^{-4}$	-1401	-787	-102	734	1820					
	$\mu_1.10^{-4}$	-2134	-1095	-34	1078	2274					
$\mu_1.10^{-4}$		-2151	-1103	-33	1086	2284	Symétrique				

Ensuite, on fait l'interpolation sur $\theta_3 = 0,88$. On recopie les deux premières lignes à partir des tableaux de Guyon-Massonnet, la troisième ligne constitue l'interpolation sur α . La dernière est l'interpolation sur θ . Le tableau est symétrique par rapport à 0.

Tableau 87 : $\mu_3 = f(e)$ après interpolation sur $\theta_3 = 0,88$

$\theta=0,88$		e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\theta_1=0,80$	$\mu(\alpha=0).10^{-4}$	-927	-571	-145	497	1518	Symétrique				
	$\mu(\alpha=1).10^{-4}$	-274	-237	-144	144	948					
	$\mu_3.10^{-4}$	-739	-475	-145	395	1354					
$\theta_2=0,90$	$\mu(\alpha=0).10^{-4}$	-622	-436	-170	347	1318	Symétrique				
	$\mu(\alpha=1).10^{-4}$	-199	-188	-134	96	856					
	$\mu_3.10^{-4}$	-500	-365	-160	275	1185					
$\mu_3.10^{-4}$		-548	-387	-157	299	1219	Symétrique				

Enfin, on présente la variation de μ en fonction de e dans le tableau suivant puis on trace les courbes $\mu_1 = f(e)$ et $\mu_3 = f(e)$.

Tableau 88 : Variations de μ en fonction de e

e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
$\mu_1.10^{-4}$	-2151	-1103	-33	1086	2284	Symétrique			
$\mu_3.10^{-4}$	-548	-387	-157	299	1219				

Sur la courbe suivante, nous avons les variations de μ en fonction de e :

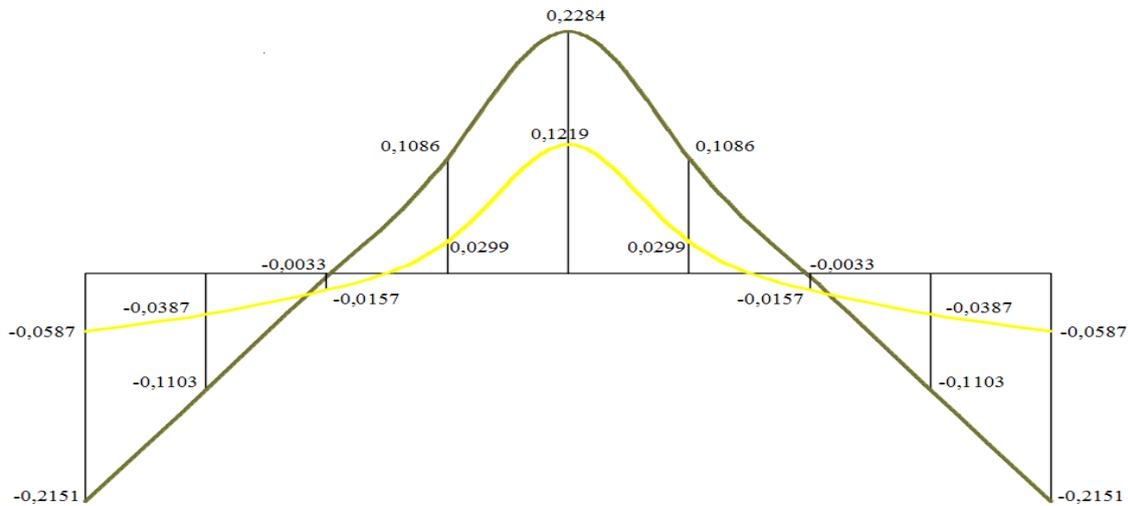


Figure 56 : Variations de μ en fonction de e

c) Détermination des moments globaux

- **Caractéristiques de la voie**

- Largeur chargeable = Largeur roulable = 5m ;
- Nombre de voies = 2 voies ;
- Pont de la 3ème classe ;
- Demi-largeur du pont $b = 3,3$ m.

- **Charges permanentes**

✚ **Transversalement** : toute la largeur est chargée puisque cette charge existe toujours. Comme cette charge est uniformément répartie, nous allons calculer μ_1 et μ_3 en prenant les différentes surfaces positives et negatives.

$$\mu_1 = 2 \left(\frac{1}{2} \mu_1(e = -b) + \mu_1 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + \mu_1 \left(e = \frac{b}{2} \right) + \mu_1 \left(e = \frac{-b}{4} \right) + \frac{1}{2} \mu_1(e = 0) \right) \frac{b}{4}$$

$$\mu_1 = 2 \times (0,5(-0,2151) - 0,1103 - 0,0033 + 0,1086 + 0,5 \times (0,2284)) \times \frac{3,3}{4} = 0,0027$$

$$\mu_3 = 2 \left(\frac{1}{2} \mu_3(e = -b) + \mu_3 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + \mu_3 \left(e = \frac{b}{2} \right) + \mu_3 \left(e = \frac{-b}{4} \right) + \frac{1}{2} \mu_3(e = 0) \right) \frac{b}{4}$$

$$\mu_3 = 2 \times (0,5(-0,0548) - 0,0387 - 0,0157 + 0,0299 + 0,5 \times (0,1219)) \times \frac{3,3}{4} = 0,015$$

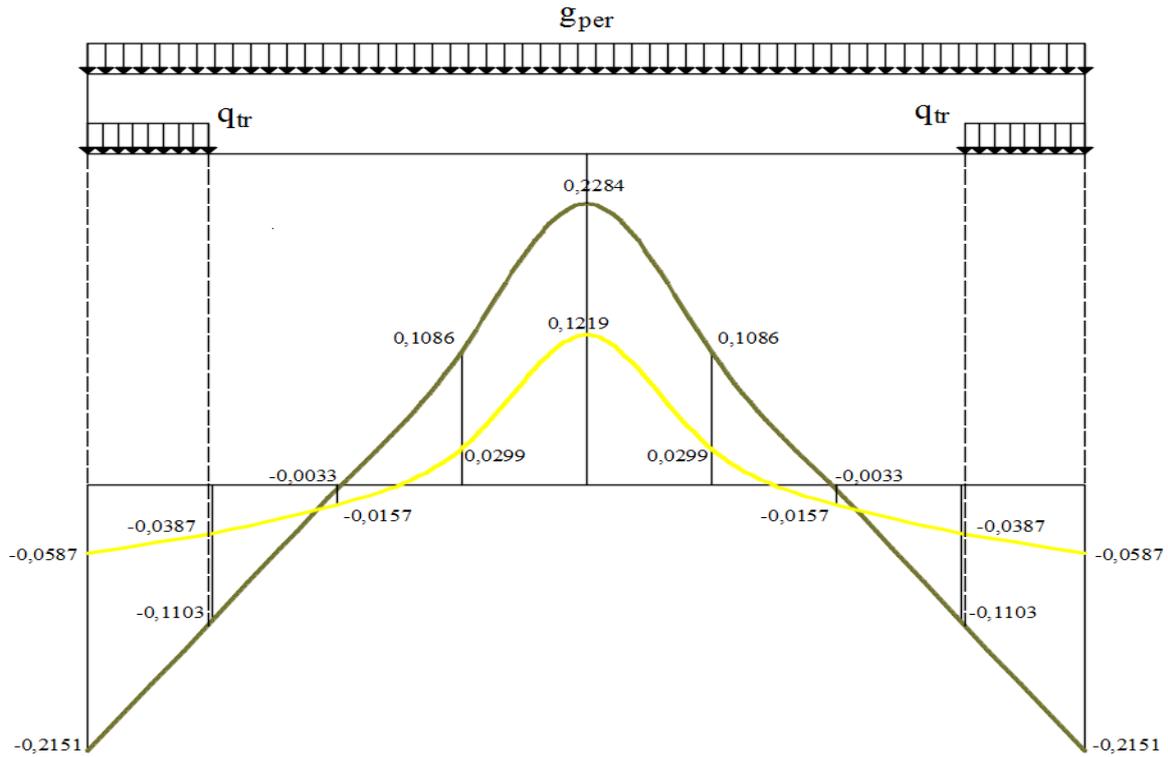


Figure 57 : Disposition de la charge permanente et du trottoir sur la courbe de μ .

✚ Longitudinalement

La charge permanente sur le hourdis a été calculé ci-haut et elle est égale à :

$$g_{per} = 17,36 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = \frac{4q}{\pi} = \frac{4 \times 17,36}{\pi} = 22,1 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = \frac{4q}{3\pi} = \frac{4 \times 17,36}{3\pi} = 7,37 \text{ kN/m}^2$$

Le moment de flexion globale sous charge permanente est :

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 q_1 - \mu_3 q_3) = \frac{3,3}{8} \times ((0,0027 \times 22,1) - (0,015 \times 7,37)) = -0,02 \text{ kNm/ml}$$

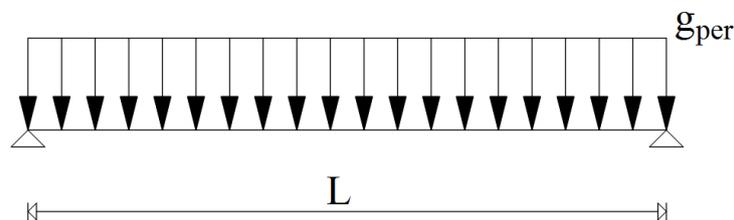


Figure 58 : Cas le plus défavorable pour la charge permanente.

- **Charge du trottoir**

- ✚ **Transversalement**

$$\mu_1 = 2 \times \frac{1}{2} \left(\mu_1(e = -b) + \mu_1 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) \right) L_{tr}$$

$$\mu_1 = (-0,215 - 0,114) \times 0,8 = -0,2632$$

$$\mu_3 = 2 \times \frac{1}{2} \left(\mu_3(e = -b) + \mu_3 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) \right) L_{tr}$$

$$\mu_3 = (-0,055 - 0,0393) \times 0,8 = -0,0754$$

- ✚ **Longitudinalement**

$q_{tr} = 0,45 \text{ t/m}^2$ selon le fascicule 61 titre 2.

$$q_1 = \frac{4q_{tr}}{\pi} = \frac{4 \times 0,45}{\pi} = 0,573 \text{ t/m}^2$$

$$q_3 = \frac{4q_{tr}}{3\pi} = \frac{4 \times 0,45}{3\pi} = 0,191 \text{ t/m}^2$$

$$M_y = \frac{b}{8} (\mu_1 q_1 + \mu_3 q_3) = \frac{3,3}{8} ((-0,26 \times 0,573) - (-0,075 \times 0,191)) = -0,056 \text{ kNm/ml}$$

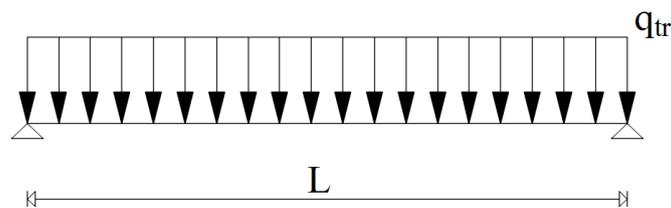


Figure 59 : Cas le plus défavorable pour la charge du trottoir.

- **Charge Bc**

- ✚ **Transversalement** : on place la charge Bc sur les courbes de manière la plus défavorable. On charge une file et 2 files symétriques par rapport à l'axe transversal où l'une des files de roues sur l'axe (cas non-symétrique). Les valeurs de μ sont lues directement sur la courbe.

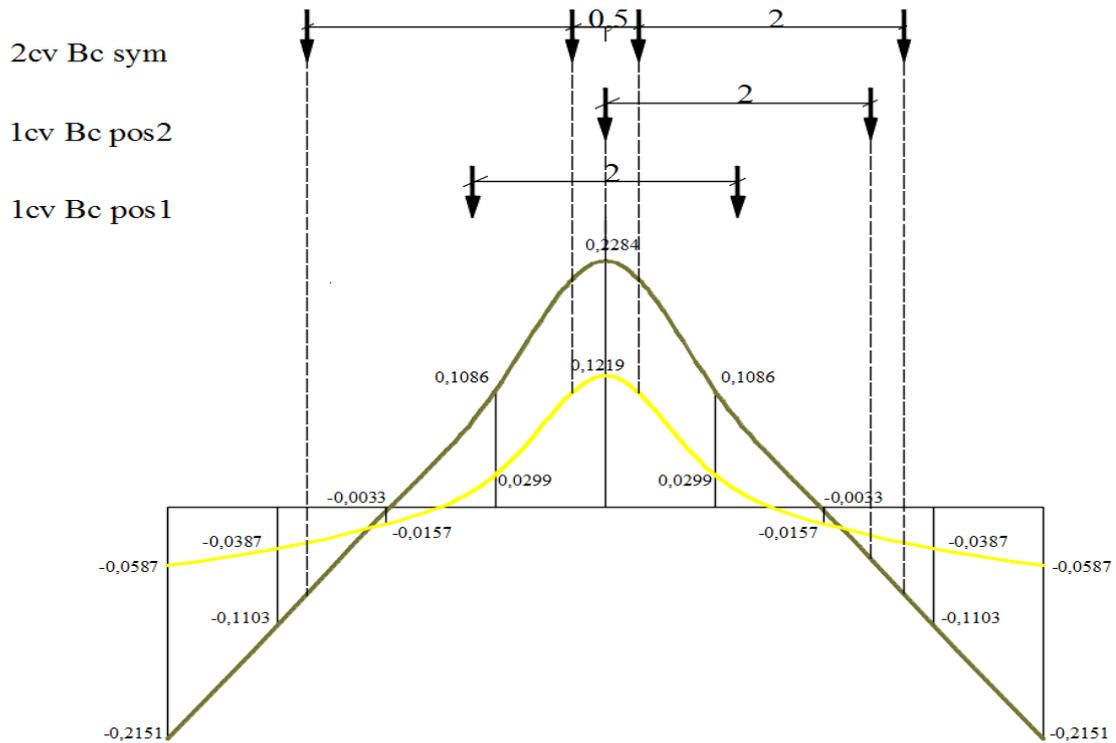


Figure 13 : disposition de la charge Bc sur la courbe de μ .

1^{er} Cas : 1file de Bc

1^{ère} position : symétrique

$$\mu_{1,i} = 0,08 \text{ et } \mu_{3,i} = 0,015$$

$$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} = 0,5 \times 2 \times 0,08 = 0,08$$

$$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} = 0,5 \times 2 \times 0,015 = 0,015$$

2^{ème} position : non symétrique

$$\mu_{1,1} = -0,0478 \quad \mu_{1,2} = 0,2284 \quad \mu_{3,1} = -0,026 \quad \mu_{3,2} = 0,122$$

$$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} = 0,5(0,2284 - 0,0478) = 0,09$$

$$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} = 0,5(0,122 - 0,026) = 0,048$$

2^{ème} cas : 2 files de Bc symétriques.

$$\mu_{1,1} = -0,08; \mu_{3,1} = -0,0332; \mu_{1,2} = 0,211; \mu_{3,2} = 0,106$$

$$\mu_1 = \frac{1}{2} \sum \mu_{1,i} = 0,5 \times 2 \times (-0,08 + 0,211) = 0,131$$

$$\mu_3 = \frac{1}{2} \sum \mu_{3,i} = 0,5 \times 2 \times (-0,0332 + 0,106) = 0,0728$$

✚ **Longitudinalement** : la position la plus défavorable est déterminée par le théorème de Barré-Saint Venant.

$$\begin{cases} d_1 = 3,975\text{m} \\ d_2 = 5,475\text{m} \\ d_3 = 9,975\text{m} \end{cases}$$

$$q_1 = \sum \frac{2P_1}{L} \sin \frac{\pi d_i}{L}$$

$$q_1 = \frac{2P}{L} \left(\sin \frac{\pi d_1}{L} + \sin \frac{\pi d_2}{L} + \frac{1}{2} \sin \frac{\pi d_3}{L} \right)$$

$$q_1 = \frac{2 \times 120}{11,25} \left(\sin \frac{\pi \times 3,975}{11,25} + \sin \frac{\pi \times 5,475}{11,25} + \frac{1}{2} \sin \frac{\pi \times 9,975}{11,25} \right)$$

$$q_1 = 44,14 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = \sum \frac{2P_1}{L} \sin \left(\frac{3\pi d_i}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{2 \times 120}{11,25} \left(\sin \frac{3\pi d_1}{L} + \sin \frac{3\pi d_2}{L} + \frac{1}{2} \sin \frac{3\pi d_3}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{2 \times 120}{11,25} \left(\sin \frac{3\pi \times 3,975}{11,25} + \sin \frac{3\pi \times 5,475}{11,25} + \frac{1}{2} \sin \frac{3\pi \times 9,975}{11,25} \right)$$

$$q_3 = -15,82 \text{ kN/m}$$

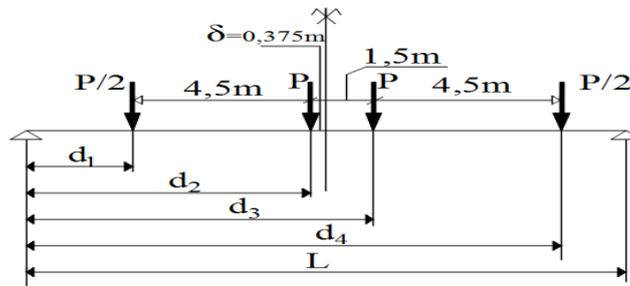


Figure 60 : Cas le plus défavorable pour la charge Bc.

Nous allons donc calculer les moments globaux pour la charge de type Bc et ainsi comparer ces moments pour en tirer le maximum. La comparaison se fait par rapport à $b_c M_y$.

1^{er} cas : 1 file et $b_c = 1,2$

1^{ère} position : symétrique

$$M_y = 3,3/8((0,08 \times 44,14) + (0,015 \times 15,82)) = 1,55 \text{ kNm/ml}$$

$$b_c M_y = 1,865 \text{ kNm/ml}$$

2^{ème} position : non symétrique

$$M_y = 3,3/8((0,09 \times 44,14) + (0,048 \times 15,82)) = 1,95 \text{ kNm/ml}$$

$$b_c M_y = 2,34 \text{ kNm/ml}$$

2^{ième} cas : 2 files symétriques et $bc = 1,1$

$$M_y = 3,3/8((0,131 \times 44,14) + (0,0728 \times 15,82)) = 2,86 \text{ kNm/ml}$$

$$b_c M_y = 3,15 \text{ kNm/ml}$$

Le cas le plus défavorable est le deuxième cas dans la position symétrique.

On a : $M_y = 2,86 \text{ kNm/ml}$ et $bc = 1,1$.

- Charge Br

- Transversalement

On lit directement les valeurs de μ sur la courbe : $\mu_1 = 0,2284$ et $\mu_3 = 0,1219$

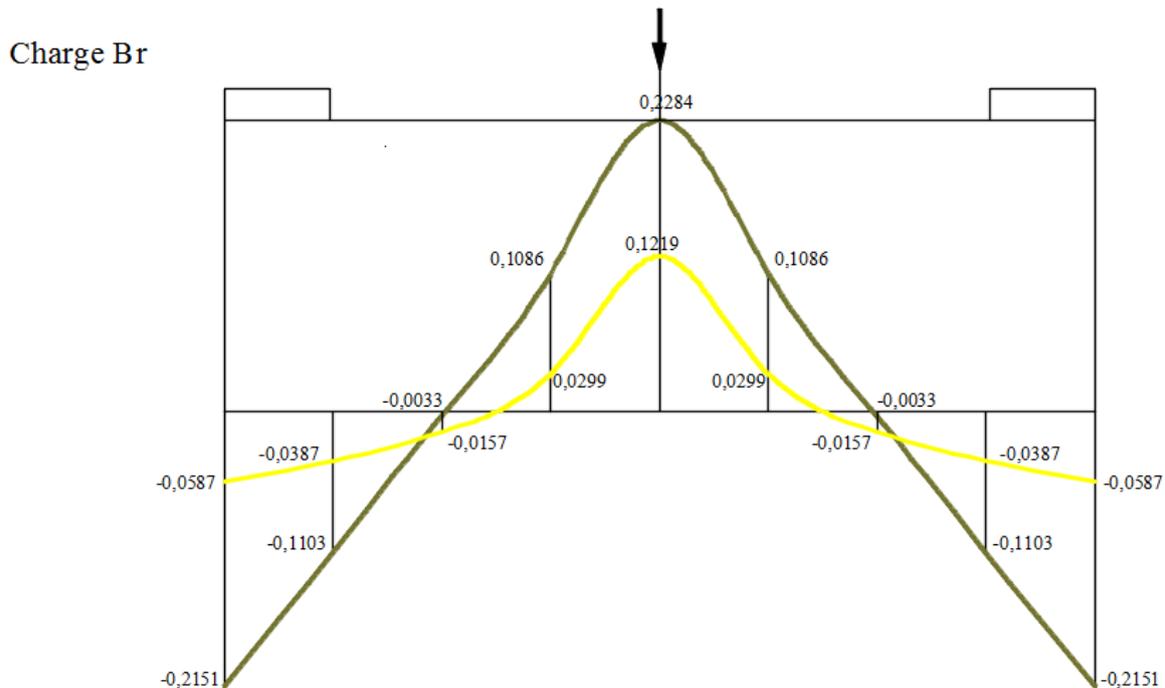


Figure 61 : Disposition de la charge Br sur la courbe de μ .

- Longitudinalement

$$d = \frac{L}{2} = 5,625 \text{ m}; P = 100 \text{ kN}$$

$$\begin{cases} \sin \frac{\pi d}{L} = 1 \\ \sin \frac{3\pi d}{L} = -1 \end{cases}$$

$$q_1 = \frac{2P}{L} = \frac{2 \times 100}{11,25} = 17,78 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = -\frac{2P}{L} = -\frac{2 \times 100}{11,25} = -17,78 \text{ kN/m}$$

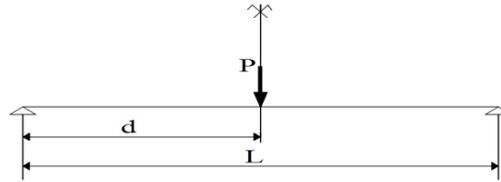


Figure 62 : Cas le plus défavorable pour la charge Br.

Le moment global est:

$$M_y = 3,3/8((0,2284 \times 17,78) + (0,1219 \times 17,78)) = 2,57 \text{ kNm/ml}$$

On a: $M_y = 2,57 \text{ kNm/ml}$.

