Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
International Institute for Water and Environmental Engineering
Fondation 2iE

ETUDE TECHNIQUE D'UN PONT A POUTRES EN BETON ARME A BOADE (Togo)

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

OPTION : GENIE CIVIL

Présenté et soutenu publiquement par

Essossinam Wiyao KEZIE

Travaux dirigés par :

Dr Adamah MESSAN

Jury d'évaluation du stage :

Président : M. THOMASSIN J. H.

Membre : M. Adamah MESSAN

Promotion [2011/2012]

DEDICACE

Nous dédions ce travail :

- Au maître du savoir, l'Eternel Dieu Tout Puissant. Que sa lumière nous guide dans nos choix et façonne notre histoire.

- A ma mère ; ce travail est l'un des couronnements de tes peines. Merci de m'avoir donné la vie et de m'avoir transmis le sens du discernement et du travail bien fait.

- A ma femme et mes enfants ; merci pour votre courage que vous aviez eu pour supporter mon absence durant les trois ans d'étude.

REMERCIEMENTS

Je remercie DIEU le tout puissant de m'avoir accordé la vie et atteindre ce stade. Mes remerciements vont aussi à l'endroit de toute l'administration de GER particulièrement à son Directeur Général M. Fréderic LEQUESSIME et mon encadreur au niveau de l'entreprise M. Kouré KPIKI qui est le Directeur Technique ainsi qu'à toute l'administration du 2ie et au corps professoral et surtout ceux qui ont apporté leur savoir-faire pour la rédaction de ce mémoire :

- Dr. Adamah MESSAN;
- Dr. Soumaila GUEY.

Je tiens à remercier mes chers parents, mes frères et sœurs et tous les ami(e)s pour leur soutien indescriptible.

RESUME

Pour désenclaver les zones de production agricole et promouvoir les échanges commerciaux, socio-économiques et culturels entre les populations des diverses localités à l'intérieur du pays et avec les pays de l'interland, il a été lancé un programme de réhabilitation et de construction d'ouvrages endommagés ou inexistants. Dans ce cadre a été engagé les études de reconstruction du pont de BOADE dans la sous-préfecture de CINKASSE, détruit en 2007 par les inondations.

L'étude du pont de BOADE pour lequel se consacre notre projet de fin d'étude constitue un véritable exercice de dimensionnement de pont.

L'ouvrage de notre projet est un pont en béton armé de 30 m de longueur efficace en deux travées de 15 m chacune. Il a 5,5 m de hauteur sous poutre.

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous nous sommes intéressés à presque tous les aspects du dimensionnement d'un pont à poutres en béton armé : surtout analyse structural de l'ouvrage.

Les études hydrologiques et hydrauliques, géotechniques et topographiques ont permis de déterminer la côte des plus hautes eaux du projet qui a conduit au calage du pont. Le tablier en deux travées est en béton armé et repose sur un système de deux culées et d'une pile intermédiaire. Il est calculé par la méthode de GUYON-MASSONNET. L'ensemble est porté par une fondation sur pieux étant donné que le bon sol se situe à 4,20 m en dessous du fond du fil d'eau.

Mots clés

1- désenclaver les zones de production agricole
2- pont en béton armé
3- aspects du dimensionnement
4- plus hautes eaux
5- fondation sur pieux

ABSTRACT

To open up areas of agricultural production and promote trade, socio-economic and cultural ties between peoples of various communities within the country and with countries interland it was launched a program of rehabilitation and construction works damaged or missing. In this context the study was initiated to rebuild the bridge BOADE in the sub-prefecture Cinkasse, destroyed by floods in 2007.

The study of the bridge which is dedicated to BOADE our final project study is an exercise in bridge design.

The work of our project is a reinforced concrete bridge 30 m of effective length in two spans of 15 m each. It has 5.5 meter high beam.

As part of our final project study, we were interested in almost all aspects of the design of a bridge with reinforced concrete beams: hydraulic design and structural analysis of the structure.

The hydrological and hydraulic studies, geotechnical and topographical have determined the coast of highest water project that led to fixing the bridge. The two-span deck is reinforced concrete and based on a system of two abutments and an intermediate pier. It is calculated by the method of Guyon-Massonnet. The assembly is carried by a pile foundation as good soil is located 4.20 m below the bottom wire water.