- Charge Mc120

- Transversalement

1^{ère} position : 2 chenilles symétriques

$$\mu_{1,1} = -0,0675 \quad \mu_{1,2} = 0,0585 \quad \mu_{3,1} = -0,0306 \quad \mu_{3,2} = 0,005$$

$$\mu_1 = \frac{L_{Mc}}{4} \sum \mu_{1,i} = \frac{1}{4} \times 2 \times (-0,0675 + 0,0585) = -0,0045$$

$$\mu_3 = 0,5 \sum \mu_{3,i} = \frac{1}{4} \times 2 \times (-0,0306 + 0,005) = -0,0128$$

2^{ème} position : deux chenilles non symétriques

$$\mu_{1,1} = -0,114 \quad \mu_{1,2} = 0,015 \quad \mu_{1,3} = 0,113 \quad \mu_{1,4} = -0,022$$

$$\mu_{3,1} = -0,0393 \quad \mu_{3,2} = -0,0106 \quad \mu_{3,3} = 0,033 \quad \mu_{3,4} = -0,0205$$

$$\mu_1 = \frac{1}{4} \sum \mu_{1,i} = \frac{1}{4} (-0,114 + 0,015 + 0,113 - 0,022) = -0,008$$

$$\mu_3 = \frac{1}{4} \sum \mu_{3,i} = \frac{1}{4} (-0,0393 - 0,0106 + 0,033 - 0,0205) = -0,0374$$

1cv Mc120 non sym

1cv Mc120 sym

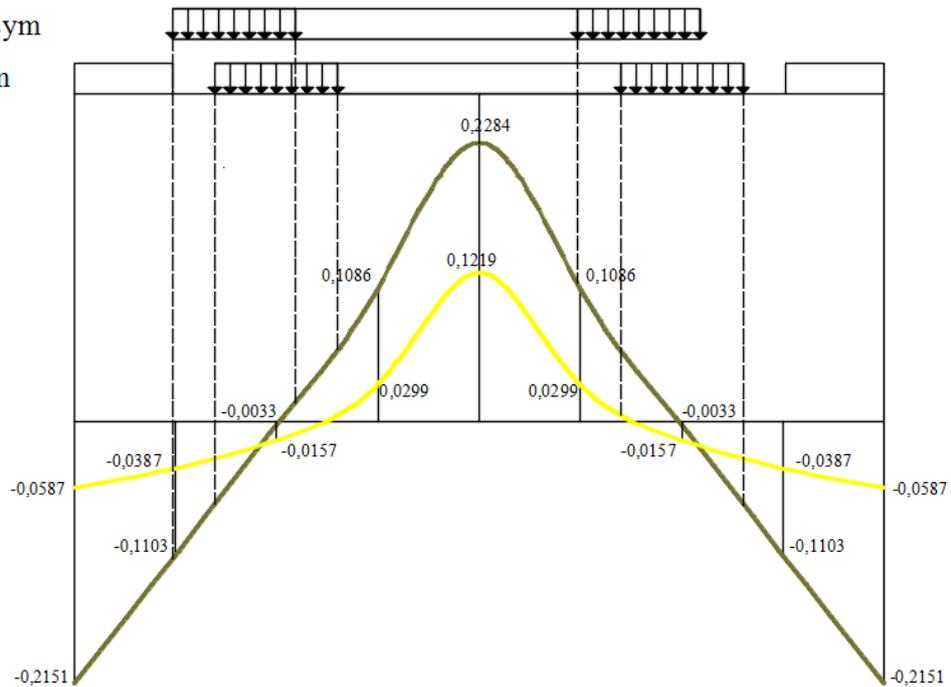


Figure 63 : Disposition de la charge Mc120 sur la courbe de μ .

✚ Longitudinalement

$$c = \frac{6,10}{2} = 3,05 \text{ m}$$

$$q = \frac{1100}{6,1 \times 1} = 180,33 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = \frac{4q}{\pi} \sin\left(\frac{\pi c}{L}\right) \sin\left(\frac{\pi d}{L}\right) = \frac{4 \times 180,33}{\pi} \sin\left(\frac{3,05\pi}{11,25}\right) \times 1 = 172,76 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = \frac{4q}{3\pi} \sin\left(\frac{3\pi c}{L}\right) \sin\left(\frac{3\pi d}{L}\right) = \frac{4 \times 180,33}{3\pi} \sin\left(\frac{3 \times 3,05\pi}{11,25}\right) \times (-1) = -42,35 \text{ kN/m}^2$$

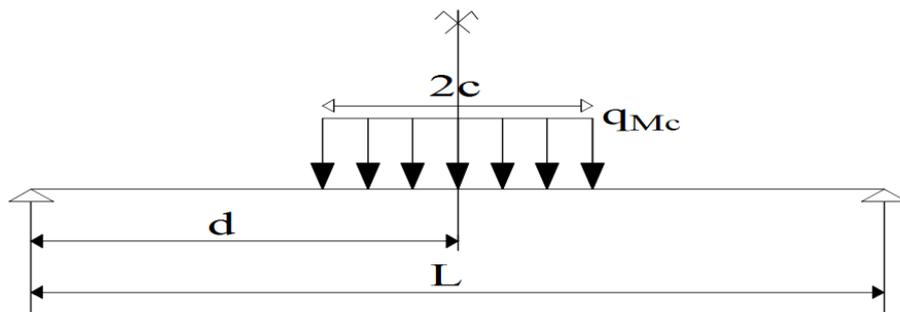


Figure 64 : Cas le plus défavorable pour la charge Mc120.

Enfin, on calcule les moments globaux pour les deux dispositions et on compare les deux pour

en tirer le maximum:

1^{ère} position: 2 chenilles symétriques

$$M_y = 3,3/8((-0,0045 \times 172,76) + (0,0128 \times 42,35)) = -0,194 \text{ kNm/ml}$$

2^{ème} position : deux chenilles symétriques non symétriques

$$M_y = 3,3/8((-0,008 \times 172,76) + (0,0374 \times 42,35)) = 0,08 \text{ kNm/ml}$$

On a: $M_y = 0,08 \text{ kNm/ml}$.

- **Charge Me120**

Pour le calcul des coefficients, on calcule l'aire sous les chenilles en prenant en compte les surfaces positives et négatives.

Transversalement

1^{er} cas : un convoi symétrique

$$\mu_1 = 2 \left(0,5\mu_1(e = -b) + \mu_1 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + \mu_1 \left(e = \frac{b}{2} \right) + \mu_1 \left(e = \frac{-b}{4} \right) + 0,5\mu_1(e = 0) \right) \frac{b}{4}$$

$$\mu_1 = 2(0,5(-0,048) - 0,0033 + 0,1086 + 0,5 \times (0,2284)) \times \frac{3,3}{4} = 0,32$$

$$\mu_3 = 2 \left(0,5\mu_3(e = -b) + \mu_3 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + \mu_3 \left(e = \frac{b}{2} \right) + \mu_3 \left(e = \frac{-b}{4} \right) + 0,5\mu_3(e = 0) \right) \frac{b}{4}$$

$$\mu_3 = 2(0,5(-0,0264) - 0,0157 + 0,0299 + 0,5 \times (0,122)) \times \frac{3,3}{4} = 0,1023$$

2^{ème} cas: un convoi non symétrique

$$\mu_1 = 2 \left(0,5\mu_1(e = -b) + \mu_1 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + \mu_1 \left(e = \frac{b}{2} \right) + \mu_1 \left(e = \frac{-b}{4} \right) + 0,5\mu_1(e = 0) \right) \frac{b}{4}$$

$$\mu_1 = (0,5(-0,114) - 0,003 + 0,109 + 0,228 + 0,109 + 0,5 \times (0,015)) \times \frac{3,3}{4} = 0,325$$

$$\mu_3 = 2 \left(0,5\mu_3(e = -b) + \mu_3 \left(e = \frac{-3b}{4} \right) + \mu_3 \left(e = \frac{b}{2} \right) + \mu_3 \left(e = \frac{-b}{4} \right) + 0,5\mu_3(e = 0) \right) \frac{b}{4}$$

$$\mu_3 = (0,5(-0,039) - 0,016 + 0,03 + 0,122 + 0,03 - 0,5 \times (0,0106)) \times \frac{3,3}{4} = 0,116$$

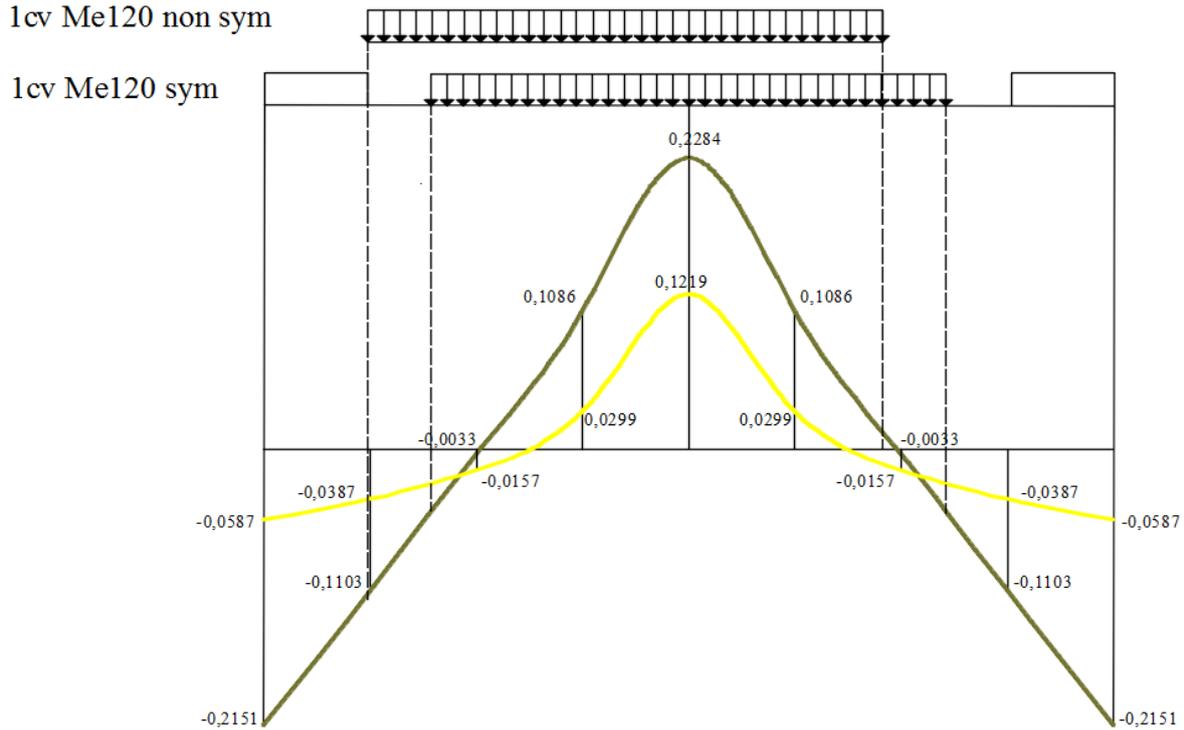


Figure 65 : Disposition de la charge Me120 sur la courbe de μ .

✚ **Longitudinalement** : on place la charge Me de la manière la plus défavorable pour avoir le moment maximum.

$$d_1 = \frac{L}{2} - \frac{1,80}{2} = 4,725 \text{ m}$$

$$d_2 = \frac{L}{2} + \frac{1,35}{2} = 6,525 \text{ m}$$

$$P = 330 \text{ kN}$$

$$q_1 = \frac{2P}{L} \left(\sin \frac{\pi d_1}{L} + \sin \frac{\pi d_2}{L} \right)$$

$$q_1 = \frac{2 \times 330}{11,25} \left(\sin \frac{\pi \times 4,725}{11,25} + \sin \frac{\pi \times 6,525}{11,25} \right) = 113,65 \text{ kN/ml}$$

$$q_3 = \frac{2P}{L} \left(\sin \frac{3\pi d_1}{L} + \sin \frac{3\pi d_2}{L} \right)$$

$$q_3 = \frac{2 \times 330}{11,25} \left(\sin \frac{3\pi \times 4,725}{11,25} + \sin \frac{3\pi \times 6,525}{11,25} \right) = -85,53 \text{ kN/ml}$$

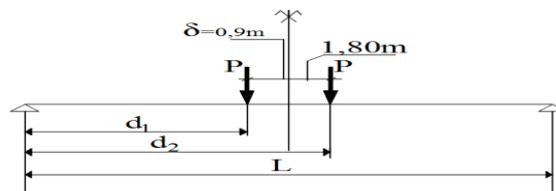


Figure 66 : Cas le plus défavorable pour la charge Me120.

Ainsi, on obtient les moments globaux suivants:

1^{er} cas : un convoi symétrique

$$M_y = \frac{3,3}{8} ((0,32 \times 113,65) + (0,1023 \times 85,53)) = 18,61 \text{ kNm/ml}$$

2^{ème} cas: un convoi non symétrique

$$M_y = \frac{3,3}{8} ((0,325 \times 113,65) + (0,116 \times 85,53)) = 19,33 \text{ kNm/ml}$$

Les résultats des calculs ci-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 89 : Récapitulatif des moments globaux

Charge	g_{per}	q_{tr}	B_c	B_r	Mc120	Me ₁₂₀
Moment M_y (kNm/ml)	-0,02	-0,056	2,86	2,57	0,08	19,33

d) Combinaisons

La combinaison utilisée est celle du BAEL. Nous avons donc :

$$M_{oy} = \gamma_G M_{oy}^{Per} + \sup\{\delta_B \gamma_{Q1}^B \sup(b_c M_{oy}^{bc}; b_t M_{oy}^{bt}; M_{ox}^{br}); \delta_{Mc} \gamma_{Q1}^{Mc} M_{Q1}^{Mc}\}$$

$$M_{oy,u} = 1,35 \times (-0,02) + \sup\{1,6 \times 1,21 \times 3,15; 1,23 \times 1,35 \times 19,33\} = 32,07 \text{ kNm/m}$$

$$M_{oy,s} = 1,35 \times (-0,02) + \sup\{1,2 \times 1,21 \times 3,15; 1,23 \times 19,33\} = 23,75 \text{ kNm/m}$$

2. Flexion longitudinale de la dalle

La flexion longitudinale est essentiellement due à la charge permanente du hourdis mais aussi aux surcharges routières.

a) Calcul des sollicitations dues aux charges permanentes

✚ Moment : le moment est donné par :

$$M = \frac{Pl^2}{8} = \frac{114,595 \times 11,25^2}{8} = 181,3t.m$$

✚ Effort tranchant : l'effort tranchant est donné par :

$$T = \frac{Pl}{2} = \frac{114,595 \times 11,25}{2} = 64,46t$$

b) Evaluation des surcharges routières

Les surcharges routières prise en compte sont celles de type A, B et Mc et Me définies par le fascicule 61 titre II du CPC.

b.1) Caractéristiques du pont

- ✚ **Largeur roulable** : c'est la largeur mesurée entre bordures ou dispositifs de retenue. Dans le cas présent, on a : $L_R = 5m$.
- ✚ **Largeur chargeable** : nous avons : $L_C = L_R = 5m$.
- ✚ **Nombre de voies** : $L_C \leq 5,5m$. Alors : $n_v = 2$.
- ✚ **Largeur d'une voie** : $v = \frac{L_C}{n_v} = \frac{5}{2} = 2,5m$
- ✚ **Classe du pont** : $L_R < 5,5m$, alors le pont est de 3^{ème} classe.

b.2) Surcharges routières

✓ Système A

Le système A se compose d'une charge uniformément répartie. L'intensité de la charge uniformément répartie est :

$$A_2 = a_2 \text{Max} \left(a_1 \left(230 + \frac{36000}{1 + 12} \right); (400 - 0,2l) \right)$$

Le coefficient a_1 est fonction de la classe du pont et du nombre de voies chargées. Ses valeurs sont données dans le Fascicule 61 Titre2.

Pour un pont de 3^{ème} classe, ses valeurs sont :

$$\begin{cases} \text{une voie chargée} \Rightarrow a_1 = 0,9 \\ \text{deux voies chargées} \Rightarrow a_1 = 0,8 \end{cases}$$

Le coefficient a_2 est défini par $a_2 = \frac{V_0}{V}$ où V_0 est fonction de la classe du pont et de la largeur d'une voie.

Le pont étant de troisième classe, on a : $V_0 = 2,75m$. Alors : $a_2 = \frac{2,75}{2,5} = 1,1$.

Les valeurs de A_2 sont regroupées dans le tableau suivant en fonction du nombre de voies chargées.

Tableau 90 : Valeurs de A_2

Nombre de voies chargées	a_1	a_2	A(l) (daN/m ²)	Largeur de la voie(m)	$A_2(t/ml)$
1	0,9	1,1	1760,6	2,5	4,4
2	0,8	1,1	1564,98	5	7,82

✓ Système B

Il se compose de trois sous-systèmes B_c , B_t et B_r .

Le sous-système B_t ne sera pas pris en compte dans le présent projet puisque le pont est de troisième classe.

Le coefficient de majoration dynamique de ce système de surcharge est donné par:

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

- L : longueur de l'élément en mètre ;
- G : charge permanente de l'élément ;
- S : charge B maximale relative à l'élément.

✚ **Sous-système B_c** : il se compose de camions de poids individuel égal à 30 tonnes. On dispose autant de files de deux camions que de voies.

Le nombre de voies étant égal à 2, on disposera 2 files de deux camions par file.

Alors : **S_{Bc} = 84t**, Le coefficient de majoration est :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 11,25} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 128,92}{84}} = 1,21$$

✓ **Système MC 120**

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 = 1,00 m
- Entraxe des chenilles = 2,30 m

Alors :

$$\delta_{M_c} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 11,25} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 128,92}{110}} = 1,23$$

✓ **Système Me 120**

Un véhicule type Me 120 comporte deux chenilles de 33t chacun.

Le coefficient de majoration dynamique est :

$$\delta_{M_e} = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 11,25} + \frac{0,6}{1 + \frac{4 \times 128,92}{66}} = 1,19$$

✓ **Surcharge sur le trottoir**

Le fascicule 61 Titre 2 donne la valeur de cette charge. Elle est égale à 150daN/m² pour les ponts à poutres avec chaussée.

✓ **Effort de freinage**

Il est utilisé pour la justification des appuis et des appareils d'appui. Sa valeur est le maximum des efforts de freinage des systèmes A et Bc.

- ✚ **Surcharge de type A** : la force de freinage pour la surcharge de type A est exprimée à l'aide de la formule suivante :

$$F = \frac{1}{20 + 0,0035S} A(l); S \text{ est la surface chargée.}$$

$$F = \frac{1}{20 + 0,0035(2,5 \times 11,25)} \times 1760,6 \times 2,5 \times 11,25 = 2,46t$$

Alors : **F (A1) = 2,46t.**

- ✚ **Surcharge Bc** : on considère l'effort de freinage d'un seul camion soit **F = 30t.**

b.3) Sollicitations dues aux surcharges routières

- **Surcharge A1**

- ✚ **Moment** : la surcharge A1 étant une charge uniformément répartie, le moment est donné par :

$$M = \frac{Al^2}{8} = \frac{4,4 \times 11,25^2}{8} = 69,61t.m$$

- ✚ **Effort tranchant** : l'effort tranchant pour la surcharge A1 est :

$$T = \frac{Al}{2} = \frac{4,4 \times 11,25}{2} = 24,75t$$

- ✓ **Surcharge Bc**

- ✚ **Moment** : le moment maximal dû à Bc est donné par l'expression suivante :

$$M = P \left(0,625L + \frac{0,056}{L} - 1,875 \right) = 24 \left(0,625 \times 11,25 + \frac{0,056}{11,25} - 1,875 \right) = 123,87tm$$

- ✚ **Effort tranchant** : il correspond à la réaction d'appui. Pour avoir l'effort tranchant maximum, on place une roue sur l'extrémité de la poutre.

Principe fondamental de la statique :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 42 = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 11,25R_B - (6 \times 4,5) - (12 \times 9) - (12 \times 10,5) = 0$$

$$R_B = 23,2t \text{ et } R_A = 18,8t$$

Alors : **T = 23,2t.**

- ✓ **Surcharge Br**

- ✚ **Moment** : la charge est une roue isolée de 10 t. Pour avoir le moment maximum, on place la charge ponctuelle au milieu de la travée. Le moment maximum est alors :

$$M = \frac{PL}{4} = \frac{10 \times 11,25}{4} = 28,125t.m$$

- ✚ **Effort tranchant** : il est maximum quand la charge est placée sur un des appuis soit :

$$T = P = 10t$$

✓ **Surcharge Mc120**

✚ **Moment** : le moment maximum est obtenu en plaçant la charge répartie au milieu de la travée à égale distance des deux appuis, soit :

$$M = \frac{PL}{4} \left(1 - \frac{b}{2L}\right) = \frac{110 \times 11,25}{4} \left(1 - \frac{6,10}{2 \times 11,25}\right) = 225,5tm$$

✚ **Effort tranchant** : il correspond à la réaction d'appui. Pour avoir l'effort tranchant maximum, on place une des extrémités de la charge linéairement répartie sur l'extrémité de la poutre.

Principe fondamental de la statique

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 110 = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 11,25R_A - 18,03 \times \frac{6,10^2}{2} \Rightarrow R_A = 29,82t$$

$$R_B = 110 - 29,82 = 80,18t$$

✓ **Surcharge Me120**

✚ **Moment** : le moment maximum est obtenu quand les deux essieux sont placés à égale distance du milieu de la travée, soit :

$$M = \frac{PL}{2} \left(1 - \frac{a}{2L}\right)^2 = \frac{33 \times 11,25}{2} \left(1 - \frac{1,8}{2 \times 11,25}\right)^2 = 157,113tm$$

✚ **Effort tranchant** : il correspond à la réaction d'appui. Pour avoir l'effort tranchant maximum, on place une roue sur l'extrémité de la poutre.

Principe fondamental de la statique

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - 66 = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 11,25R_B - 33 \times 1,8 \Rightarrow R_B = 5,28t$$

$$R_A = 66 - 5,28 = 60,72t$$

✓ **Surcharge de trottoir**

✚ **Moment** : comme c'est une charge linéairement répartie, le moment maximum est donné par :

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{0,15 \times 0,8 \times 11,25^2}{8} = 1,9tm$$

✚ **Effort tranchant** : l'effort tranchant maximal est donné par :

$$T = \frac{qL}{2} = \frac{0,15 \times 0,8 \times 11,25}{2} = 0,675t$$

Tableau 91 : Récapitulatif des sollicitations dans la dalle.

Surcharges		Nombre de voies chargées	Coefficient de majoration dynamique	Coefficient (bc ou br)	Effort tranchant (t)		Moment fléchissant (t.m)	
					Non majoré	Majoré	Non majoré	Majoré
Surcharges civiles	Al	1	-	-	24,75	24,75	69,61	69,61
		2			44	44,00	123,71	123,71
	Bc	1	1,19	1,2	23,2	33,13	61,94	88,45
		2	1,21	1,1	46,4	61,76	123,88	164,88
	Br	2	1,21	1	10	12,1	28,13	34,04
Surcharges militaires	Mc120	2	1,23	-	80,18	98,62	225,50	277,37
	Me120	2	1,19		60,72	72,26	157,11	186,96
Surcharge de trottoirs	Charges générales trottoirs chargés	2	-	-	0,675	0,68	1,90	1,90

3. Combinaisons des sollicitations

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

$$ELU \ 1,35M_G + \text{Max} \left\{ 1,6 \times \text{Max} \begin{matrix} |M(Al)| \\ |M(Bc)| \\ |M(Br)| \end{matrix} ; 1,35 \times \begin{matrix} |M(Mc120)| \\ |M(Me120)| \end{matrix} \right\} + 1,60 \times \text{Trottoir}$$

$$ELS \ M_G + \text{Max} \left\{ 1,2 \times \text{Max} \begin{matrix} |M(Al)| \\ |M(Bc)| \\ |M(Br)| \end{matrix} ; \begin{matrix} |M(Mc120)| \\ |M(Me120)| \end{matrix} \right\} + \text{Trottoir}$$

Les combinaisons aux états limites donnent les résultats suivants avec le cas le plus défavorable donné par la surcharge Bc:

Tableau 92 : Sollicitations de calcul de la dalle.

ELU		ELS
Moment (t.m/ml)	Effort tranchant (t)	Moment (t.m/ml)
94,28	221,24	69,78

4. Calcul des armatures de la dalle à l'ELU

- **Données pour le calcul**

La nuance de l'acier est $f_e = 400\text{MPa}$

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours est $f_{c28} = 35\text{MPa}$.

La résistance caractéristique du béton à la traction est à 28 jours est $f_{t28} = 2,7\text{MPa}$.

L'enrobage des aciers est $e = 3\text{cm}$.

Le diamètre du plus gros granulat est $d = 25\text{mm}$.

L'épaisseur de la dalle $e_d = 55\text{cm}$

La largeur de la dalle $b = 100\text{cm}$.

La contrainte limite dans les aciers est : $\bar{\sigma}_s = 228,63\text{MPa}$

Fissuration préjudiciable

a) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

La dalle sera calculée comme une section rectangulaire en flexion simple.

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,9428}{1 \times (0,495)^2 \times 19,83} = 0,194$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,194}) = 0,272$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \frac{f_e}{E_s \gamma_s}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \frac{400}{200000 \times 1,15}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) = 0,8 \times 0,668 \times (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$\mu_u < \mu_1 \Rightarrow$ Pivot B sans aciers comprimés

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,495(1 - (0,4 \times 0,272)) = 0,44\text{m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,9428}{0,44 \times 348} = 61,45\text{cm}^2$$

Choix: 8HA32 totalisant $64,34\text{cm}^2$.

✓ **Verification à l'ELS**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 64,34}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(49,5 \times 64,34)}{7,5(64,34)^2}} - 1 \right] = 22,73\text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(A_s(d - y)^2 + A'_s(d - y)^2)$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 100 \times (22,73)^3 \right) + (15 \times 64,34(49,5 - 22,73)^2) = 1083073,09\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{0,6978}{0,01} \right) \times 0,2273 = 14,65 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (condition vérifiée)

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0,678}{0,01} (0,495 - 0,2273) = 258,7\text{MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 228,63\text{MPa}$$

$\sigma_s > \sigma_{sELS}$ (condition non vérifiée)

$$u = \frac{30M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 0,678}{1 \times 0,495^2 \times 228,63} = 0,374$$

$$\alpha = 0,4807; \rho = 14,83 \cdot 10^{-3} \text{ et } k = 0,0617$$

$$k = \frac{\sigma_{bc}}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0617 \times 228,63 = 14,2\text{MPa}$$

$$A_s = \rho bd = 0,01483 \times 100 \times 49,5 = 73,42\text{cm}^2$$

Choix : 16 HA 25 disposés en deux nappes totalisant 78,56cm². Leur espacement est de 11cm.

✓ **Section d'acier minimale : condition de non fragilité**

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}; \frac{bh}{1000} \right\}$$

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,55 \times 2,7}{400}; \frac{1 \times 0,55}{1000} \right\} = 7,68\text{cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$ condition vérifiée

b) Calcul à l'ELU des aciers transversaux : suivant la petite portée

Les données de calcul restent les mêmes.

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,032}{1 \times (0,495)^2 \times 19,83} = 0,0092$$

Calcul de α_1

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0092}) = 0,012$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,495(1 - (0,4 \times 0,012)) = 0,493\text{m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,032}{0,493 \times 348} = 1,87\text{cm}^2$$

Choix: 4 HA10 totalisant 3,14cm².

✓ **Verification à l'ELS**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 3,14}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(49,5 \times 3,14)}{7,5(3,14)^2}} - 1 \right] = 6,37\text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(A_s(d - y)^2 + A'_s(d - y))$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 100 \times (6,37)^3 \right) + (15 \times 3,14(49,5 - 6,37)^2) = 96231,09\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{0,02375}{9,6 \cdot 10^{-4}} \right) \times 0,0637 = 1,57 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (condition vérifiée)

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0,02375}{9,6 \cdot 10^{-4}} (0,495 - 0,0637) = 159,67\text{MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 228,63\text{MPa}$$

$\sigma_s < \sigma_{sELS}$ (condition vérifiée)

✓ **Section d'acier minimale : condition de non fragilité**

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{bh}{1000} \right\}$$

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,55 \times 2,7}{400}; \frac{1 \times 0,55}{1000} \right\} = 7,68\text{cm}^2$$

$A_s < A_{smin}$ condition vérifiée

$$A_s = A_{smin} = 7,68\text{cm}^2$$

Choix : 8HA 12 espacés de 12,5cm.

c) Aciers transversaux

Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_{ul}$$

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,12f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 35}{1,5}; 4\text{MPa}\right) = 4\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{73,74}{1 \times 0,495} = 1,49\text{MPa} < \tau_{ul}$$

$$\frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 35}{1,5} = 1,63\text{MPa}$$

$\tau_u < \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow$ il n'est pas nécessaire de prévoir d'armatures transversales.

- **Aciers supérieurs :** ils sont pris forfaitairement. Nous prenons :

$$A_{sup} = 20\%A_s = 20\% \times 73,42 = 14,68\text{cm}^2$$

Choix : 8 HA16 totalisant 16,08cm² espacés de 12cm.

- **Aciers de repartition:** HA 10 espacés de 12cm.

B. DIMENSIONNEMENT DES APPAREILS D'APPUI

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

I. Evaluation des efforts dans l'appareil d'appui

- **Efforts verticaux :** elles seront évaluées à l'ELS. Il s'agit de la réaction du tablier sous charges permanentes et d'exploitation.

La combinaison à utiliser est celle du BAEL :

$$N_{max} = \gamma_G G + \gamma_Q Q_{max} + \gamma_{tr} Q_{tr}$$

- ✓ G : résultante des charges permanents;
- ✓ Q_{max} : surcharge maximale;
- ✓ Q_{tr} : surcharge du trottoir ;

Alors :

$$N_{\max} = \gamma_G G + \gamma_Q Q_{\max} + \gamma_{tr} Q_{tr}$$

$$N_{\max} = 21,49 + (1,2 \times 32,87) + 0,68 = 61,614t$$

- **Efforts horizontaux** : seront prises en compte la force de freinage et les actions telles que le retrait, le fluage et la dilatation.

✚ **Force de freinage** : c'est l'effort dû au freinage d'un camion Bc soit 30t.

✚ **Dilatation linéaire** : elle est calculée comme suit :

$$\mu_t = \varepsilon_t \times L; \varepsilon_t = 3.10^{-4} \text{ pour une action de longue durée. Alors:}$$

$$\mu_t = 3.10^{-4} \times 11,25 = 3,375.10^{-3}$$

Retrait et fluage :

$$\mu_r = \varepsilon_r \times L; \varepsilon_r = 4.10^{-4} \Rightarrow \mu_r = 4.10^{-4} \times 11,25 = 4,5.10^{-3}$$

II. Dimensionnement de l'appareil d'appui

- **Aire de l'appareil d'appui** : elle est déterminée par la limitation de la contrainte moyenne de compression sur l'appui, soit :

$$\text{Limitation des contraintes moyennes : } \sigma_m = \frac{N_{\max}}{ab} < 15\text{Mpa}$$

$$ab > \frac{N_{\max}}{15} \Rightarrow ab > \frac{61,614.10^{-2}}{15} = 4,108.10^{-2}\text{m}^2$$

- **Hauteur nette de l'élastomère T**

$$T > 2(\mu_r + \mu_t) \Rightarrow T > 2(4,5.10^{-3} + 3,375.10^{-3}) = 0,01575 \Rightarrow T > 15,75\text{mm}$$

Choix : 2 feuillets de 8mm totalisant 16mm

- **Dimensions en plan** : il s'agit de la largeur a et de la longueur b.

La condition de non flambement impose :

$$5T < a < 10T \Rightarrow 80\text{mm} < a < 160\text{mm} \Rightarrow a = 150\text{mm} \text{ et } b = 300 \text{ mm}$$

- **Epaisseur des frettes t_s**

Nous choisissons : $t_s = 2 \text{ mm}$ correspondant à $t = 8 \text{ mm}$.

- **Epaisseur totale de l'élastomère** : $T' = (2 \times 8) + (1 \times 2) = 18 \text{ mm}$

III. Vérification de l'appareil d'appui

- **Souplesse** : $S_a = \frac{T}{n_a \times G \times A}$

T : épaisseur nette de l'élastomère.

n_a : nombre d'appareil d'appui sur une ligne d'appui.

G : module d'élasticité transversale de l'élastomère.

$$S_a = \frac{16 \cdot 10^{-3}}{2 \times 0,8 \times 0,15 \times 0,3} = 0,222 \text{ m/MN}$$

- **Rigidité** : $R = \frac{1}{S_a} = \frac{1}{0,22} = 4,5 \text{ MN/m}$
- **Déplacement imposé** : il doit être inférieur à 50mm.

$$\mu_r = \varepsilon_r \times l \text{ avec } l = 6,6 \text{ m (longueur de l'entretoise)}$$

$$\mu_r = 4 \times 10^{-4} \times 6,6 = 2,64 \text{ mm}$$

$$\frac{\mu_r}{T} = \frac{2,64}{2 \times 8} = 0,165 < 0,5 \text{ (condition vérifiée)}$$

- **Effort correspondant pour chaque appareil d'appui**

$$F_{H1} = \frac{R\mu_r}{2} = \frac{4,5 \times 2,64 \times 10^{-3}}{2} = 5,94 \text{ kN}$$

- **Effort de freinage**

$$F_{H2} = \frac{F_{BC}}{3} = \frac{300}{3} = 100 \text{ kN}$$

$$H = F_{H1} + F_{H2} = 5,94 + 100 = 105,94 \text{ kN}$$

- **Condition de non glissement et de non écrasement**

$$\text{✚ Non écrasement : } \sigma_m = \frac{G}{a \times b} = \frac{0,2149}{0,15 \times 0,3} = 4,77 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

- **✚ Non glissement**

Frottement si le contact se fait par élastomères :

$$f_1 = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma_m} = 0,1 + \frac{0,6}{4,77} = 0,226$$

Frottement si le contact se fait par les frettes :

$$f_2 = 0,12 + \frac{0,2}{\sigma_m} = 0,12 + \frac{0,2}{4,77} = 0,162$$

$$\text{Le frottement : } f = \frac{H}{N_{\min}} = \frac{105,94}{619,3} = 0,171$$

$0,162 < 0,171 < 0,226 \Rightarrow$ le contact se fait par l'élastomère

- **Distorsions dues aux déplacements horizontaux**

$$\text{La contrainte de cisaillement vaut : } \tau_H = \frac{G\mu_r}{T} + \frac{F_{H1}}{2ab}$$

Où $\frac{G\mu_r}{T}$ représente la contrainte de cisaillement induite par dilatation thermique et $\frac{F_{H1}}{2ab}$ celle due à l'effort dynamique de freinage. Alors :

$$\frac{\tau_H}{G} = \frac{\mu_r}{T} + \frac{F_{H1}}{2Gab} = \frac{2,64}{16} + \frac{5,94 \times 10^{-3}}{2 \times 0,8 \times 0,15 \times 0,3} = 0,25 < 0,7 \text{ (condition vérifiée)}$$

C. DIMENSIONNEMENT DE LA PILE ET DU CHEVETRE

I. Predimensionnement de la pile et de sa semelle

Nous avons choisi des piles de type colonne.

- **Epaisseur de la pile** : elle est donnée par une formule proposée par le SETRA, soit :

$$E = \text{Max} \left[0,5\text{m}; \frac{4H + L}{100} + 0,10 \right]$$

H : hauteur de la pile ;

L : portée de la travée.

$$E = \text{Max} \left[0,5\text{m}; \frac{4 \times 8,35 + 11,5}{100} + 0,10 \right] = 0,45\text{m}$$

Nous adoptons : **E = 90cm.**

- **Largeur de la semelle** : selon le SETRA, elle doit être supérieure à 1,5m. Nous allons prendre une largeur de 3m.
- **Epaisseur de la nervure** : elle est égale à celle de la pile augmentée de 10cm, soit :

$$E_n = E + 0,10 = 0,8 + 0,10 = 100\text{cm}$$

- **Hauteur de la semelle** : elle est égale à :

$$h_s = \text{Max} \left[\frac{B - b}{4}; 60\text{cm} \right] = \text{Max} \left[\frac{3 - 1}{4}; 60\text{cm} \right] = 60\text{cm}$$

- **Hauteur de la nervure** : elle est égale à celle de la semelle :

$$h_s = h_n = 60\text{cm}$$

- **Longueur de la semelle** : elle est égale à :

$$L_s = (n - 0,2)e; n: \text{nombre de colonnes et } e: \text{l'espacement des colonnes.}$$

$$L_s = (3 - 0,2) \times 2,2 = 6,16\text{m} \Rightarrow L_s = 6,20\text{m}$$

II. Descente de charges sur la pile

1. Charges permanentes

$$\text{Réaction du tablier} = 2 \times 214,865 = 429,73\text{kN}$$

$$\text{Chévêtre} = 25 \times 0,8 \times 2,2 \times 1,45 = 63,8\text{kN}$$

$$\text{Poids propre de la pile} = 25 \times 0,9^2 \times 7,55 = 152,89\text{kN en période d'étiage}$$

$$\text{Poids propre de la pile} = 15 \times 0,9^2 \times 7,55 = 91,73\text{kN en période de crue}$$

2. Actions variables

Seront prises en compte l'action du vent qui est de 2,5kN/m² selon le Fascicule 61 titre 2 ; l'effort de freinage dû aux surcharges A1 et Bc ainsi que la force hydrodynamique dû à l'écoulement de l'eau.

✚ **Action du vent** : l'action du vent sur la pile est :

$$\text{Vent } Q_V = (2,5 \times 0,9 \times 6,25) + (11,25 \times 0,55 \times 2,5) + (2,5 \times 1,45 \times 0,8) = 32,43 \text{ kN}$$

✚ **Force de freinage** : elle est due aux surcharges A1 et Bc.

$$F_{Bc} = \frac{300}{3} = 100 \text{ kN par appareil d'appui}$$

$$F_{A1} = \frac{24,6}{3} = 8,2 \text{ kN}$$

✚ **Force hydrodynamique** : son expression est la suivante selon l'Eurocode 2.

$$F_{wa} = \frac{1}{2} k \rho_{wa} h b V_{wa}^2$$

- F_{wa} : intensité de la force horizontale totale (N) exercée par les courants sur la surface verticale ;
- k : coefficient de forme ($k = 1,44$ pour un obstacle de section carrée ou rectangulaire en plan) ;
- ρ_{wa} : masse volumique de l'eau, exprimée en kg/m^3 ;
- h : profondeur de l'eau, sans prendre en compte la profondeur d'affouillement local, exprimée en m.
- b : largeur de l'obstacle, exprimée en m.

Alors :

$$F_{wa} = \frac{1}{2} \times 1,44 \times 1000 \times 4,92 \times 0,9 \times 3^2 = 28,69 \text{ kN}$$

• Moments dus aux actions variables

$$M_{\text{vent}} = Q_V \times \text{bras de levier} = 32,43 \times 5,21 = 168,96 \text{ kNm}$$

$$M_{F_{wa}} = F_{wa} \times \text{bras de levier} = 28,69 \times 4,59 = 131,69 \text{ kNm}$$

$$M_{F_{Bc}} = F_{Bc} \times \text{bras de levier} = 100 \times 8,46 = 845,9 \text{ kNm}$$

$$M_{F_{A1}} = F_{A1} \times \text{bras de levier} = 8,2 \times 8,46 = 69,36 \text{ kNm}$$

3. Combinaisons

Les combinaisons utilisées sont celles du BAEL.

ELS

$$C_1 = G_{\text{max}} + \text{Ret}$$

$$C_2 = C_1 + 1,2(A_1 + F_{A1}) + 0,6T_{LD}$$

$$C_3 = C_1 + 1,2(B_c + F_{Bc}) + 0,6T_{LD}$$

$$C_4 = C_1 + M_{C120} + 0,6T_{LD}$$

$$C_5 = G_{\text{min}} + \text{Ret} + T_{CD}$$

ELU

$$C_6 = 1,35C_1 + 1,6(A_1 + F_{A1}) + 0,78T_{LD}$$

$$C_7 = 1,35C_1 + 1,6(B_c + F_{Bc}) + 0,78T_{LD}$$

$$C_8 = C_1 + 1,35M_{C_{120}} + 0,78T_{LD}$$

$$C_9 = G_{\min} + Ret + 1,35T_{CD}$$

- **Effort normal**

✚ ELS

$$C_1 = 646,42\text{kN}$$

$$C_2 = 646,42 + (1,2 \times 293,33) + (0,6 \times 4,5) = 1001,12\text{kN}$$

$$C_3 = 646,42 + (1,2 \times 411,72) + (0,6 \times 4,5) = 1143,18\text{kN}$$

$$C_4 = 646,42 + 657,48 + (0,6 \times 4,5) = 1306,6\text{kN}$$

$$C_5 = 585,26\text{kN}$$

✚ ELU

$$C_6 = (1,35 \times 646,42) + (1,6 \times 293,33) + (0,78 \times 4,5) = 1345,51\text{kN}$$

$$C_7 = (1,35 \times 646,42) + (1,6 \times 411,72) + (0,78 \times 4,5) = 1534,93\text{kN}$$

$$C_8 = 646,42 + (1,35 \times 657,48) + (0,78 \times 4,5) = 1537,53\text{kN}$$

$$C_9 = 566,01\text{kN}$$

- **Moment**

✚ ELS

$$C_1 = 0$$

$$C_2 = 1,2 \times 69,36 = 83,23\text{kNm}$$

$$C_3 = 1,2 \times 845,9 = 1015,08\text{kNm}$$

$$C_4 = 0$$

$$C_5 = 168,96 + 131,69 = 300,65\text{kNm}$$

✚ ELU

$$C_6 = 1,6 \times 69,36 = 111$$

$$C_7 = 1,6 \times 845,9 = 1353,44\text{kNm}$$

$$C_8 = 0$$

$$C_9 = 1,35(168,96 + 131,69) = 405,88\text{kNm}$$

Les résultats des combinaisons sont dans le tableau suivant :

Tableau 93 : Sollicitations combinées de la pile.

	Moment (kNm)		Efforts verticaux (kN)	Efforts horizontaux (kN)	
	Mx	My	Nz	Nx	Ny
ELU	1353,44	405,88	1537,53	76,11	160
ELS	1015,08	300,65	1306,6	56,38	120

III. Ferrailage de la pile

1. Données pour le calcul

La nuance de l'acier est $F_e = 400\text{MPa}$

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours est $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

La résistance caractéristique du béton à la traction est à 28 jours est $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$.

L'enrobage des aciers est $e = 3\text{cm}$.

Le diamètre du plus gros granulat est $d = 25\text{mm}$.

Section de la pile : $90 \times 90\text{cm}$.

La contrainte limite dans les aciers est : $\bar{\sigma}_s = 228,63\text{MPa}$

2. Calcul des armatures sous moment M_x

Son ferrailage se fait en flexion composée.

Calcul de l'excentricité

L'excentricité e est : $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}; e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; L/250\}; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

L : longueur réelle de l'élément comprimé ;

L_f : longueur de flambement de l'élément ;

h : hauteur totale de la section ;

e_1 : excentricité dite du premier ordre ;

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_1 = \frac{1,353}{1,54} = 0,88\text{m} \quad e_2 = \frac{3 \times 3,775^2}{10000 \times 0,8} (2 + 1,11 \times 2) = 0,02\text{m};$$

$$e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; 7,55/250\} = 0,03\text{m} \quad e = 0,88 + 0,02 + 0,03 = 0,931\text{m}$$

Calcul de l'effort de compression centré maximal supportable par le béton $N_{b \max}$

$$N_{b \max} = bhf_{bc} = 0,9 \times 0,9 \times 0,85 \times 25/1,5 = 11\text{MPa}$$

Calcul du coefficient de remplissage ψ_1

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b_{\max}}} = \frac{1,54}{11} = 0,13$$

Détermination de l'excentricité critique relative

$$\psi_1 < 0,81 \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,13}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,13})} = 0,16m$$

Calcul de e_{NC}

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,16 \times 0,9 = 0,15m$$

Nous avons $e > e_{NC}$, donc la section est partiellement comprimée.

Nous allons donc calculer les sections d'aciers en flexion simple de moment fictif :

$$M_{\text{ufictif}} = N_u(e + (d - 0,5h)) = 1,54(0,931 + (0,81 - (0,5 \times 0,9))) = 1,98MNm/m$$

Calcul de μ_u pour la recherche du pivot

$$\mu_u = \frac{M_{\text{ufictif}}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,98}{0,9 \times 0,81^2 \times 14,17} = 0,237$$

Calcul du paramètre de déformation α

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,237}) = 0,344$$

Calcul de μ_1

$$\mu_1 = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \frac{f_e}{E_s \gamma_s}} = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \frac{400}{200000 \times 1,15}} = 0,668$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$\mu_u < \mu_1 \Rightarrow$ pas d'aciers comprimés

Calcul du bras de levier z

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,81(1 - (0,4 \times 0,344)) = 0,70m$$

Calcul de la section d'acier fictive A_{stfictif}

$$A_{\text{stfictif}} = \frac{M_{\text{ufictif}}}{z f_{su}} = \frac{1,98}{0,7 \times 347,83} = 81,66cm^2$$

Calcul de la section d'acier réelle

$$A_{\text{stréelle}} = A_{\text{stfictif}} - \frac{N_u}{f_{su}} = 81,66 \times 10^{-4} - \frac{1,54}{347,83} = 37,45cm^2$$

Choix : 8HA25 totalisant 39,27cm².

Le pont est à deux voies et deux sens de circulation, donc l'effort de freinage se fait dans les deux sens. Ce faisant, nous allons disposer les aciers tendus calculés ci-dessus sur l'autre face

pour prévenir tout renversement de la pile dû à l'effort de freinage dans ce sens.