Keys words

1-Open up areas of agricultural production,

2-Reinforced concrete bridge

3- Aspects of design

4- Highest water

5-Pile foundation

TABLE DES MATIÈRES

DEDICACE i

REMERCIEMENTS ii

RESUME iii

ABSTRACT iv

LISTE DES TABLEAUX viii

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : APERCU GEOGRAPHIQUE DU TOGO ET DE LA ZONE DU PROJET 5

1.1. Situation géographique 5

1.2. Climatologie et pluviométrie 5

1.2.1. Climat 5

1.2.2. Relief et hydrographie 5

1.2.3. Pluviométrie 6

CHAPITRE II : CONCEPTION HYDRAULIQUE DE L'OUVRAGE 9

2.1 Définition 9

2.2 Etudes topographiques 9

2.2.1 Courbes de niveau 10

2.2.2 Profils de la route 10

2.2.3 Profils du fil d'eau 10

2.3.2 Principe de la méthode 11

A. Coefficient de ruissellement K_r 12

B. Temps de base T_B et temps de montée T_M 12

C. Rapport K entre le débit de pointe et le débit moyen 12

D. Passage au débit de crue centennale Q_{100} 12

2.4. Etudes géotechniques 13

2.4.1 Aperçu géologique du site. 14

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE 17

3.1. Définition du projet 17

3.1.1 Données naturelles et fonctionnelles 17

3.1.1.1 Données naturelles.....17

3.1.1.2 Données fonctionnelles 18

3.1.2 Description de l'ouvrage (Voir annexe A) 18

3.1.2.1 Généralités.....18

3.1.2.2 Cotes des différentes parties du pont.....19

3.1.2.5 Poutres principales 20

3.1.2.6 Entretoises 20

3.1.2.7 Tablier 20

3.1.2.8 Dalle de transition 20

3.1.2.9 Appui néoprène 20

3.1.2.10 Equipement.....20

CHAPITRE IV : Calcul de la superstructure 21

4.1 Hypothèses de calculs 21

4.1.1 Documents de référence 21

4.1.2 Charges 21

4.1.2.1 Charges permanentes 21

4.1.2.2 Charges d'exploitation 21

4.1.2.3 Contraintes admissibles 22

4.1.3 Analyse structurale du tablier 23

4.1.3.1 Evaluation des coefficients de majoration dynamique δ 23

4.1.3.2 Calcul du hourdis 24

1) Ferraillage de la dalle 25

4.2 Calcul des poutres 29

4.2.1 Calcul des armatures longitudinales.....30

4.2.2 Calcul des armatures transversales 31

4.2.3 calcul des entretoises 32

Conclusion partielle.....32

CHAPITRE V : Calcul des infrastructures.....33

5.1. Calcul de la stabilité des culées 33

5.1.1. Dimensionnement.....33

5.1.1.1. Mur :.....33

5.1.1.2. Semelle :.....33

5.1.2. Bilan des charges.....33

A. Calcul des armatures dans le mur 34

5.1.2.1. Calcul du mur garde- grève 34

5.1.3. Calcul de la semelle de la culée 35

Les détails de calcul sont en annexe C nous allons juste monter le ferraillage calculé.35

5.1.3.1. Calcul des armatures dans la semelle 35

5.1.4. Calcul de la semelle sur des pieux.....35

5.2 Calcul de la pile 36

5.2.1 Calcul des armatures à la base du mur 36

5.2.2 Calcul de la semelle sous la pile (semelle sur pieux).....36

5.2.3 Calcul des chevêtres 36

CHAPITRE VI *CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS*.....38

BIBLIOGRAPHIE 40

ANNEXES 41

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : station de Dapaong : pluviométrie (en mm et 1/10^{è})

Tableau 2.2 : Classification par ordre décroissante des hauteurs maximales de crue

en 24 h

Tableau 2.11 : Détermination de la hauteur des PHE

Tableau 4.1 : Récapitulatif de la répartition des moments

Tableau 4.2 : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELU

Tableau 4.3 : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELS

Tableau 4.4 : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELU

Tableau 4.5 : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELS

Tableau 4.6 : Récapitulatif des paramètres de calcul des sollicitations

Tableau 4.7 : Coefficients de répartition transversale K_α

Tableau 4.8 : Coefficients de répartition transversale μ_α

Tableau 4.9 : Récapitulatif des moments de flexion

Tableau 4.10 : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELS

Tableau 4.11 : Récapitulatif des efforts tranchants V

INTRODUCTION GENERALE

1.1 Contexte

Facteur économique de premier plan, la route a été, reste et restera encore le moyen de communication le plus usité au monde.