3. Calcul des armatures sous moment M_y

Calcul de l'excentricité

L'excentricité e est : $e = e_1 + e_2 + e_a$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}; e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; L/250\}; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

L : longueur réelle de l'élément comprimé ;

L_f : longueur de flambement de l'élément ;

h : hauteur totale de la section ;

e_1 : excentricité dite du premier ordre ;

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_1 = \frac{0,406}{1,54} = 0,26\text{m} \quad e_2 = \frac{3 \times 3,775^2}{10000 \times 0,8} (2 + 1 \times 2) = 0,02\text{m};$$

$$e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; 7,45/250\} = 0,03\text{m} \quad e = 0,26 + 0,02 + 0,03 = 0,313\text{m}$$

Calcul de l'effort de compression centré maximal supportable par le béton $N_{b \max}$

$$N_{b \max} = bhf_{bc} = 0,9 \times 0,9 \times 0,85 \times 25/1,5 = 11\text{MPa}$$

Calcul du coefficient de remplissage ψ_1

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b \max}} = \frac{1,54}{11} = 0,13$$

Détermination de l'excentricité critique relative

$$\psi_1 < 0,81 \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,13}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,13})} = 0,16\text{m}$$

Calcul de e_{NC}

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,16 \times 0,9 = 0,15\text{m}$$

Nous avons $e > e_{NC}$, donc la section est partiellement comprimée.

Nous allons donc calculer les sections d'aciers en flexion simple de moment fictif :

$$M_{\text{ufictif}} = N_u(e + (d - 0,5h)) = 1,54(0,313 + (0,81 - (0,5 \times 0,9))) = 1,04\text{MNm}$$

Calcul de μ_u pour la recherche du pivot

$$\mu_u = \frac{M_{\text{ufictif}}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,04}{0,9 \times 0,81^2 \times 14,17} = 0,124$$

Calcul du paramètre de déformation α

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,124}) = 0,166 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Calcul du bras de levier z

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,81(1 - (0,4 \times 0,166)) = 0,76\text{m}$$

Calcul de la section d'acier fictive A_{stfictif}

$$A_{\text{stfictif}} = \frac{M_{\text{ufictif}}}{z f_{\text{su}}} = \frac{1,04}{0,76 \times 347,83} = 39,34\text{cm}^2$$

Calcul de la section d'acier réelle

$$A_{\text{stréelle}} = A_{\text{stfictif}} - \frac{N_u}{f_{\text{su}}} = 39,34 \times 10^{-4} - \frac{1,54}{347,83} = -4,86\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité

Section d'acier minimale

$$A_{\text{smin}} = 4\text{cm}^2 \times \text{périmètre} = 4\text{cm}^2 \times 4 \times 0,9 = 14,4\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} > A_{\text{st}} \Rightarrow A_{\text{st}} = A_{\text{min}} = 14,4\text{cm}^2$$

Choix : 3HA25 totalisant 14,73cm².

IV. Ferrailage de la semelle de la pile

1. Combinaisons des moments

Les combinaisons utilisées sont les mêmes que celle utilisée ci-dessus :

✚ ELS

$$C_1 = 0$$

$$C_2 = 1,2 \times 79,21 = 95,05\text{kNm}$$

$$C_3 = 1,2 \times 966 = 1159,2\text{kNm}$$

$$C_4 = 0$$

$$C_5 = 207,84 + 166,4 = 374,24\text{kNm}$$

✚ ELU

$$C_1 = 0$$

$$C_2 = 1,6 \times 79,21 = 126,74\text{kNm}$$

$$C_3 = 1,6 \times 966 = 1545,6\text{kNm}$$

$$C_4 = 0$$

$$C_5 = 1,35(207,84 + 166,4) = 505,224\text{kNm}$$

2. Calcul des dimensions de la semelle

Nous allons déterminer les dimensions de la semelle qui permettent de vérifier les contraintes admissibles sur le sol support connaissant la charge transmise par l'ouvrage. La semelle est soumise à des moments dans deux directions perpendiculaires simultanément. Nous allons donc chercher la contrainte constante due à ces deux moments. Le calcul se fera à l'ELS. La

contrainte de calcul à l'ELS du sol est $q = 0,29\text{MPa}$ et la charge est $P_{\text{ser}} = 4917,79\text{kN}$.

Les dimensions de la semelle sont données par :

$$A = 2e_x + \sqrt{\frac{kPe_x}{qe_y}} \text{ et } B = 2e_y + \sqrt{\frac{kPe_y}{qe_x}}$$

- **Calcul des excentricités de la charge ultime P**

$$e_x = \frac{M_x}{P} = \frac{374,24 \times 3}{4917,79} = 0,228\text{m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P} = \frac{1159,2 \times 3}{4917,79} = 0,707\text{m}$$

- **Calcul des dimensions de la semelle**

$$A = 2 \times 0,228 + \sqrt{\frac{1 \times 4,91779 \times 0,228}{0,29 \times 0,707}} = 2,79\text{m}$$

$$B = 2 \times 0,707 + \sqrt{\frac{1 \times 4,91779 \times 0,707}{0,29 \times 0,228}} = 8,66\text{m}$$

$$H = \frac{A - b}{4} + 0,05 = \frac{2,79 - 1}{4} + 0,05 = 0,4975\text{m}$$

Nous prenons **A = 3m ; B = 9m et H = 0,6m.**

3. Vérification des contraintes

$$\text{Poids des terres} = 20[(20,76 \times 1,9) + (4,32 \times 1,30)] = 901,2\text{kN}$$

$$\text{Poids de la semelle} = (25 \times 27 \times 0,6) + (25 \times 6,24 \times 0,6) = 498,6\text{kN}$$

Les efforts sont :

$$N_u = (3 \times 1537,53) + (1,35 \times 1399,8) = 6502,32\text{kN}$$

$$N_{\text{ser}} = (3 \times 1306,6) + (1399,8) = 5319,6\text{kN}$$

ELS

Les excentricités sont :

$$e_x = \frac{M_x}{N_{\text{ser}}} = \frac{374,24 \times 3}{5319,6} = 0,211\text{m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_{\text{ser}}} = \frac{1159,2 \times 3}{5319,6} = 0,654\text{m}$$

Les excentricités relatives sont :

$$x = \frac{e_x}{A} = \frac{0,211}{3} = 0,07$$

$$y = \frac{e_y}{B} = \frac{0,654}{9} = 0,073$$

Les contraintes valent :

$$p_1 = \frac{N_{ser}}{AB(1 - 2x)} = \frac{5319,6}{3 \times 9(1 - 2 \times 0,07)} = 0,229 \text{MPa}$$

$$p_2 = \frac{N_{ser}}{AB(1 - 2y)} = \frac{5319,6}{3 \times 9(1 - 2 \times 0,073)} = 0,231 \text{MPa}$$

La contrainte constante sous la semelle est :

$$p = \frac{kABp_1p_2}{N_{ser}} = \frac{0,93 \times 3 \times 9 \times 0,229 \times 0,231}{5319,6} = 0,25 \text{MPa} < q = 0,29 \text{MPa}$$

ELU

Les excentricités sont :

$$e_x = \frac{M_x}{N_u} = \frac{505,224 \times 3}{6502,32} = 0,233 \text{m}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_u} = \frac{1545,6 \times 3}{6502,32} = 0,713 \text{m}$$

Les excentricités relatives sont :

$$x = \frac{e_x}{A} = \frac{0,233}{3} = 0,078$$

$$y = \frac{e_y}{B} = \frac{0,713}{9} = 0,08$$

Les contraintes valent :

$$p_1 = \frac{N_u}{AB(1 - 2x)} = \frac{6502,32}{3 \times 9(1 - 2 \times 0,078)} = 0,285 \text{MPa}$$

$$p_2 = \frac{N_u}{AB(1 - 2y)} = \frac{6502,32}{3 \times 9(1 - 2 \times 0,08)} = 0,287 \text{MPa}$$

La contrainte constante sous la semelle est :

$$p = \frac{kABp_1p_2}{N_u} = \frac{0,917 \times 3 \times 9 \times 0,285 \times 0,287}{6502,32} = 0,311 \text{MPa} < q = 0,823 \text{MPa}$$

4. Ferrailage transversal de la semelle

Connaissant la contrainte à la base de la semelle, le moment dans la console AB est donné par :

$$M_u = p \frac{AB^2}{2} = 0,311 \frac{\left(\frac{3-1}{2}\right)^2}{2} = 0,1555 \text{MNm/m}$$

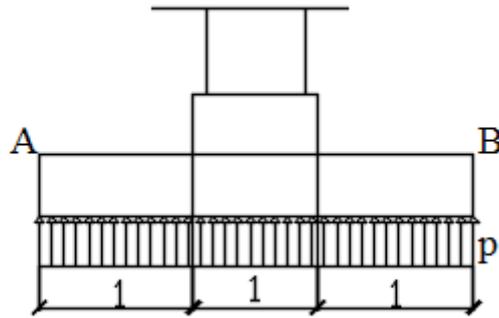


Figure 67 : Schéma statique de calcul de la semelle (ferraillage transversal)

✓ Calcul des armatures transversales

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,1555}{1 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,038$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,038)}) = 0,048$$

$$\alpha_u = 0,048 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,54(1 - (0,4 \times 0,048)) = 0,53\text{m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,1555}{0,53 \times 348} = 8,44\text{cm}^2$$

Choix: 7HA14 totalisant 10,78cm².

5. Ferraillage longitudinal de la semelle

Pour le calcul des aciers longitudinaux, nous utilisons la méthode des moments. La semelle sera considérée comme une poutre supportant une charge répartie et reposant sur trois appuis.

La charge répartie est :

$$P_u = N_u/B = 6502,32/9 = 722,48\text{kN/m}$$

Les sollicitations ont été calculées à l'aide du logiciel RDM6 et les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 94 : Sollicitations de la semelle.

Moment maximal (kNm)		Effort tranchant maximal (kN)
En travée	Sur appui	
518,4	1911	1899

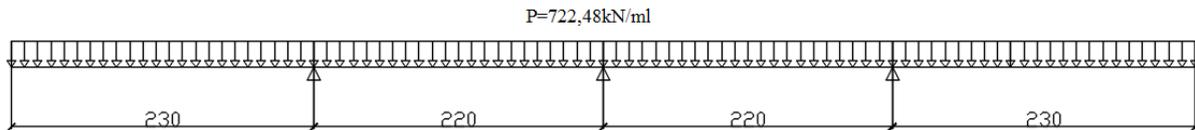


Figure 68 : Schéma statique de calcul de la semelle (ferraillage longitudinal)

✓ **Calcul des aciers en travée**

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,5184}{3 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,042$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,042)}) = 0,053$$

$$\alpha_u = 0,053 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Calcul du bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,54(1 - (0,4 \times 0,053)) = 0,53\text{m}$$

Section d'acier tendue

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,5184}{0,53 \times 348} = 28,2\text{cm}^2$$

Choix: 19HA14 totalisant 29,26cm² espacés de 14cm.

✓ **Calcul des aciers sur appui**

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{1,911}{3 \times (0,54)^2 \times 14,17} = 0,15$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,15)}) = 0,21$$

$$\alpha_u = 0,21 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Calcul du bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha u) = 0,54(1 - (0,4 \times 0,21)) = 0,495\text{m}$$

Calcul de la section d'acier tendue

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{1,911}{0,495 \times 348} = 111,1\text{cm}^2$$

Choix: 24HA25 totalisant 112,93cm² espacés de 15cm.

✓ **Section d'acier minimale**

$$A_{s\min} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}; \frac{bh}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 3,5 \times 0,63 \times 2,1}{400}; \frac{3,5 \times 0,7}{1000} \right\} = 26,63\text{cm}^2$$

$A_s > A_{s\min}$ condition vérifiée

✓ **Armatures d'effort tranchant**

✚ **Vérification du cisaillement du béton**

Effort tranchant = 1899kN

La contrainte tangente conventionnelle vaut sur l'appui le plus chargé:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0d} = \frac{1899}{3 \times 0,54} = 1,15\text{MPa}$$

La contrainte tangente admissible vaut en Fissuration Peu Préjudiciable :

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0,20 \times 25}{1,5}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ul}$ (vérifié)

$\tau_u < \frac{0,07f_{cj}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa}$ alors aucune armatures d'effort tranchant n'est requise.

Néanmoins, nous disposerons des cadres et étriers de construction de diamètre 10mm pour maintenir les aciers supérieurs.

V. Calcul du chevêtre

Le chevêtre sera calculé comme une poutre reposant sur trois appuis en flexion simple. Il reçoit six appareils d'appui donc les charges et surcharges d'une travée au total.

1. Descente de charge sur le chevêtre

Les charges prises en compte pour le calcul sont les réactions de la dalle et des surcharges routières dans les appareils d'appui. Après modélisation sur RDM6, on a eu les sollicitations suivantes :

Tableau 95 : Sollicitations du chevêtre

	ELU	ELS
Moment		
Moment en travée (kNm)	10,53	7,804
Moment sur appui inter (kNm)	20,16	14,93
Moment sur appui de rive (kNm)	7,047	5,22
Effort tranchant		
Sur appui de rive de gauche (kN)	23,49	17,4
Sur appui de rive de droite (kN)	37,1	27,48
Sur appui intermédiaire (kN)	49,03	36,32

2. Calcul des armatures à l'ELU

✓ Calcul des aciers en travée

Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{10,53 \cdot 10^{-3}}{1,45 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 0,001$$

Recherche du pivot

$$\alpha u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,001)}) = 0,001$$

$$\alpha u = 0,001 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha u) = 0,72(1 - (0,4 \times 0,001)) = 0,72 \text{ m}$$

Section d'acier tendue

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{10,53 \times 10^{-3}}{0,72 \times 348} = 0,4 \text{ cm}^2$$

Section d'acier minimale

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{b h}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1,45 \times 0,72 \times 2,1}{400}; \frac{1,45 \times 0,8}{1000} \right\} = 12 \text{ cm}^2$$

$A_s < A_{smin}$ condition vérifiée

$$A_s = A_{smin} = 12,6 \text{ cm}^2$$

Choix: 12HA12 totalisant 13,56cm².

✓ Verification à l'ELS

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 13,56}{145} \left[\sqrt{1 + \frac{145(72 \times 13,56)}{7,5(13,56)^2}} - 1 \right] = 13,9 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(d-y)^2)$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 145 \times (13,9)^3 \right) + (15 \times 16,08(72 - 13,9)^2) = 944002,03 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{7,804 \cdot 10^{-3}}{9,44 \times 10^{-3}} \right) \times 13,9 = 0,115 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{7,804 \cdot 10^{-3}}{9,44 \times 0,001} (0,72 - 0,139) = 7,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{sELS} \text{ (condition vérifiée)}$$

✓ Calcul des aciers sur appui

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{20,16 \cdot 10^{-3}}{1,45 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 19 \cdot 10^{-4}$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 19 \cdot 10^{-4})}) = 0,002$$

$$\alpha_u = 0,002 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,72(1 - (0,4 \times 0,002)) = 0,72 \text{ m}$$

Section d'acier tendue

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{20,16 \times 10^{-3}}{0,72 \times 348} = 0,8 \text{ cm}^2$$

✓ Section d'acier minimale

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{b h}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1,45 \times 0,72 \times 2,1}{400}; \frac{1,45 \times 0,8}{1000} \right\} = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{smin} \text{ condition vérifiée}$$

$$A_s = A_{smin} = 12,6 \text{ cm}^2$$

Choix: 12HA12 totalisant 13,56cm².

✓ **Vérification à l'ELS**

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 16,08}{145} \left[\sqrt{1 + \frac{145(72 \times 16,08)}{7,5(16,08)^2}} - 1 \right] = 13,9\text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(d-y)^2)$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 145 \times (13,9)^3 \right) + (15 \times 16,08(72 - 13,9)^2) = 944002,03\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{14,93 \cdot 10^{-3}}{9,44 \times 10^{-3}} \right) \times 13,9 = 0,22\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (condition vérifiée)

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{14,93 \cdot 10^{-3}}{9,44 \times 10^{-3}} (0,72 - 0,139) = 13,78\text{MPa}$$

$\sigma_s < \sigma_{sELS}$ (condition vérifiée)

3. Vérification à l'effort tranchant

✚ Vérification du cisaillement du béton

La contrainte tangente conventionnelle vaut sur l'appui le plus chargé:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{49,03}{1,45 \times 0,72} = 0,047\text{MPa}$$

La contrainte tangente admissible vaut en Fissuration Peu Préjudiciable :

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ul}$ (vérifié) \Rightarrow Armatures d'âmes droites

$$\frac{0,07f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17\text{MPa}$$

$\tau_u < \frac{0,07f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow$ aucune armatures d'effort tranchant n'est requise.

Néanmoins, nous allons disposer des cadres de construction pour des questions de disposition constructive. Leur diamètre sera des $\phi 10$.

✚ Vérification des appuis

- Armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{f_e/\gamma_s} = \frac{49,03 + \frac{-20,16}{0,9 \times 0,72}}{400/1,15} = 0,5\text{cm}^2 \text{ vérifié}$$

- **Compression du béton**

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(0,76; 0,9 \times 0,72) = 0,648\text{m}$$

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ab_0 = 0,4 \frac{25}{1,5} \times 0,648 \times 1,45 = 6,26\text{MN} \text{ vérifié}$$

- **Contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui**

$$\sigma_{bcmoyen} = \frac{2V_u}{ab} = \frac{2 \times 49,03}{0,648 \times 1,45} = 0,104\text{MPa} \leq 1,3 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,67\text{MPa} \text{ vérifié}$$

- **Longueur de scellement droit**

$$\text{Aciers HA 400 et } f_{c28} = 35\text{MPa} \Rightarrow L_s = 27\phi = 27 \times 1,6 = 43,2\text{cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$\text{Barres HA } L_R = 0,6L_s = 26\text{cm}.$$

D. DIMENSIONNEMENT DE LA CULEE

I. Predimensionnement de la semelle

- **La largeur de la semelle**

Elle est calculée à l'aide de la formule suivante selon le PP73 :

$$B = \sqrt{2h \left(1 + \frac{h}{3}\right)} = \sqrt{2 \times 3,4 \left(1 + \frac{3,4}{3}\right)} = 3,81\text{m}$$

On adoptera **B = 4m**.

- **La hauteur de la semelle**

$$H = \frac{B - b}{4} + 0,05\text{m: condition de rigidité}$$

$$H = \frac{4 - 1}{4} + 0,05 = 0,8\text{m}$$

On prendra **H = 0,8m**.

II. Stabilité de la culée

Nous allons étudier la stabilité interne de la culée c'est-à-dire sa stabilité en l'absence des surcharges routières qui constituent des actions stabilisantes. Il s'agit donc s'assurer que la culée soit stable au renversement et au glissement sous son seul poids propre.

Tableau 96 : Moments stabilisants de la culée.

Eléments de la culée	Poids (kN)	Bras de levier (m)	Moment (kNm)	Moment ELU (kNm)
Mur garde grève	2,9	1,95	5,66	7,63
	40,6	2,175	88,31	119,21
Corbeau	35,525	2,35	83,48	112,70
	17,7625	2,2333	39,67	53,55
Mur en retour	87	4,35	378,45	510,91
	36,75	4,7167	173,34	234,01
	91,2	2,95	269,04	363,20
Dalle de transition	130,5	3,85	502,43	678,27
Mur de front	434,28	1,5	651,42	879,42
Semelle	544	2	1088,00	1468,80
Poids des terres amont	709,92	3	2129,76	2875,18
Poids des terres aval	135,72	0,5	67,86	91,61
Poussée des terres aval	29,38	1,23	36,13	48,78
Surcharge sur remblai	116	3	348,00	469,80
Somme des moments stabilisants			5861,54	7913,08

Tableau 97 : Moments renversants de la culée

Charges	Poids (kN)	Bras de levier (m)	Moment (kNm)	Moment ELU
Poussée des terres	201	1,93	387,82	523,56
Poussée de la surcharge	65,67	2,5	164,17	246,25
Somme des moments renversants			551,99	769,81

1. Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est assurée si le coefficient de glissement est inférieur au coefficient de frottement béton sur terre f . La semelle étant fondée sur l'argile, on prendra la valeur du coefficient de frottement de ce dernier qui est égal à 0,3 selon le BAEL 83.

$$\text{Coefficient de glissement} = \frac{\sum \text{forces horizontales}}{\sum \text{forces verticales}}$$

$$cg = \frac{(1,35 \times (201 - 29,38)) + (1,5 \times 65,67)}{2382,16} = 0,14 < 0,3$$

2. Stabilité au renversement

La stabilité au renversement est assurée si la section est entièrement comprimée ; autrement dit si la résultante tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle. La semelle étant rectangulaire, on a :

$$\frac{-B}{6} < e = \frac{\text{Moment}_{\text{stabilisant}}}{N} < \frac{B}{6}$$

Alors :

$$e = \frac{5861,54}{2382,16} = 2,46\text{m.}$$

L'excentricité $e = 2,46\text{m}$ du point A, soit à $0,46\text{m}$ à droite du milieu G de la semelle.

La stabilité au renversement est assurée car : $0,46\text{m} < 0,67\text{m}$

De plus, nous avons un coefficient de sécurité est supérieur à 1,5.

$$C = \frac{\sum M_s}{\sum M_{r,u}} = \frac{5861,54}{769,81} = 7,61 > 1,5$$

3. Vérification des contraintes

L'effort normal est :

$$Nu = 1,35 \times 2382,16 + 1,5 \times 116 = 3389,92\text{kN}$$

Le moment est :

$$Mu = |Qr - (N \times e)| = |769,81 - 48,78 - (3389,92 \times 0,46)| = 838,33\text{kNm}$$

Les caractéristiques de la semelle

$$\text{Aire } A = B \times h = 6,8 \times 4 = 27,2\text{m}^2$$

$$\text{Inertie } I = \frac{B \times h^3}{12} = \frac{6,8 \times 4^3}{12} = 36,27\text{m}^4$$

Calcul des contraintes sous la semelle

$$\sigma_{\max} = \frac{Nu}{A} + \frac{My}{I} = \frac{3389,92}{27,2} + \frac{838,33 \times (4/2)}{36,27} = 0,171\text{MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{Nu}{A} - \frac{My}{I} = \frac{3389,92}{27,2} - \frac{838,33 \times (4/2)}{36,27} = 0,078\text{MPa}$$

La contrainte au point situé au quart de la largeur de la semelle doit être inférieure à la contrainte du sol :

$$\sigma_{3B/4} = \frac{3\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{4} = \frac{(3 \times 0,171) - 0,078}{4} = 0,109\text{MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0,822\text{MPa}$$

III. Calcul du mur de front

Le mur de front est un voile d'épaisseur constante sur toute sa longueur. Elle a une épaisseur de 100 cm pour permettre un bon bétonnage ; sa longueur est de 6,6m. Elle est soumise à des charges permanentes telles que le poids de la tête de culée et son poids propre ainsi que des charges d'exploitation telles que les surcharges routières. Dans le tableau suivant sont consignées les sollicitations agissantes sur le mur de front.

Tableau 98 : Sollicitations agissantes sur le mur de front

Type de charges	Eléments agissants sur le mur de front	Forces verticales (kN)	Forces horizontales (kN)	Bras de leviers (m)	Moment (kNm)	
Charges permanentes	Mur garde grève	2,9	-	0,45	1,31	
		40,6		0,68	27,41	
	Corbeau	35,525		0,85	30,20	
		17,7625		0,73	12,97	
	Mur en retour	87		2,85	247,95	
		36,75		3,22	118,21	
		91,2		1,45	132,24	
	Dalle de transition	130,5		2,35	306,68	
	Mur de front	434,28		0,00	0,00	
	Tablier	644,595		0,00	0,00	
	Poussée des terres amont	-		200,94	1,13	227,07
Poussée des terres aval	-	29,38	0,43	12,63		
Surcharges routières	A(l)	440	-	0,00	0	
	Bc	617,584		0,00	0	
	Br	113		0,00	0	
	Mc120	986,214		0,00	0	
	Me120	722,568		0,00	0	
	Trottoir	6,75		0,00	0	
	Freinage A1	-		24,6	2,74	67,43
	Effort de freinage	-		300	2,74	822,30
Poussée de la surcharge sur le remblai		-	65,6676	1,70	111,63	

1. Combinaisons des sollicitations

Les combinaisons utilisées sont celles du BAEL.

ELS

$$C_1 = G_{\max} + Ret$$

$$C_2 = C_1 + 1,2(A_I + F_{AI}) + 0,6T_{LD} + 1,2S_R$$

$$C_3 = C_1 + 1,2(B_c + F_{BC}) + 0,6T_{LD} + 1,2S_R$$

$$C_4 = C_1 + M_{C_{120}} + 0,6T_{LD}$$

ELU

$$C_5 = 1,35C_1 + 1,6(A_I + F_{AI}) + 0,78T_{LD} + 1,6S_R$$

$$C_6 = 1,35C_1 + 1,6(B_c + F_{BC}) + 0,78T_{LD} + 1,6S_R$$

$$C_7 = C_1 + 1,35M_{C_{120}} + 0,78T_{LD}$$

- G_{\max} : charge permanente maximale provenant du tablier.
- T_{LD} : surcharge du trottoir.
- S_R : surcharge sur le remblai.

✓ Effort normal

✚ ELS

$$C_1 = 876,52 + 644,595 = 1521,11\text{kN}$$

$$C_2 = 1521,11 + (1,2 \times 440) + (0,6 \times 6,75) = 2053,17\text{kN}$$

$$C_3 = 1521,11 + (1,2 \times 617,58) + (0,6 \times 6,75) = 2266,26\text{kN}$$

$$C_4 = 1521,11 + 986,21 + (0,6 \times 6,75) = 2511,37\text{kN}$$

✚ ELU

$$C_5 = (1,35 \times 1521,11) + (1,6 \times 440) + (0,78 \times 6,75) = 2762,76\text{kN}$$

$$C_6 = (1,35 \times 1521,11) + (1,6 \times 617,584) + (0,78 \times 6,75) = 3046,9\text{kN}$$

$$C_7 = 1521,11 + (1,35 \times 986,21) + (0,78 \times 6,75) = 2857,76\text{kN}$$

✓ Moment

✚ ELS

$$C_1 = 889,58 - 227,07 = 662,51\text{kNm}$$

$$C_2 = 662,51 + (1,2 \times 67,43) - (1,2 \times 111,63) = 609,47\text{kNm}$$

$$C_3 = 662,51 + (1,2 \times 822,3) - (1,2 \times 111,63) = 1515,31\text{kNm}$$

$$C_4 = 662,51\text{kNm}$$

✚ ELU

$$C_5 = (1,35 \times 662,51) + (1,6 \times 67,43) - (1,6 \times 111,63) = 823,67\text{kNm}$$

$$C_6 = (1,35 \times 662,51) + (1,6 \times 822,3) - (1,6 \times 111,63) = 2031,46\text{kNm}$$

$$C_7 = 662,51 \text{ kNm}$$

✓ **Effort tranchant**

$$V_u = 1,35 \text{ Poussée des terres} + 1,5(F_{Bc} + \text{Surcharge sur le remblai})$$

$$V_u = (1,35 \times (200,94 - 29,38)) + 1,5(300 + 65,67) = 780,11 \text{ kN}$$

Les résultats des combinaisons ci-dessus sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 99 : Sollicitations combinées par mètre linéaire du mur de front

Moment (kNm)		Effort normal (kNm)		Effort tranchant (kN)
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
307,80	229,59	461,65	380,51	780,11

2. Ferrailage du mur de front

Le mur de front est sollicité en flexion composée car il est soumis à des efforts de compression et de renversement. Nous allons donc le calculer comme une section rectangulaire de base $b = 1 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,8 \text{ m}$ en flexion composée.

✓ **Calcul des armatures à l'ELU**

Calcul de l'excentricité

$$L' \text{ excentricité } e \text{ est : } e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}; e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; L/250\}; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

L : longueur réelle de l'élément comprimé ;

L_f : longueur de flambement de l'élément ;

h : hauteur totale de la section ;

e_1 : excentricité dite du premier ordre ;

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_1 = \frac{0,308}{0,46} = 0,67 \text{ m} \quad e_2 = \frac{3 \times 5,3^2}{10000 \times 1} (2 + 1,06 \times 2) = 0,03 \text{ m};$$

$$e_a = \text{Max}\{2\text{cm}; 2,65/250\} = 0,02 \text{ m} \quad e = 0,67 + 0,03 + 0,02 = 0,721 \text{ m}$$

Calcul de l'effort de compression centré maximal supportable par le béton $N_{b \text{ max}}$

$$N_{b \text{ max}} = bhf_{bc} = 1 \times 1 \times 0,85 \times 25/1,5 = 14 \text{ MPa}$$

Calcul du coefficient de remplissage ψ_1

$$\psi_1 = \frac{N_u}{N_{b_{\max}}} = \frac{0,46}{14} = 0,03$$

Détermination de l'excentricité critique relative

$$\psi_1 < 0,81 \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,03}}{4(3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,03})} = 0,166m$$

Calcul de e_{NC}

$$e_{NC} = \xi \times h = 0,166 \times 1 = 0,166m$$

Nous avons $e > e_{NC}$, donc la section est partiellement comprimée.

Nous allons donc calculer les sections d'aciers en flexion simple de moment fictif :

$$M_{ufictif} = N_u(e + (d - 0,5h)) = 0,46(0,721 + (0,9 - (0,5 \times 1))) = 0,52MNm/m$$

Calcul de μ_u pour la recherche du pivot

$$\mu_u = \frac{M_{ufictif}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,52}{1 \times 0,9^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_{AB} \Rightarrow \text{Pivot A}$$

Calcul du paramètre de déformation α

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) = 0,058$$

Calcul du bras de levier z

$$z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,9(1 - (0,4 \times 0,058)) = 0,88m$$

Calcul de la section d'acier fictive $A_{stfictif}$

$$A_{stfictif} = \frac{M_{ufictif}}{z f_{su}} = \frac{0,52}{0,88 \times 347,83} = 16,93cm^2$$

Calcul de la section d'acier réelle

$$A_{stréelle} = A_{stfictif} - \frac{N_u}{f_{su}} = 16,93 \times 10^{-4} - \frac{0,46}{347,83} = 3,66cm^2$$

Condition de non fragilité : $A_{stréelle} \geq A_{smin}$

Calcul de la section d'acier minimale

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{1 \times 1}{1000}; 0,23 \times 1 \times 0,9 \times \frac{2,1}{400} \right\} = 10,87cm^2$$

La condition de fragilité n'est pas vérifiée.

$$A_{st} = A_{smin} = 10,87cm^2$$

Choix : 8HA14 totalisant 12,31cm².

✓ **Vérification à l'ELS**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,23}{0,38} = 0,6m$$

$$c = 0,5h - e = 0,5 \times 1 - 0,6 = -0,1\text{m}$$

$$p = -3c^2 - 90A'_s \frac{c - d'}{b} + 90A_s \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$p = -3(-0,1)^2 + 90 \times 0,0012 \frac{(0,9 + 0,098)^2}{1} = 0,079$$

$$q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c - d')^2}{b} - 90A_s \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$q = -2(-0,098)^3 - 90 \times 0,0012 \frac{(0,9 + 0,098)^2}{1} = -0,11$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (-0,11)^2 + \frac{4 \times (0,081^3)}{27} = 0,012$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 0,5(\sqrt{0,012} + 0,14) = 0,11$$

$$u = \sqrt[3]{t} = \sqrt[3]{0,11} = 0,48$$

$$z = u - \frac{p}{3u} = 0,48 - \frac{0,081}{3 \times 0,48} = 0,42\text{m}$$

La distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section est :

$$y_{\text{ser}} = z + c = 0,42 - 0,1 = 0,32\text{m}$$

L'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = \frac{by_{\text{ser}}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{\text{ser}})^2 + A'_s(y_{\text{ser}} - d')^2]$$

$$I = \frac{1 \times 0,32^3}{3} + 15[0,0012(0,9 - 0,32)^2] = 0,02\text{m}^4$$

Les contraintes :

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{zN_{\text{ser}}}{I} y_{\text{ser}} = \frac{0,42 \times 0,38}{0,02} \times 0,322 = 3\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{zN_{\text{ser}}}{I} (d - y_{\text{ser}}) = \frac{15 \times 0,42 \times 0,38}{0,02} (0,9 - 0,322) = 81,91\text{MPa} < 201,63\text{MPa}$$

Les contraintes sont bien vérifiées à l'Etat Limite de Service.

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12,31}{4} = 3,08\text{cm}^2$$

Choix : HA 10 espacés de 15cm.

✓ **Armatures sur la face avant :** les armatures principales seront des HA12 et les armatures de répartition des HA10.

✓ **Aciers transversaux**

Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_{ul}$$

$$\tau_{ul} = \min\left(\frac{0,15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{780,11}{1 \times 0,9} = 0,867\text{MPa} < \tau_{ul}$$

$$\frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17\text{MPa}$$

$$\tau_u < \frac{0,05f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{il n'est pas nécessaire de prévoir d'armatures transversales.}$$

IV. Dimensionnement de la semelle de la culée

Dans le tableau ci-dessous nous avons évalué les sollicitations qui agissent sur la semelle. Les moments ont été calculés par rapport au centre de gravité de la semelle.

Tableau 100 : Sollicitations de la semelle

Type de charges	Éléments de la culée	Forces verticales (kN)	Forces horizontales (kN)	Bras de leviers (m)	Moment (kNm)	
Charges permanentes	Mur garde grève	2,9		0,05	0,15	
		40,6		0,175	7,11	
	Corbeau	35,525		0,35	12,43	
		17,76		0,2333	4,14	
	Mur en retour	87		2,35	204,45	
		36,75		2,7167	99,84	
		91,2		0,95	86,64	
	Dalle de transition	130,5		1,85	241,43	
	Mur de front	437,25		0,5	218,63	
	Tablier	644,595		0,5	322,30	
	Semelle	544		0	0,00	
	Poids des terres amont	709,92		1	709,92	
	Poids des terres aval	135,72		1,5	203,58	
	Poussée des terres amont			200,94	1,93	387,82
	Poussée des terres aval			29,38	1,23	36,13

Type de charges	Eléments de la culée	Forces verticales (kN)	Forces horizontales (kN)	Bras de leviers (m)	Moment (kNm)
Surcharges routières	A(l)	440		0,5	220,00
	Bc	617,584		0,5	308,79
	Br	113		0,5	56,50
	Mc120	986,21		0,5	493,11
	Me120	722,57		0,5	361,28
	Trottoir	6,75		0,5	3,38
	Freinage A1		24,6	3,541	87,11
	Effort de freinage		300	3,541	1062,30
Surcharge sur le remblai	Poids de la surcharge	116		1	116,00
	Poussée surcharge		65,6676	2,5	164,17

1. Combinaisons des sollicitations

Les combinaisons utilisées sont les mêmes que dans le cas du mur de front.

✓ Effort normal

✚ ELS

$$C_1 = 2269,13 + 644,595 = 2913,72\text{kN}$$

$$C_2 = 2913,72 + (1,2 \times 440) + (0,6 \times 6,75) + (1,2 \times 116) = 3985,92\text{kN}$$

$$C_3 = 2913,72 + (1,2 \times 617,584) + (0,6 \times 6,75) + (1,2 \times 116) = 3798,07\text{kN}$$

$$C_4 = 2913,72 + 986,214 + (0,6 \times 6,75) = 3904\text{kN}$$

✚ ELU

$$C_5 = (1,35 \times 2913,72) + (1,6 \times 440) + (0,78 \times 6,75) + (1,6 \times 116) = 4828,39\text{kN}$$

$$C_6 = (1,35 \times 2913,72) + (1,6 \times 617,584) + (0,78 \times 6,75) + (1,6 \times 116) = 5112,52\text{kN}$$

$$C_7 = 2913,72 + (1,35 \times 986,214) + (0,78 \times 6,75) = 4250,37\text{kN}$$

✓ Moment

✚ ELS

$$C_1 = 1402,09 - 1132,47 = 269,62\text{kNm}$$

$$C_2 = 269,62 + 1,2(87,11 - 220) - (0,6 \times 3,38) + 1,2(116 - 164,17) = 50,32\text{kNm}$$

$$C_3 = 269,62 + 1,2(1062,3 - 308,79) - (0,6 \times 3,38) + 1,2(116 - 164,17) = 1114\text{kNm}$$

$$C_4 = 269,62 - 493,11 - (0,6 \times 3,38) = 225,52 \text{ kNm}$$

ELU

$$C_2 = 1,35 \times 269,62 + 1,6(87,11 - 220) - 0,78 \times 3,38 + 1,6(116 - 164,17) = 71,6 \text{ kNm}$$

$$C_3 = 1,35 \times 269,62 + 1,6(1062 - 308,7) - 0,78 \times 3,38 + 1,6(116 - 164,1) = 1490 \text{ kNm}$$

$$C_4 = 269,62 - (1,35 \times 493,11) - (0,78 \times 3,38) = 398,71 \text{ kNm}$$

Tableau 101 : Récapitulatif des combinaisons

Moment (kNm)		Effort normal (kNm)	
ELU	ELS	ELU	ELS
1490	1114	5112,52	3904

2. Calcul des contraintes à la base de la semelle

$$\sigma_{\max,u} = \frac{Nu}{A} + \frac{My}{I} = \frac{5112,52}{27,2} + \frac{1490 \times (4/2)}{36,27} = 0,270 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min,u} = \frac{Nu}{A} - \frac{My}{I} = \frac{5112,52}{27,2} - \frac{1490 \times (4/2)}{36,27} = 0,106 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max,s} = \frac{Nser}{A} + \frac{My}{I} = \frac{3904}{27,2} + \frac{1114 \times (4/2)}{36,27} = 0,205 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min,s} = \frac{Nser}{A} - \frac{My}{I} = \frac{3904}{27,2} - \frac{1114 \times (4/2)}{36,27} = 0,082 \text{ MPa}$$

3. Calcul des sollicitations dans les consoles

Nous allons déterminer les sollicitations dans les deux consoles de la semelle et procéder au ferrailage avec les sollicitations maximales.

- **Console AC : le patin de la semelle.**

ELU

$$AC = 1 \text{ m} ; BC = 3 \text{ m} \text{ et } AB = 4 \text{ m.}$$

Calcul de la contrainte en C

$$\sigma_{1,u} = \frac{BC}{AB} (\sigma_{\max,u} - \sigma_{\min,u}) + \sigma_{\min,u}$$

$$\sigma_{1,u} = \frac{3}{4} (0,27 - 0,106) + 0,106 = 0,229 \text{ MPa}$$

Calcul de la résultante dans la console AC

$$R_{1,u} = \frac{(\sigma_{\max,u} + \sigma_{1,u}) \times AC \times L}{2} = \frac{(0,27 + 0,229) \times 1 \times 6,8}{2} = 1696,6 \text{ kN}$$

Calcul du moment dans la console AC

$$M_{1,u} = R_{1,u} \times \frac{AC}{3} \left(\frac{2\sigma_{\max,u} + \sigma_{1,u}}{\sigma_{\max,u} + \sigma_{1,u}} \right) = 1696,6 \times \frac{1}{3} \left(\frac{2 \times 0,27 + 0,229}{0,27 + 0,229} \right) = 873,53 \text{ kNm}$$

ELS

Calcul de la contrainte en C

$$\sigma_{1,s} = \frac{BC}{AB} (\sigma_{\max,s} - \sigma_{\min,s}) + \sigma_{\min,s}$$

$$\sigma_{1,s} = \frac{3}{4} (0,205 - 0,082) + 0,082 = 0,174 \text{ MPa}$$

Calcul de la résultante dans la console AC

$$R_{1,s} = \frac{(\sigma_{\max,s} + \sigma_{1,s}) \times AC \times L}{2} = \frac{(0,205 + 0,174) \times 1 \times 6,8}{2} = 1288,6 \text{ kN}$$

Calcul du moment dans la console AC

$$M_{1,s} = R_{1,s} \times \frac{AC}{3} \left(\frac{2\sigma_{\max,s} + \sigma_{1,s}}{\sigma_{\max,s} + \sigma_{1,s}} \right) = 1288,6 \times \frac{1}{3} \left(\frac{2 \times 0,205 + 0,174}{0,205 + 0,174} \right) = 661,87 \text{ kNm}$$

• Console BD : le talon de la semelle

ELU

$$\sigma_{2,u} = \frac{BD}{CD} (\sigma_{1,u} - \sigma_{\min,u}) + \sigma_{\min,u}$$

$$\sigma_{2,u} = \frac{2}{3} (0,229 - 0,106) + 0,106 = 0,188 \text{ MPa}$$

Calcul de la résultante dans la console BD

$$R_{2,u} = \frac{(\sigma_{2,u} + \sigma_{\min,u}) \times BD \times L}{2} = \frac{(0,188 + 0,106) \times 2 \times 6,8}{2} = 1999,2 \text{ kN}$$

Calcul du moment dans la console BD

$$M_{2,u} = R_{2,u} \times \frac{BD}{3} \left(\frac{2\sigma_{2,u} + \sigma_{\min,u}}{\sigma_{2,u} + \sigma_{\min,u}} \right) = 1999,2 \times \frac{2}{3} \left(\frac{2 \times 0,188 + 0,106}{0,188 + 0,106} \right) = 2185,07 \text{ kNm}$$

ELS

Calcul de la résultante dans la console BD

$$\sigma_{2,s} = \frac{BD}{CD} (\sigma_{1,s} - \sigma_{\min,s}) + \sigma_{\min,s}$$

$$\sigma_{2,s} = \frac{2}{3} (0,174 - 0,082) + 0,082 = 0,143 \text{ MPa}$$

$$R_{2,s} = \frac{(\sigma_{2,s} + \sigma_{\min,s}) \times BD \times L}{2} = \frac{(0,143 + 0,082) \times 2 \times 6,8}{2} = 1530 \text{ kN}$$

Calcul du moment dans la console BD

$$M_{2,s} = R_{2,s} \times \frac{BD}{3} \left(\frac{2\sigma_{2,s} + \sigma_{\min,s}}{\sigma_{2,s} + \sigma_{\min,s}} \right) = 1530 \times \frac{2}{3} \left(\frac{2 \times 0,143 + 0,082}{0,143 + 0,082} \right) = 1668,27 \text{ kNm}$$

Tableau 102 : Récapitulatif des sollicitations dans les consoles.

	Moment (kNm/m)	Résultante (kN/m)
Console AC		
ELU	128,46	249,5
ELS	97,33	189,5
Console BD		
ELU	321,33	294
ELS	245,33	225

4. Calcul des armatures à l'ELU

Nous allons calculer les sections d'aciers inférieures de la semelle avec le plus grand des moments dans les deux consoles. Après, nous calculerons les sections d'aciers supérieures sous l'action de la surcharge sur le remblai et le poids des terres. Dans les deux cas le ferrailage sera prolongé sur toute la largeur de la semelle puisque la contrainte à la base de la semelle n'est pas due au seul poids propre de la culée mais aussi aux efforts de compression agissant dans le mur de front.

a) Calcul des aciers inférieurs de la semelle

La semelle sera calculée comme une section rectangulaire en flexion simple. Le ferrailage se fera sur 1ml.

Données pour le calcul

La nuance de l'acier est $F_e = 400 \text{ MPa}$

La résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La résistance caractéristique du béton à la traction est à 28 jours est $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

L'enrobage des aciers est $e = 3 \text{ cm}$.

Le diamètre du plus gros granulat est $d = 25 \text{ mm}$.

La hauteur de la section $h = 80 \text{ cm}$

La largeur $b = 100 \text{ cm}$.

La contrainte limite dans les aciers est : $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

Calcul des armatures

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,321}{1 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 0,04$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,04)}) = 0,056$$

$$\alpha_u = 0,056 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,9(1 - (0,4 \times 0,056)) = 0,7\text{m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,321}{0,7 \times 348} = 13,12\text{cm}^2$$

Choix: 7HA16 totalisant 14,07cm².

✚ Section d'acier minimale : condition de non fragilité

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{b h}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1 \times 0,72 \times 2,1}{400}; \frac{0,8 \times 0,8}{1000} \right\} = 8,69\text{cm}^2$$

$A_s > A_{smin}$ condition vérifiée

✚ Aciers de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{28,27}{4} = 7,08\text{cm}^2$$

Choix : HA10 espacés de 20cm.

✚ Aciers transversaux

Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_{ul}$$

$$\tau_{ul} = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa} \right) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{294}{1 \times 0,72} = 0,408\text{MPa} < \tau_{ul}$$

$$\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17\text{MPa}$$

$$\tau_u < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \text{il n'est pas nécessaire de prévoir d'armatures transversales.}$$

b) Calcul des armatures supérieures de la semelle

Cette partie de la semelle est soumise au poids des terres et de la surcharge du remblai.

Les sollicitations sont :

$$M_u = 1,35 \times (709,92 - 203,58) + 1,5 \times 116 = 857,56 \text{ kNm}$$

$$N_u = 1,35 \times (709,92 + 135,72) + 1,5 \times 116 = 1315,61 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ser}} = 709,92 - 203,58 + 116 = 622,34 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{ser}} = 709,92 + 135,72 + 116 = 961,64 \text{ kN}$$

✚ Calcul des armatures

Les données de calcul sont les mêmes que pour le patin, de même que la section de calcul.

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,126}{1 \times (0,72)^2 \times 14,17} = 0,017$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,017)} \right) = 0,02$$

$$\alpha_u = 0,029 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 0,9(1 - (0,4 \times 0,02)) = 0,71 \text{ m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,126}{0,71 \times 348} = 5,08 \text{ cm}^2$$

Choix: 7HA12 totalisant 7,94cm².

✓ Aciers de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7,94}{4} = 1,985 \text{ cm}^2$$

Choix : HA 10 espacés de 20cm.

V. Dimensionnement du mur en retour

Elle est soumise à des actions horizontales (telles que la poussée des terres, la poussée de la surcharge sur le remblai et la poussée de la surcharge concentrée dont la valeur est de 20kN selon le SETRA) et des actions verticales (telles que son poids propre, la poussée de la surcharge concentrée verticale dont la valeur est de 40kN et le poids des superstructures qui est de 3kN/ml selon le SETRA).

Elle aura donc un donc horizontal qui sera disposée pour moitié sur une hauteur égale au quart de la hauteur totale et l'autre moitié sur la hauteur restante ainsi qu'un ferrailage vertical dit

ferrailage de suspension dû aux actions verticales, selon les recommandations du SETRA.

1. Détermination des sollicitations horizontales

✓ Efforts horizontaux

$$\text{Poussée des terres } P_T = K_a \gamma \frac{h^2}{2} = 0,333 \times 18 \times \frac{3,4^2}{2} \times 1 = 34,64 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poussée de la surcharge sur remblai } P_{SR} = K_a \gamma h = 0,333 \times 10 \times 3,4 = 11,322 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée } P_{SC} = 20 \text{ kN}$$

✓ Moments horizontaux

$$\text{Poussée des terres } M_T = 47,952 \times \frac{3,4}{3} = 54,35 \text{ kNm/ml}$$

$$\text{Poussée de la surcharge sur remblai } M_{SR} = 11,322 \times \frac{3,4}{2} = 19,25 \text{ kNm/ml}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée } M_{SC} = 20 \times 3,06 = 61,2 \text{ kNm/ml}$$

2. Combinaisons des moments

$$M_{ELU} = 1,35M_T + 1,6(M_{SR} + M_{SC}) = 202, \text{ KNm/ml}$$

$$M_{ELS} = M_T + 1,2(M_{SR} + M_{SC}) = 115,79 \text{ MNm/ml}$$

3. Ferrailage horizontal

$$\mathbf{Mu = 0,202 MNm/ml \text{ et } M_{ser} = 0,116 MNm/ml}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,202}{1 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,11$$

Recherche du pivot

$$\alpha u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,11)}) = 0,146$$

$$\alpha u = 0,146 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha u) = 0,9(1 - (0,4 \times 0,146)) = 0,34 \text{ m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = \frac{0,202}{0,34 \times 348} = 17,13 \text{ cm}^2$$

Verification à l'ELS

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 17,13}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(36 \times 17,13)}{7,5(17,13)^2}} - 1 \right] = 11,27 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(d-y))$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 100 \times (0,113)^3 \right) + (15 \times 17,13(36 - 11,27)^2) = 204858,16 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{0,116}{0,002} \right) \times 0,113 = 6,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{0,116}{0,002} (0,36 - 0,113) = 210,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \sigma_{sELS} \text{ (condition non vérifiée)}$$

$$u = \frac{30 M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 0,116}{1 \times 0,36^2 \times 201,63} = 0,133$$

$$\alpha = 0,3184; \rho = 4,96 \cdot 10^{-3} \text{ et } k = 0,0311$$

$$k = \frac{\sigma_{bc}}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0311 \times 201,63 = 6,27 \text{ MPa}$$

$$A_s = \rho b d = 0,00496 \times 100 \times 36 = 17,88 \text{ cm}^2$$

Choix : 6 HA14 totalisant 9,24cm² à disposer sur h/4 et l'autre moitié soit 9HA12 sur 3h/4.

Section d'acier minimale : condition de non fragilité.

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{bh}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1 \times 0,36 \times 2,1}{400}; \frac{1 \times 1}{1000} \right\} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin} \text{ condition vérifiée}$$

4. Détermination des sollicitations verticales

✓ Efforts verticaux

$$\text{Poids propre } P_p = 25 \times 0,4 \times 3,4 = 34 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée verticale } P_{sc} = 40 \text{ kN}$$

$$\text{Poids des superstructures} = 3 \text{ kN/ml}$$

✓ Moments verticaux

$$\text{Poids propre } M_{pp} = 34 \times 1,77 = 60,18 \text{ kNm/ml}$$

$$\text{Poussée de la surcharge concentrée } M_{sc} = 40 \times (4 - 1) = 120 \text{ kNm/ml}$$

$$\text{Poids des superstructures } P_s = 3 \times 1,77 = 5,31 \text{ kNm/ml}$$

5. Combinaisons des moments

$$M_{ELU} = 1,35(M_{PP} + M_{P_s}) + 1,6M_{SC} = 280,41 \text{ kNm/ml}$$

$$M_{ELS} = M_{PP} + M_{P_s} + 1,2 \times M_{SC} = 209,49 \text{ kNm/ml}$$

6. Ferrailage de suspension

$$M_u = 0,28 \text{ MNm/ml et } M_{ser} = 0,209 \text{ MNm/ml}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,280}{0,4 \times (0,9 \times 3,42)^2 \times 14,17} = 0,0052$$

Recherche du pivot

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,0052)}) = 0,007$$

$$\alpha_u = 0,007 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha_u) = 3,08(1 - (0,4 \times 0,007)) = 3,07 \text{ m}$$

Armatures tendues

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,280}{3,07 \times 348} = 2,62 \text{ cm}^2$$

Choix: 2HA16 totalisant 4,02cm².

Verification à l'ELS

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 4,02}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{40(307,8 \times 3,08)}{7,5(4,02)^2}} - 1 \right] = 29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15(A_s(d - y)^2 + A'_s(d - y))$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 40 \times (0,29)^3 \right) + (15 \times 3,08(307,8 - 29)^2) = 5012271,84 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{0,209}{0,05} \right) \times 0,2553 = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0,209}{0,039} (3,08 - 0,29) = 174,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c; \max \left(0,5f_c; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \sigma_{sELS} \text{ (condition vérifiée)}$$

VI. Dimensionnement du mur garde grève

Le mur garde grève a une épaisseur de 35cm. Nous allons considérer pour son calcul les actions énumérées par le SETRA telles que la poussée des terres, la poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève et la poussée de la force de freinage d'un camion lourd Bc.

1. Charges horizontales

$$\text{Poussée des terres : } P_T = 0,333 \times 18 \times \frac{0,78^2}{2} \times 1 = 1,82 \text{kN/ml}$$

$$\text{Moment dû à la poussée des terres } M_{Pt} = \frac{1}{3} \times 1,82 \times 0,78 = 0,47 \text{kNm/m}$$

2. Poussée d'une charge locale située en arrière du mur garde grève

D'après les documents "SETRA", seule la sollicitation engendrée par les camions type BC (poussée des charges locales) étant la plus défavorable, l'effort nominal étant produit par les deux roues arrières de 6t chacune des deux camions accédés, placés d'une manière tel que les rectangles d'impact soient en contact avec la face arrière du mur garde grève. Les charges réelles (02 roues de 6t distantes de 0.5 m) sont remplacées par une roue équivalente uniforme de 12t répartie sur un rectangle de (0.25m x 0.75m). Il sera admis que la pression sur le rectangle d'impact ainsi défini se répartira à 45° latéralement et en arrière du mur.

Le moment fléchissant en A, à la profondeur h à pour expression générale :

$$M_p = \frac{12K}{0,75+2h} \int_0^h \frac{h-x}{0,25+x} dx \text{ dans laquelle } K \text{ est un coefficient ayant pour valeur } K = i\gamma\delta b_c$$

$$\text{avec } \left\{ \begin{array}{l} i: \text{coefficient de poussée} \\ \gamma: \text{coefficient de podération} \\ \delta: \text{coefficient de majoration dynamique} \\ bc: \text{coefficient de la surcharge Bc} \end{array} \right\}$$

On a : $bc = 1,1$; $i = 0,333$; $\delta = 1,21$ et $\gamma = 1,6$ à l'ELU et $1,2$ à l'ELS.

$$K_{ELU} = 0,333 \times 1,6 \times 1,21 \times 1,1 = 0,71$$

$$K_{ELS} = 0,333 \times 1,2 \times 1,21 \times 1,1 = 0,53$$

Le mur garde grève a une hauteur de 0,8m. Par interpolation sur les valeurs proposées par le SETRA pour les murs de hauteur inférieure à 3m, on a :

$$\left[\begin{array}{l} h = 0,75\text{m} \Rightarrow M_p/K = 3,40 \\ h = 1\text{m} \Rightarrow M_p/K = 4,41 \end{array} \right.$$

Alors, pour $h = 0,8\text{m}$, on a :

$$M_p = 3,602K \Rightarrow \begin{cases} M_{p_{ELU}} = 3,602 \times 0,71 = 2,56tm/m \\ M_{p_{ELS}} = 3,602 \times 0,53 = 1,91tm/m \end{cases}$$

3. Moment dû à la force de freinage d'un camion lourd Bc

La force de freinage est prise égale au poids d'une roue, soit 6t et l'on a : $M_F = \frac{6h}{0,25+2h} \gamma$.

On a : $h = 0,78m$. Alors : $M_F = \frac{6 \times 0,78}{0,25 + (2 \times 0,78)} \gamma = 2,585\gamma$

ELU: $\gamma = 1,6 \Rightarrow M_F = 2,585 \times 1,6 = 4,136tm/m$

ELS: $\gamma = 1,2 \Rightarrow M_F = 2,585 \times 1,2 = 3,1tm/m$

4. Combinaison des moments : moment total à l'encastrement

$$M_{ELU} = 1,35M_{Pt} + M_p + M_F = 6,76tm/m$$

$$M_{ELS} = M_{Pt} + M_p + M_F = 5,06tm/m$$

5. Ferrailage du mur garde grève

Le ferrailage se fait en flexion simple. La section est rectangulaire de base $b = 1m$ et de hauteur $h = 0,35m$.

$$M_u = 0,0676MNm/ml \text{ et } M_{ser} = 0,0506MNm/ml$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,068}{1 \times (0,9 \times 0,315)^2 \times 14,17} = 0,048$$

Recherche du pivot

$$\alpha u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,048)}) = 0,062$$

$$\alpha u = 0,062 < 0,259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Bras de levier

$$Z = d(1 - 0,4\alpha u) = 0,9(1 - (0,4 \times 0,062)) = 0,31m$$

Section d'acier

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0,068}{0,31 \times 348} = 6,33cm^2$$

Choix: 5HA14 totalisant 7,70cm².

✚ Verification à l'ELS

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 7,70}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(31,5 \times 7,70)}{7,5(7,70)^2}} - 1 \right] = 7,45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{1}{3} by^3 + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(d-y))$$

$$I = \left(\frac{1}{3} \times 100 \times (7,45)^3 \right) + (15 \times 7,70(31,5 - 7,45)^2) = 80588,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \left(\frac{0,0506}{0,0008} \right) \times 0,0745 = 4,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ (condition vérifiée)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{0,0506}{0,0008} (0,315 - 0,0745) = 226,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sELS} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \sigma_{sELS} \text{ (condition non vérifiée)}$$

$$u = \frac{30 M_{ser}}{bd^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{30 \times 0,0506}{1 \times 0,315^2 \times 201,63} = 0,076$$

$$\alpha = 0,2498; \rho = 2,78 \cdot 10^{-3} \text{ et } k = 0,0222$$

$$k = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0222 \times 201,63 = 4,47 \text{ MPa}$$

$$A_s = \rho bd = 0,00278 \times 100 \times 31,5 = 8,76 \text{ cm}^2$$

Choix : 8 HA14 totalisant 12,31 cm².

✚ Section d'acier minimale : condition de non fragilité.

$$A_{smin} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}; \frac{bh}{1000} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{0,23 \times 1 \times 0,315 \times 2,1}{400}; \frac{1 \times 1}{1000} \right\} = 3,8 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{smin} \text{ condition vérifiée}$$

✚ Aciers de répartition

$$A_V = \frac{A_s}{4} = \frac{12,31}{4} = 3,08 \text{ cm}^2$$

Choix : HA10 espacés de 15cm.

ANEXE V : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES VARIANTES

+ Devis quantitatif et estimatif du pont à poutres

N°	Désignations	Unités	Quantité	PU FCFA	Montant FCFA
100	DISPOSITIONS GENERALES				
101	Installation de chantier	Ens	1	500000	500000
102	Epreuves	Ens	1	750000	750000
103	Démolition de l'ouvrage existant y compris l'évacuation des gravas hors du lit du fleuve	FF	1	3000000	3000000
Sous-total 100					4250000
200	TRAVAUX PREPARATOIRES ET TERRASSEMENTS				
201	Décapage du terrain, dessouchage et implantation	m ²	900	2500	2250000
202	Fouilles en excavation et évacuation des déblais	m	323,96	3500	1133860
203	Remblais d'apport compacté		544,25	6000	3265500
Sous-total 200					6649360
300	FONDACTIONS				
301	Béton de propreté dosé à 250kg/m ³ ; ep:10cm		15,2	100000	1520000
302	Béton B25		106,92	125000	13365000
303	coffrage	m ²	98	14000	1372000
304	Armatures pour béton armé	kg	8404,53	900	7564077
Sous-total 300					23821077
400	ELEVATIONS				
401	Piles et chevêtres				
401,a	Béton B25		37,05	125000	4631250
401,b	Coffrage	m ²	146,96	14000	2057440
401,c	Armatures pour béton armé	kg	6809,4	900	6128460
Sous-total 401					12817150
402	Culées et dalle de transition				
402,a	Béton B25		111,77	125000	13971250
402,b	Coffrage	m ²	279,22	14000	3909080
402,c	Armatures pour béton armé	kg	6215,15	900	5593635
Sous-total 402					23473965
403	Tablier				
403,a	Béton B35		125,85	140000	17619000
403,b	Coffrage	m ²	546,35	14000	7648900
403,c	Armatures pour béton armé	kg	32457	900	29211300
Sous-total 403					54479200
500	EQUIPEMENTS ET DIVERS				

N°	Désignations	Unités	Quantité	PU FCFA	Montant FCFA
501	Fourniture et pose de garde-corps en tuyaux métalliques de diamètre 60 sur supports en BA	ml	105	75000	7875000
502	BA pour trottoir (y compris contre corniche, corniche, bordure et contre bordure)		15,7	45000	706500
503	Perré maçonné pour protection des talus		180	20000	3600000
504	Ensemble de panneaux de signalisation	Unité	2	200000	400000
505	Recalibrage du cours d'eau	Ens	1	3500000	3500000
506	Etanchéité	t	14,85	6000	89100
507	Couche de roulement	t	39,6	9000	356400
Sous-total 500					16527000
600	MESURES ENVIRONNEMENTALES				
601	Plantation d'arbres	Unité	100	3500	350000
602	Santé publique	FF	1	2000000	2000000
603	Rétablissement des carrières	1	1	1250000	1250000
604	Protection du cours d'eau	FF	1	1500000	1500000
605	Prévention des accidents	FF	1	2000000	2000000
Sous-total 600					7100000
Montant total HT (FCFA)					149117752
TVA (18%)					26841195
Montant TTC (FCFA)					175958947

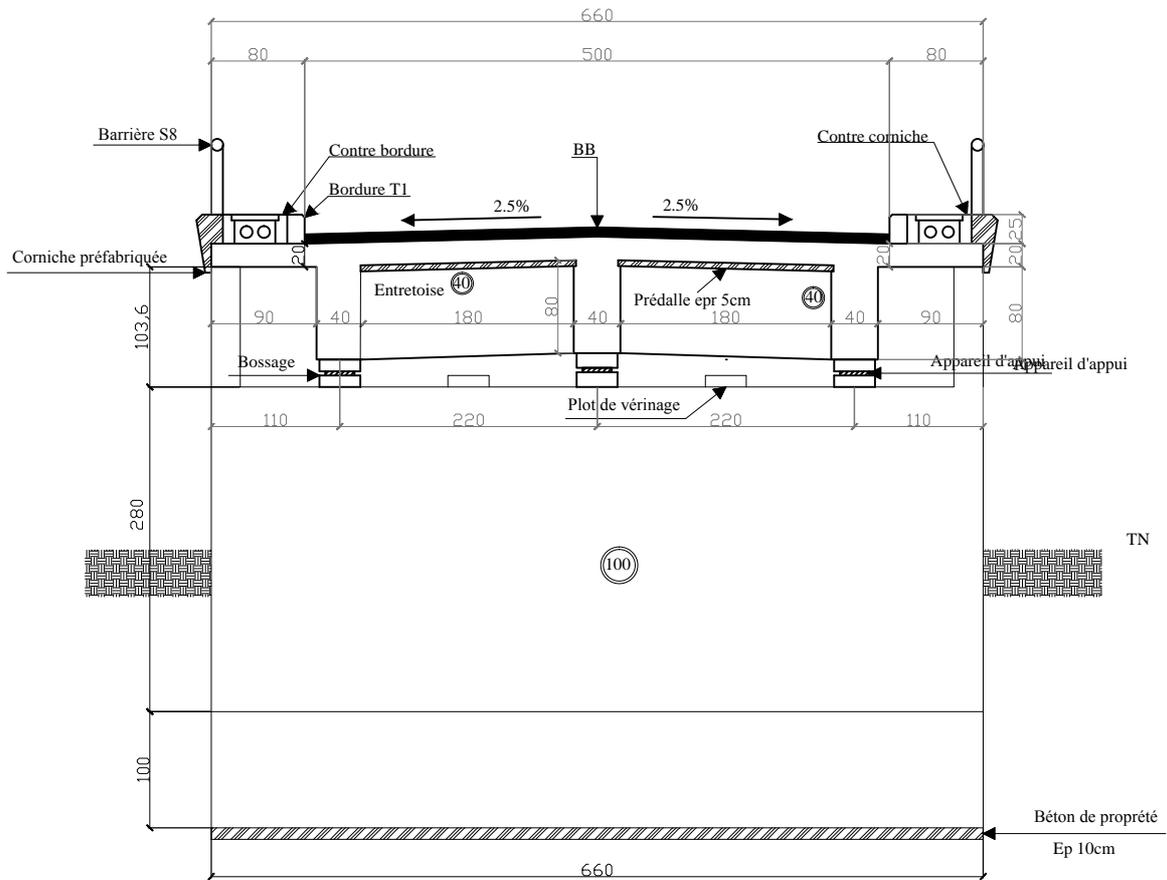
Devis quantitatif et estimatif du pont dalle

N°	Désignations	Unités	Quantité	PU FCFA	Montant FCFA
100	DISPOSITIONS GENERALES				
101	Installation de chantier	Ens	1	500000	500000
102	Epreuves	Ens	1	750000	750000
103	Démolition de l'ouvrage existant y compris l'évacuation des gravas hors du lit du fleuve	FF	1	3000000	3000000
Sous-total 100					4250000
200	TRAVAUX PREPARATOIRES ET TERRASSEMENTS				
201	Décapage du terrain, dessouchage et implantation	m ²	900	2500	2250000
202	Fouilles en excavation et évacuation des déblais	m	355,96	3500	1245860
203	Remblais d'apport compacté		598	6000	3588000
Sous-total 200					7083860
300	FONDACTIONS				
301	béton de propreté dosé à 250kg/m ³ ; ep:10cm		10,84	100000	1084000
302	Béton B25		103,352	125000	12919000
303	coffrage	m ²	74,16	14000	1038240
304	Armatures pour béton armé	kg	10167,56	900	9150804
Sous-total 300					24192044
400	ELEVATIONS				
401	Piles et chevêtres				
401,a	Béton B25		57,09	125000	7136250
401,b	Coffrage	m ²	227,976	14000	3191664
401,c	Armatures pour béton armé	kg	10311,52	900	9280368
Sous-total 401					19608282
402	Culées et dalle de transition				
402,a	Béton B25		99,171	125000	12396375
402,b	Coffrage	m ²	242	14000	3388000
402,c	Armatures pour béton armé	kg	5698	900	5128200
Sous-total 402					20912575
403	Tablier				
403,a	Béton B35		156,6	140000	21924000
403,b	Coffrage	m ²	361,79	14000	5065060
403,c	Armatures pour béton armé	kg	31735,8	900	28562220
Sous-total 403					55551280
500	EQUIPEMENTS ET DIVERS				
501	Fourniture et pose de garde-corps en tuyaux métalliques de diamètre 60 sur supports en BA	ml	105	75000	7875000
502	BA pour trottoir (y compris contre corniche, corniche, bordure et contre bordure)		15,7	45000	706500
503	Perré maçonné pour protection des talus		180	20000	3600000

N°	Désignations	Unités	Quantité	PU FCFA	Montant FCFA
504	Ensemble de panneaux de signalisation	Unité	2	200000	400000
505	Recalibrage du cours d'eau	Ens	1	3500000	3500000
506	Etanchéité	t	14,85	6000	89100
507	Couche de roulement	t	39,6	9000	356400
Sous-total 500					16527000
600	MESURES ENVIRONNEMENTALES				
601	Plantation d'arbres	Unité	100	3500	350000
602	Santé publique	FF	1	2000000	2000000
603	Rétablissement des carrières	1	1	1250000	1250000
604	Protection du cours d'eau	FF	1	1500000	1500000
605	Prévention des accidents	FF	1	2000000	2000000
Sous-total 600					7100000
Montant total HT (FCFA)					155225041
TVA (18%)					27940507
Montant TTC (FCFA)					183165548

ANNEXE VI : PLANS DE COFFRAGE ET DE FERRAILLAGE

Coupe sur la culée



REPUBLIQUE DU MALI
 MINISTÈRE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET DES
 COLLECTIVITÉS LOCALES
 ASSEMBLÉE RÉGIONALE DE SIKASSO



SOCIÉTÉ D'ÉTUDES POLYTECHNIQUES I-SEPT
 Tél: 20 20 69 29/66 75 11 41, BP: 3069



INSTITUT INTERNATIONAL D'INGÉNIEURIE DE
 L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL-HYDRAULIQUE

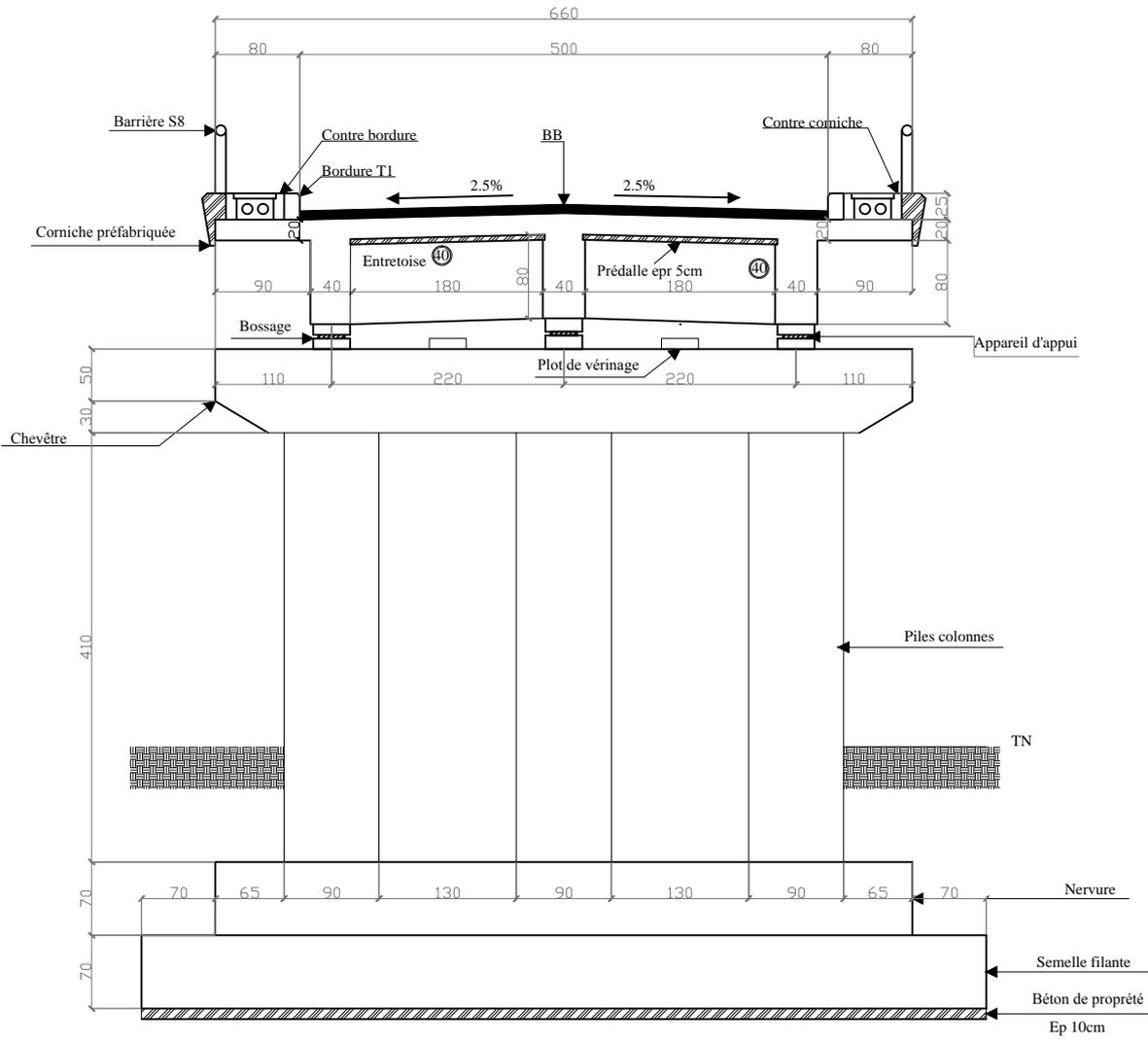
ETUDES COMPARATIVES
 DE DEUX VARIANTES DE
 PONT EN BETON ARME
 POUR LE FRANCHISSEMENT
 DU MONO A BOUGOUNI

DOLUMBIA Boubacar
 Master 2 GC-HROA

Coupe sur la culée
 du pont à poutres

Echelle:
 1/6.5

Coupe Pile P2



REPUBLIQUE DU MALI
 MINISTRE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET DES
 COLLECTIVITES LOCALES
 ASSEMBLEE REGIONALE DE SIKASSO



SOCIETE D'ETUDES POLYTECHNIQUES I-SEPT
 Tel: 20 20 69 29 66 75 11 41, BP. 3069



INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE
 L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL-HYDRAULIQUE

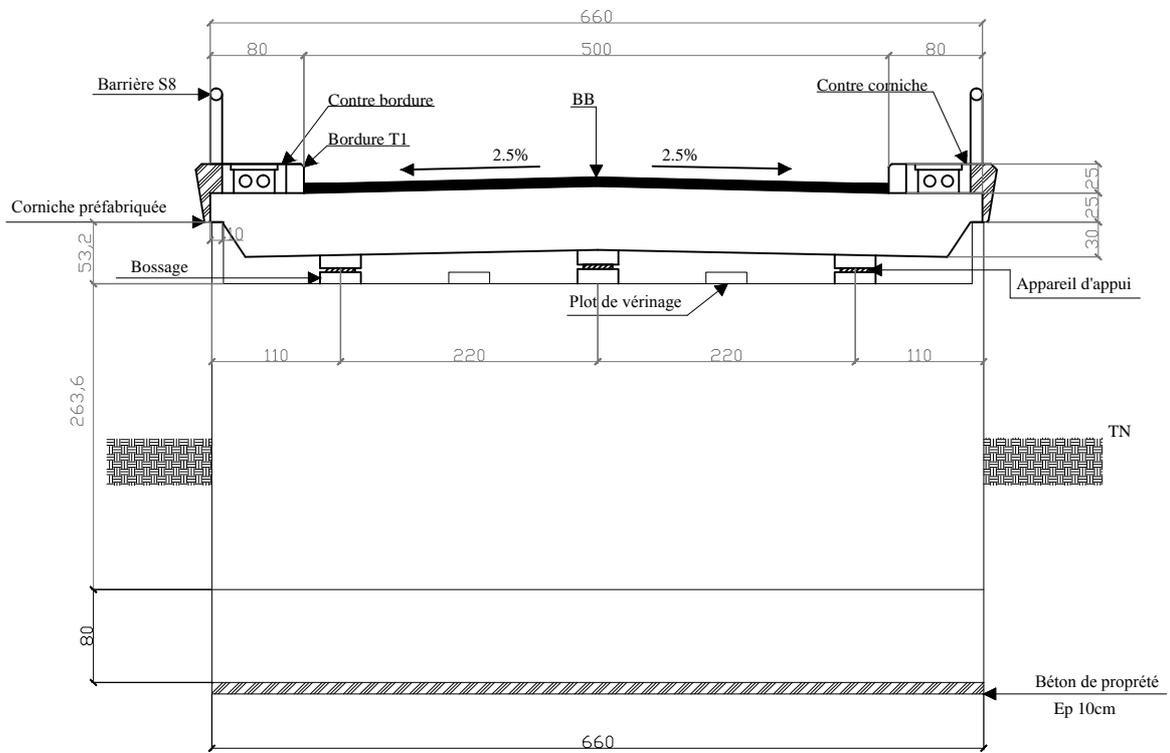
ETUDES COMPARATIVES
 DE DEUX VARIANTES DE
 PONT EN BETON ARME
 POUR LE FRANCHISSEMENT
 DU MONO A BOUGOUNI

DOUMBIA Boubacar
 Master 2 GC-HROA

Coupe sur
 la pile P2 du pont à
 postes

Echelle:
 1/7

Coupe sur la culée



REPUBLIQUE DU MALI
 MINISTRE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET DES
 COLLECTIVITES LOCALES
 ASSEMBLEE REGIONALE DE SIKASSO



SOCIETE D'ETUDES POLYTECHNIQUES I-SEPT
 Tél: 20 20 69 29/66 75 11 41, BP: 3069



INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE
 L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL-HYDRAULIQUE

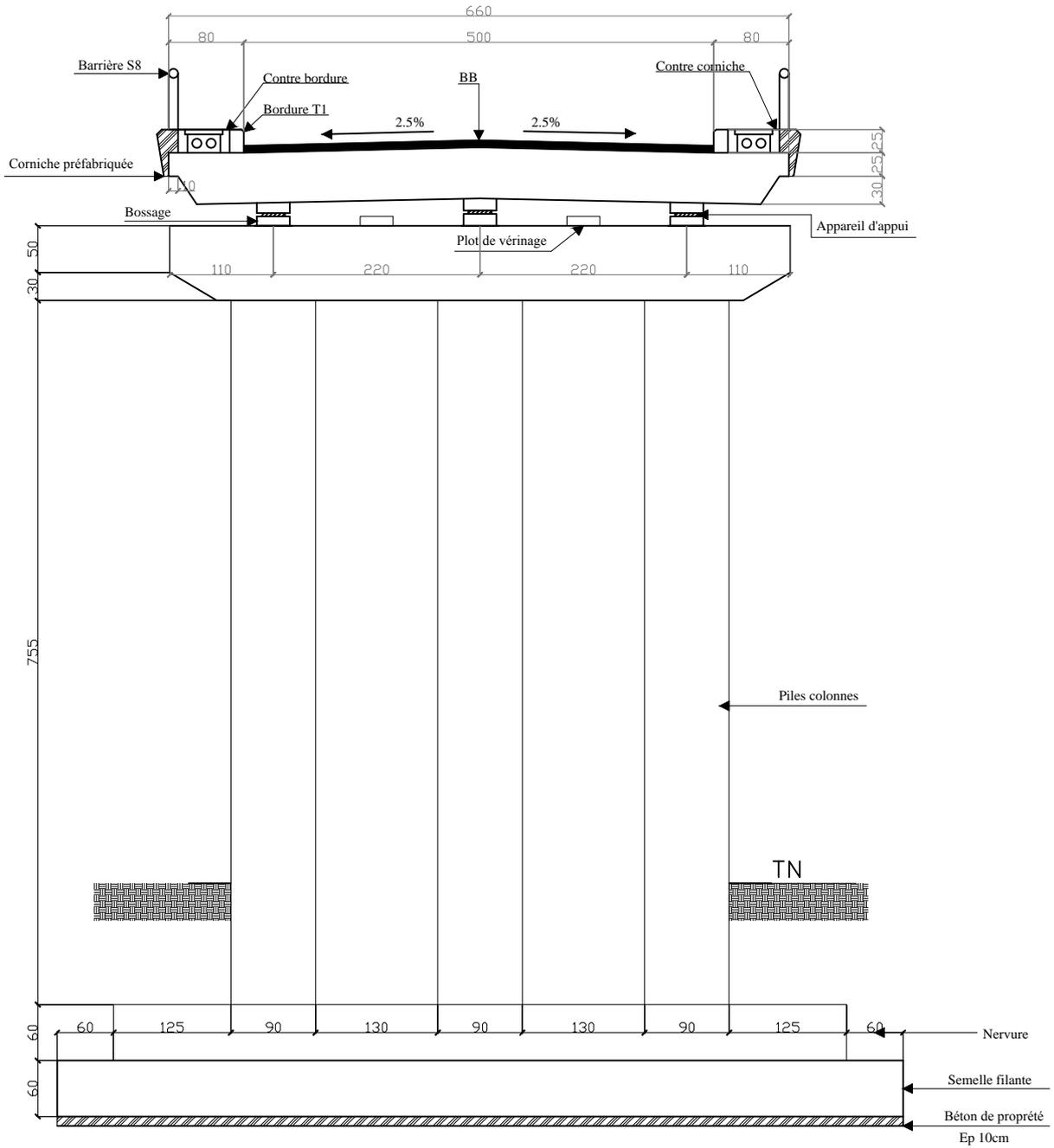
ETUDES COMPARATIVES
 DE DEUX VARIANTES DE
 PONT EN BETON ARME
 POUR LE FRANCHISSEMENT
 DU MONO A BOUGOUNI

DOUMBIA Boubacar
 Master 2 GC-H/ROA

Coupe sur
 la pile P2 du pont à
 poutres

Echelle:
 1/6.5

Coupe Pile P1



REPUBLIQUE DU MALI
 MINISTRE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET DES
 COLLECTIVITES LOCALES
 ASSEMBLEE REGIONALE DE SIKASSO



SOCIETE D'ETUDES POLYTECHNIQUES I-SEP
 Tel: 20 20 69 29 66 75 11 41, BP. 3069



INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE
 L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL-HYDRAULIQUE

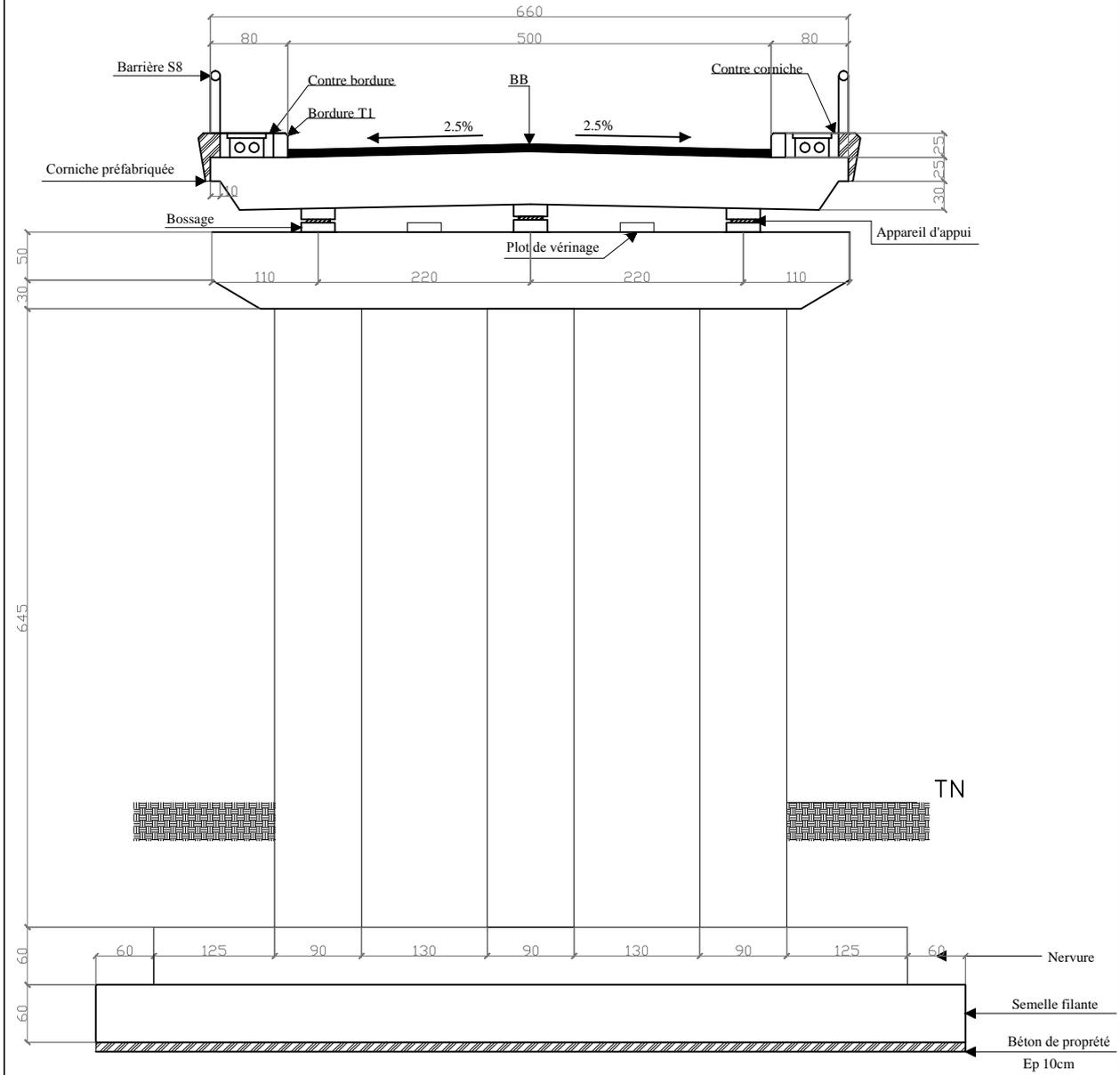
ETUDES COMPARATIVES
 DE DEUX VARIANTES DE
 PONT EN BETON ARME
 POUR LE FRANCHISSEMENT
 DU MONO A BOUGOUNI

DOUMBIA Bouhacar
 Master 2 GC-HIROA

Coupe sur la pile
 P1 du pont dalle

Echelle:
 1/7

Coupe Pile P2



REPUBLIQUE DU MALI
 MINISTRE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET DES
 COLLECTIVITES LOCALES
 ASSEMBLEE REGIONALE DE SIKASSO



SOCIETE D'ETUDES POLYTECHNIQUES I-SEPT
 Tél: 20 20 69 29 66 75 11 41, BP. 3069



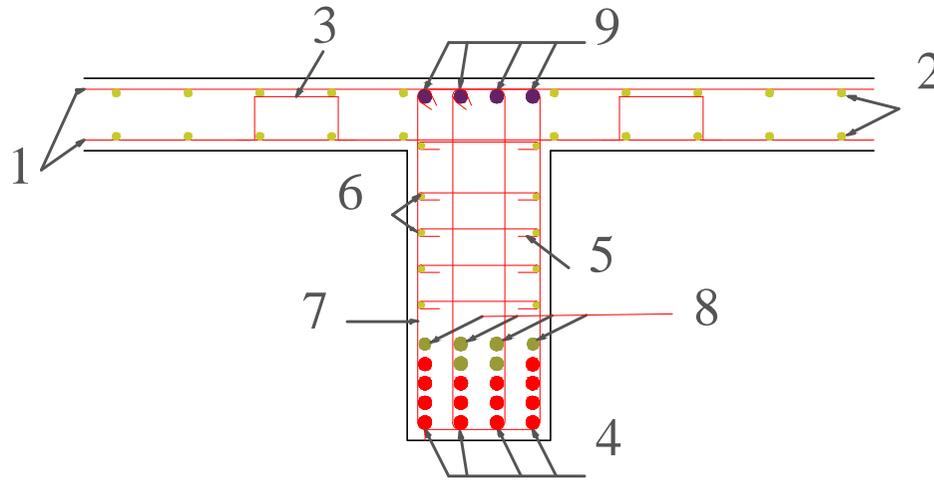
INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE
 L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL-HYDRAULIQUE

ETUDES COMPARATIVES
 DE DEUX VARIANTES DE
 PONT EN BETON ARME
 POUR LE FRANCHISSEMENT
 DU MONO A BOUGOUNI

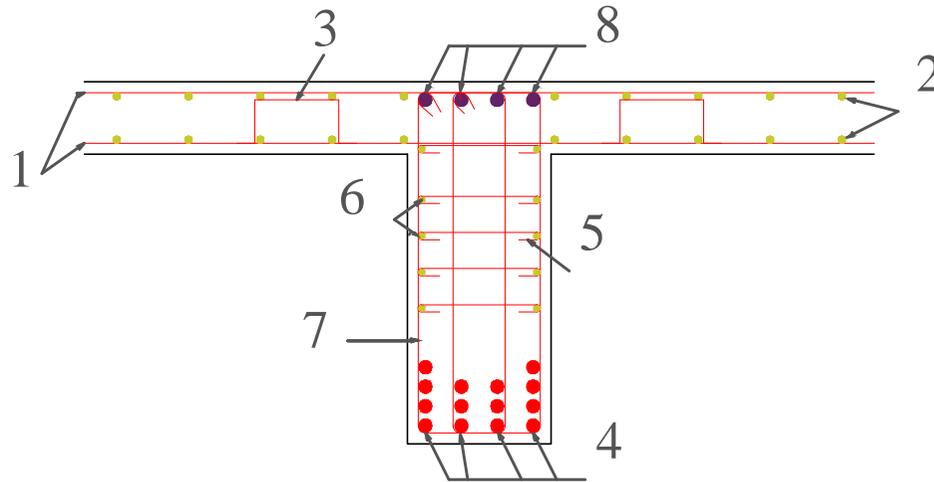
DOUMBIA Boahacac
 Master 2 GC-HIROA

Coupe sur la pile
 P2 du pont dalle

Echelle:
 1/7



Jonction Poutre-Hourdis en travée



Jonction Poutre-Hourdis sur appui

TABLEAU DE NOMENCLATURE DES ACIERS: FERRAILLAGE HOURDIS POUTRE					
N°	Diamètre (mm)	Esp (cm)	Nbre	Façonnage des aciers	Longueur unitaire (cm)
1	14	10			688
2	12	20			1524
3	10		8/m²		58
4	32		14		1564
5	10				54
6	12	10	10		1500
7	10				276
8	32	22	6		750
9	32		4		1564

TABLEAU DE NOMENCLATURE DES ACIERS: FERRAILLAGE HOURDIS-POUTRE					
N°	Diamètre (mm)	Esp (cm)	Nbre	Façonnage des aciers	Longueur unitaire (cm)
1	14	10			688
2	12	20			1524
3	10		8/m²		58
4	32		14		1564
5	10				54
6	12	10	10		1500
7	10				276
8	32		4		1564



REPUBLIQUE DU MALI

 MINISTERE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET DES
 COLLECTIVITES LOCALES

 ASSEMBLEE REGIONALE DE SIKASSO



SOCIETE D'ETUDES POLYTECHNIQUES I-SEPT
 Tél: 20 20 69 29/66 75 11 41, BP: 3069



INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE
 L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT

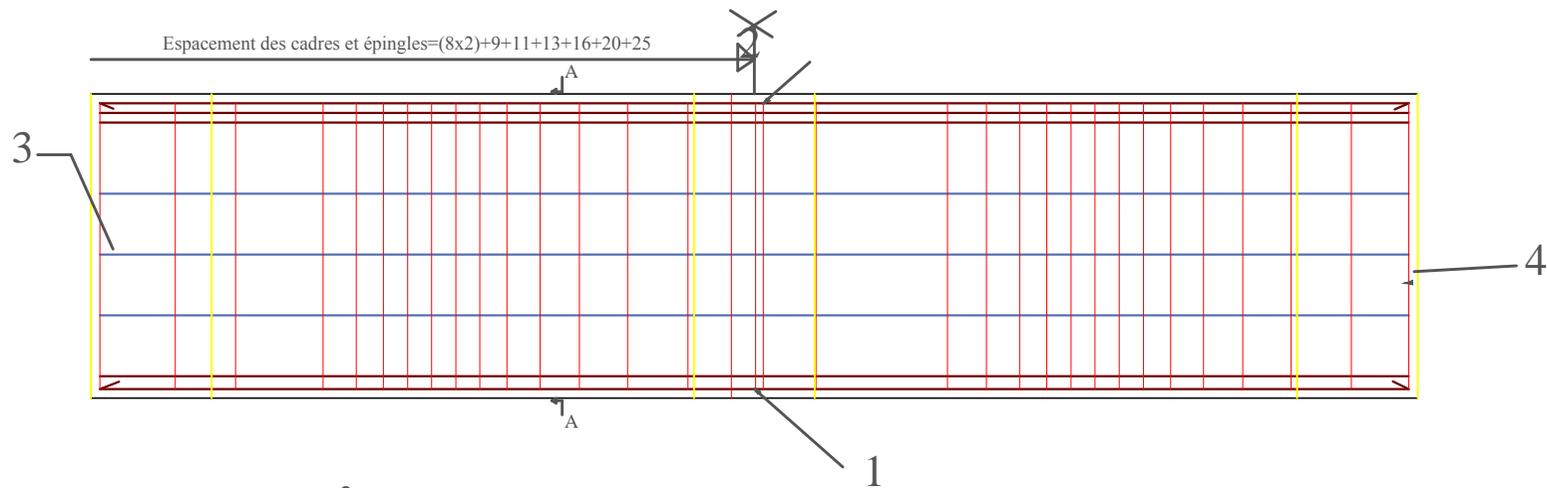
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL-HYDRAULIQUE

ETUDES COMPARATIVES
 DE DEUX VARIANTES DE
 PONT EN BETON ARME
 POUR LE FRANCHISSEMENT
 DU MONO A BOUGOUNI

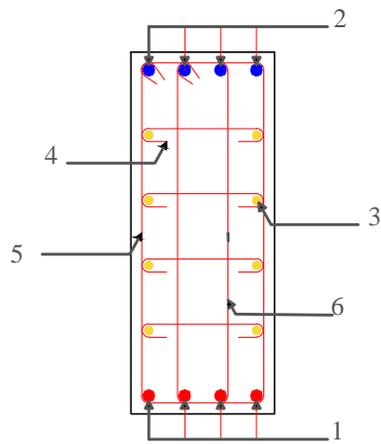
DOUMBIA Boubacar
 Master 2 GC-H/ROA

Plan de ferrailage:
 Jonction
 poutre-hourdis

Echelle:
 1/50



Coupe longitudinale



Coupe AA

TABLEAU DE NOMENCLATURE DES ACIERS: FERRAILLAGE DE L'ENTRETOISE					
N°	Diamètre (mm)	Esp (cm)	Nbre	Façonnage des aciers	Longueur unitaire (cm)
1	14		8	 1500	1528
2	16		10	 1500	1528
3	12		6	 1500	1500
4	10			 34 10	54
5	10			 94 34	276
5	10			 94 14	236



REPUBLIQUE DU MALI

 MINISTERE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET DES
 COLLECTIVITES LOCALES

 ASSEMBLEE REGIONALE DE SIKASSO



SOCIETE D'ETUDES POLYTECHNIQUES I-SEPT
 Tél: 20 20 69 29/66 75 11 41, BP: 3069



INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE
 L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT

 DEPARTEMENT GENIE CIVIL-HYDRAULIQUE

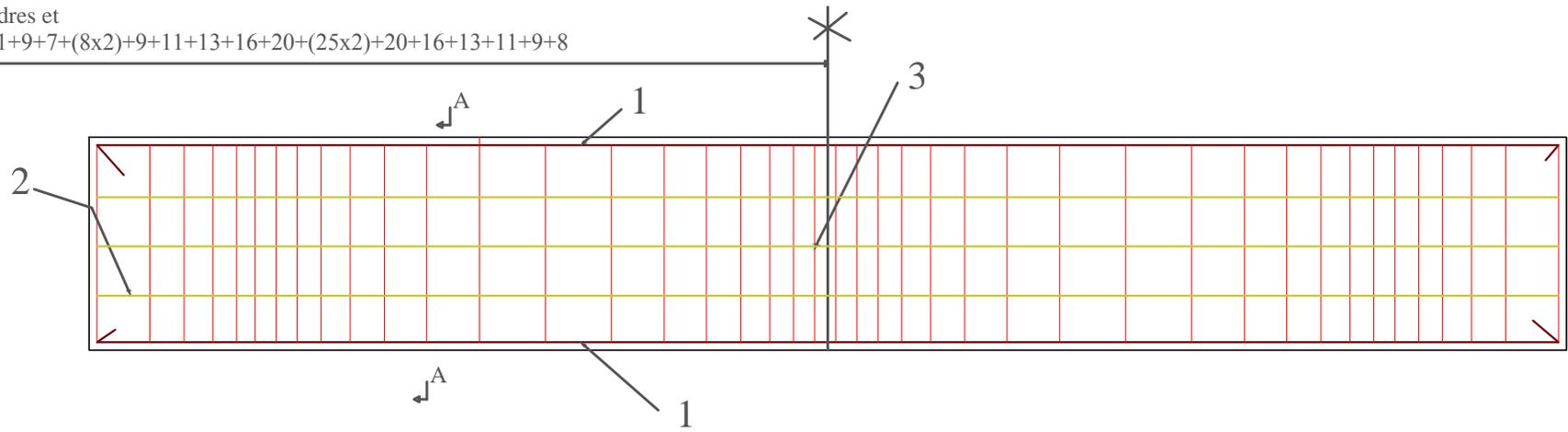
ETUDES COMPARATIVES
 DE DEUX VARIANTES DE
 PONT EN BETON ARME
 POUR LE FRANCHISSEMENT
 DU MONO A BOUGOUNI

DOUMBIA Boubacar
 Master 2 GC-H/ROA

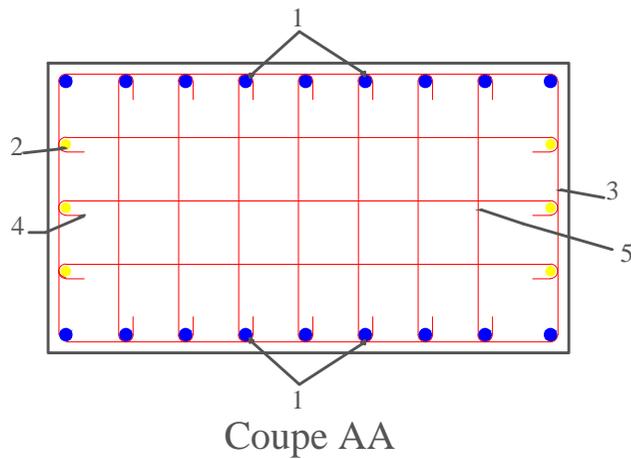
Plan de ferrailage:
 coupe transversale
 et longitudinale de
 l'entretoise

Echelle:
 1/50

Espacement des cadres et
épingles=20+13+11+9+7+(8x2)+9+11+13+16+20+(25x2)+20+16+13+11+9+8



Coupe longitudinale



Coupe AA

TABLEAU DE NOMENCLATURE DES ACIERS: FERRAILLAGE DE LA CHEVETRE					
N°	Diamètre (mm)	Esp (cm)	Nbre	Façonnage des aciers	Longueur unitaire (cm)
1	14		26		584
2	12		6		560
3	10				446
4	10				159
5	10				94



REPUBLIQUE DU MALI

MINISTRE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET DES
COLLECTIVITES LOCALES

ASSEMBLEE REGIONALE DE SIKASSO



SOCIETE D'ETUDES POLYTECHNIQUES I-SEPT
Tél: 20 20 69 29/66 75 11 41, BP: 3069



INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE
L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT

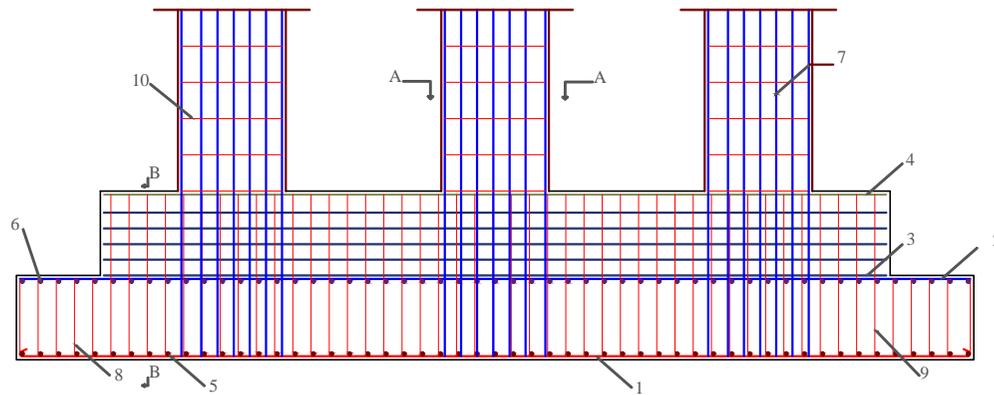
DEPARTEMENT GENIE CIVIL-HYDRAULIQUE

ETUDES COMPARATIVES
DE DEUX VARIANTES DE
PONT EN BETON ARME
POUR LE FRANCHISSEMENT
DU MONO A BOUGOUNI

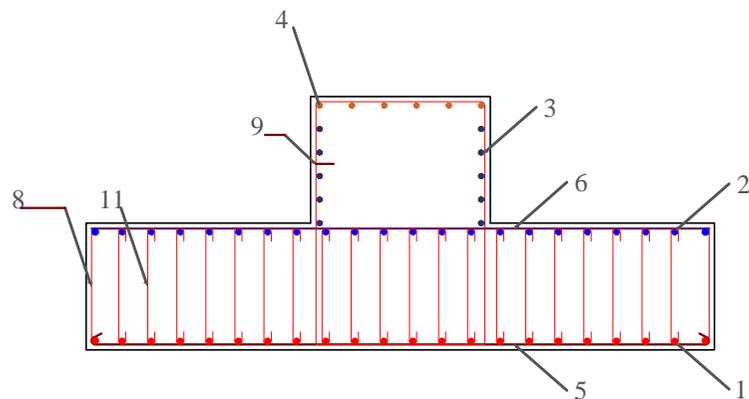
DOUMBIA Boubacar
Master 2 GC-H/ROA

Plan de ferrailage:
coupe
longitudinale et
transversale de la
chevêtre

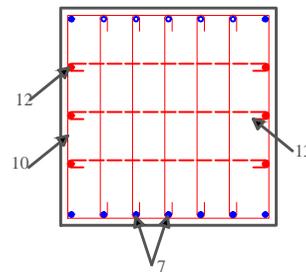
Echelle:
1/50



Coupe longitudinale semelle-pile



Coupe BB



Coupe AA

TABLEAU DE NOMENCLATURE DES ACIERS: FERRAILLAGE PILE-SEMELLE					
N°	Diamètre (mm)	Esp (cm)	Nbre	Façonnage des aciers	Longueur unitaire (cm)
1	20	15	24		834
2	12	15	24		794
3	16		10		654
4	14		5		654
5	16	15	54		376
6	12	15	54		344
7	25		14		960
8	10	15	54		836
9	10	15	44		476
10	10	30	25		356
11	10	15			74
12	25		6		960
13	10	30			104



REPUBLIQUE DU MALI

 MINISTERE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET DES
 COLLECTIVITES LOCALES

 ASSEMBLEE REGIONALE DE SIKASSO



SOCIETE D'ETUDES POLYTECHNIQUES I-SEPT
 Tél: 20 20 69 29/66 75 11 41, BP: 3069



INSTITUT INTERNATIONAL
 D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE
 L'ENVIRONNEMENT

 DEPARTEMENT GENIE
 CIVIL-HYDRAULIQUE

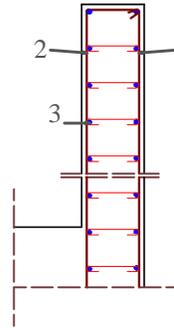
ETUDES COMPARATIVES
 DE DEUX VARIANTES DE
 PONT EN BETON ARME
 POUR LE FRANCHISSEMENT
 DU MONO A BOUGOUNI

DOUMBIA
 Boubacar
 Master 2
 GC-H/ROA

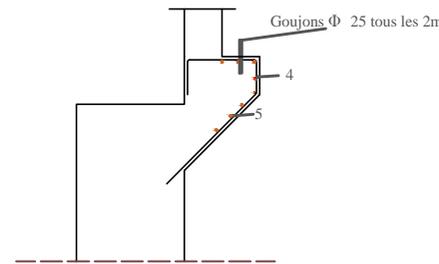
Plan de
 ferrailage:
 pile-semelle

Echelle:
 1/50

Détail mur garde grève



Détail corbeau



Coupe sur la culée

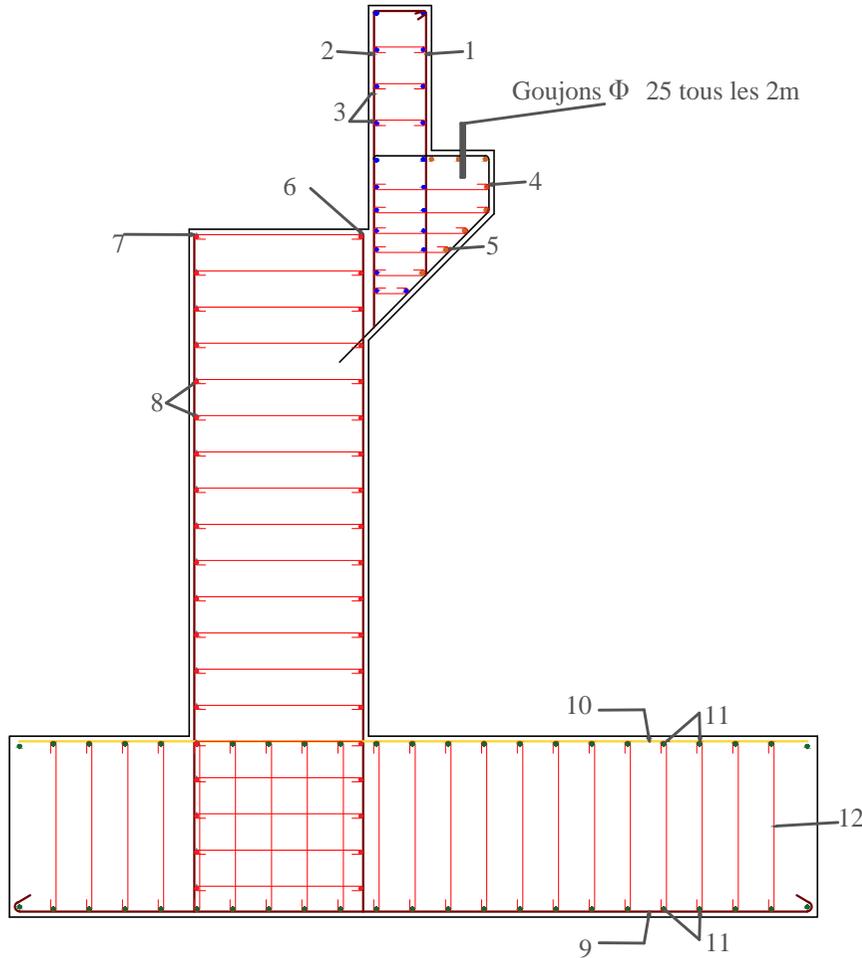


TABLEAU DE NOMENCLATURE DES ACIERS: FERRAILLAGE DE LA CULEE					
N°	Diamètre (mm)	Esp (cm)	Nbre	Façonnage des aciers	Longueur unitaire (cm)
1	14	15		180	190
2	12	15		174	215
3	10	15	22	660	660
4	10	15		28 60 117 28	233
5	10	15	11	660	660
6	14	15		375	375
7	12	15		375	375
8	10		20	660	660
9	20	12.5		20 444	484
10	12	12.5	25	444	444
11	10		23	660	660
12	25		24	94 5	104



REPUBLIQUE DU MALI

 MINISTERE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET DES
 COLLECTIVITES LOCALES

 ASSEMBLEE REGIONALE DE SIKASSO



SOCIETE D'ETUDES POLYTECHNIQUES I-SEPT
 Tél: 20 20 69 29/66 75 11 41, BP: 3069



INSTITUT INTERNATIONAL D'INGENIERIE DE
 L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT

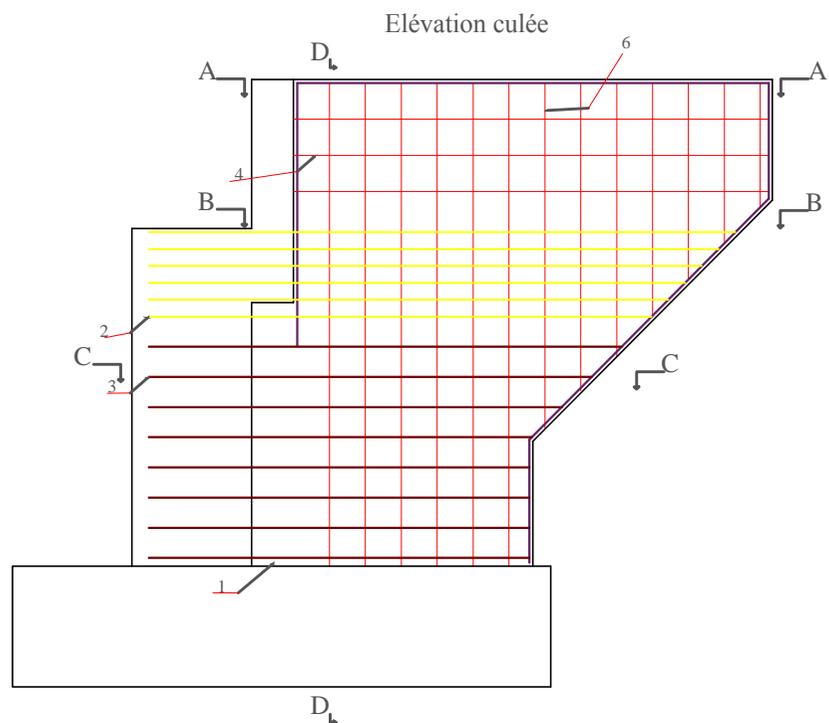
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL-HYDRAULIQUE

ETUDES COMPARATIVES
 DE DEUX VARIANTES DE
 PONT EN BETON ARME
 POUR LE FRANCHISSEMENT
 DU MONO A BOUGOUNI

DOUMBIA Boubarcar
 Master 2 GC-H/ROA

Plan de ferrailage:
 coupe sur la culée

Echelle:
 1/50



Coupe DD

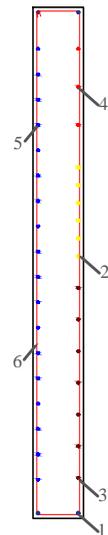
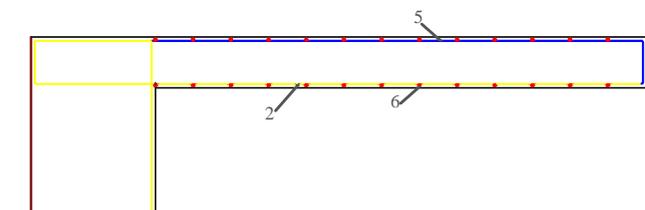


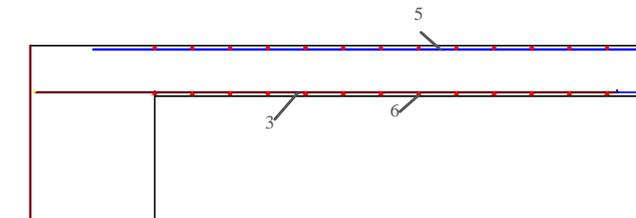
TABLEAU DE NOMENCLATURE DES ACIERS:
FERRAILLAGE DU MUR EN RETOUR

N°	Diamètre (mm)	Esp (cm)	Nbre	Façonnage des aciers	Longueur unitaire (cm)
1	16		2	94 560	875
2	16		8	490 34 234 94	852
3	20		6	395	395
4	10	30	3	34 397	862
5	10	30		437 34 20	491
6	10	30		397 34	862

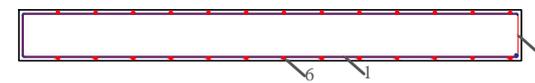
Coupe BB



Coupe CC



Coupe AA



REPUBLIQUE DU MALI

MINISTRE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET DES
COLLECTIVITES LOCALES

ASSEMBLEE REGIONALE DE SIKASSO



SOCIETE D'ETUDES POLYTECHNIQUES I-SEPT
Tél: 20 20 69 29/66 75 11 41, BP: 3069



INSTITUT INTERNATIONAL
D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE
L'ENVIRONNEMENT

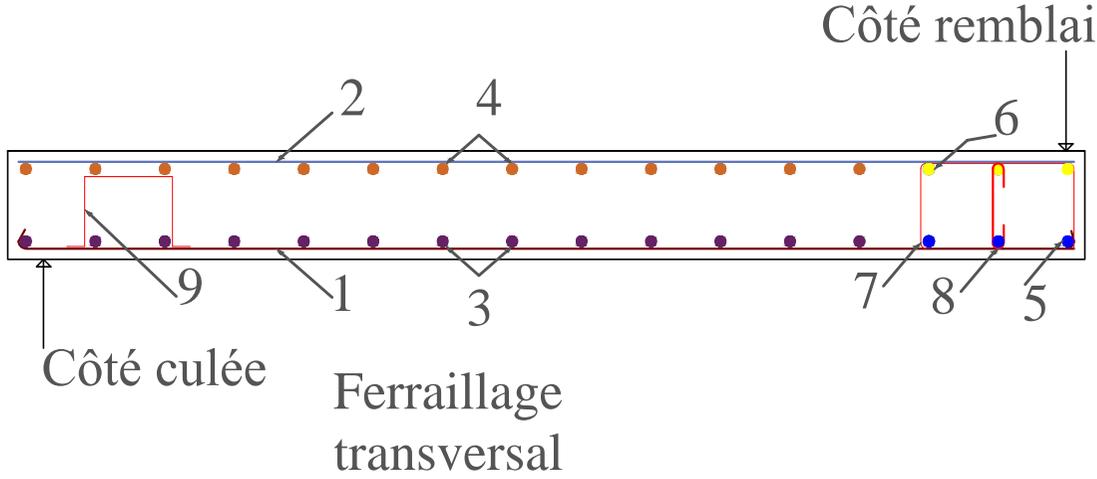
DEPARTEMENT GENIE
CIVIL-HYDRAULIQUE

ETUDES COMPARATIVES
DE DEUX VARIANTES
DE
PONT EN BETON ARME
POUR LE
FRANCHISSEMENT
DU MONO A BOUGOUNI

DOUMBIA
Boubacar
Master 2
GC-H/OA

Plan de ferrailage:
coupe sur le mur
en retour

Echelle:
1/50



Goujons Φ 25
tous les 2m

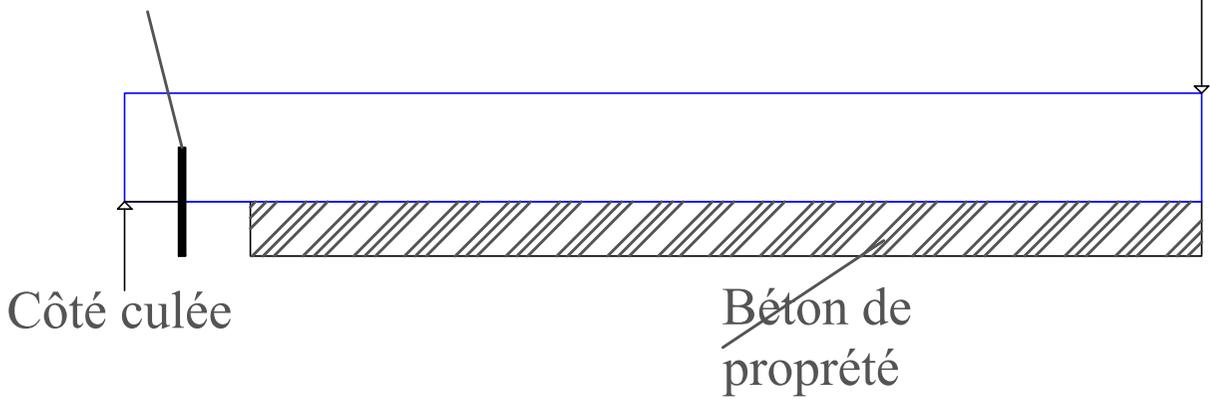


TABLEAU DE NOMENCLATURE DES ACIERS:
FERRAILLAGE DU TABLIER

N°	Diamètre (mm)	Esp (cm)	Nbre	Façonnage des aciers	Longueur unitaire (cm)
1	25	15		294	344
2	12	15		294	294
3	12	20		574	574
4	10	20		574	574
5	20		3	574	574
6	12		3	574	574
7	10	15		24 40	148
8	10	15		24 24	34
9	10		8/m ²	20 24	74