Partie d'un simple débroussaillage permettant le déplacement des biens et des personnes pour l'écoulement et le cheminement de produits agricoles, la route a connu un essor sans précédent les siècles derniers avec l'acquisition par l'homme de nouvelles technologies dans le domaine de la production et des transports. L'évolution des pratiques de construction a suivi cet essor de la route qui peine de plus en plus à supporter l'évolution du trafic mue par les facteurs suivants :

- le développement du commerce ;
- la quête de la modernité, de la vitesse optimale, du confort et de la sécurité dans les transports ;
- l'apparition des pneumatiques ;
- la nécessité de transport rapide des convois militaires ;
- l'apparition de véhicules poids lourds pour le transport de grandes quantités de marchandises.

Au vue de tous les atouts qu'apporte la route dans le développement de nos pays, nous avons choisi d'approfondir nos connaissances sur une partie clé de la route qui est le PONT.

C'est ainsi que lors de notre stage au bureau d'étude de l'entreprise G.E.R-Togo (Grande Entreprise Routière) qui a gagné la construction du pont de BOADE dans la préfecture de CINKASSE, nous avions voulus faire l'étude technique de ce pont.

1.2 Problématique

La route doit présenter certaines caractéristiques indispensables à sa tenue dans le temps. Cependant ces caractéristiques sont très mal connues. A cette difficulté s'ajoute le caractère complexe et insaisissable du comportement du sol support.

Par ailleurs le budget requis pour la réalisation et l'entretien des routes de qualité irréprochable reste tellement exorbitant, qu'il est difficile à nombre de pays sous-développés de se doter d'un réseau routier fiable à long terme.

Plus qu'ailleurs, l'Afrique, restée le continent le plus pauvre de la planète, a nécessairement besoin de ce moyen de communication qu'est la route, pour son développement et pour la relance de son économie encore embrillonnaire et principalement basée sur l'agriculture. Notre pays le Togo ne restera pas hors de cette dynamique de développement. C'est pourquoi un programme de réalisation et de réhabilitation des infrastructures routières a été lancé il y a quelques années. Ce programme a pour objectif d'étendre le réseau routier du pays et rendre praticable celui existant ; l'accent étant mis sur le désenclavement des zones agricoles. Le réseau routier doit être praticable en toute saison et partout où la circulation pourrait être coupée par des obstacles au nombre desquels les cours d'eau beaucoup plus rencontrés dans notre pays. Il existe des ouvrages de franchissement spécifiques à chaque type d'obstacle. Généralement, les obstacles majeurs constitués par des cours d'eau sont franchissables par des ponts.

Avec les inondations qu'a connues notre pays ces dernières années, plusieurs ouvrages d'art restés vétustes, ont été détruits. Pour rétablir la circulation sur les voies concernées, le Gouvernement a lancé des projets de reconstruction des ouvrages détruits parmi lesquels le pont de BOADE dans la préfecture de CINKASSE, qui fait ici l'objet de notre étude.

1.3 Objectif de l'étude

1.3.1 Objectif Général

L'objectif général de cette étude est d'établir les plans d'exécution pour la construction du pont de BOADE dans la préfecture de CINKASSE.

1.3.2 Objectifs spécifiques

Pour atteindre l'objectif général, il faut :

- Faire une visite du site ;
- Faire des études géotechniques en vue de savoir sur quel type de sol sera fondé l'ouvrage et quelle est la contrainte de ce sol ;
- Faire des études topographiques, hydrauliques et hydrologiques pour caler les côtes du pont ;

- Faire une analyse de la superstructure et de l'infrastructure et les dimensionner.

1.3.3 Méthodologie

Tableau 1 : Cadre logique de l'étude

Objectif général : L'objectif général de cette étude est d'établir les plans d'exécution pour la construction du pont de BOADE dans la préfecture de CINKASSE.		
Objectifs spécifiques	**Activités**	**Résultats attendus**
visite du site	Analyse du site du projet Collecte des informations chez les riverains	Impacts liés aux dégradations du site, les causes et les mesures d'atténuation
Études géotechniques	Essais d'identification Description et coupe géotechnique Pénétromètre dynamique	Caractéristique des sols de fondation, Capacité portante du sol et profondeur d'enrage des fondations.
Eudes topographiques, hydrauliques et hydrologiques	Collecte des données au niveau des services météo de la zone Délimitation du bassin versant Estimation du débit du projet	- caler les côtes du pont ; - section hydraulique du pont.
analyse de la superstructure et de l'infrastructure	Pré dimensionnement et dimensionnement de tous les éléments du pont.	- Plans d'exécution ; - Notes de calcul.

Pour mener à bien notre étude, nous nous servirons des résultats des études hydrologiques et hydraulique réalisées par le bureau d'étude de l'entreprise GER, des résultats des études

géotechniques réalisées par le Laboratoire National de Bâtiment et des Travaux Publics (LNBTP) et des résultats des études topographiques réalisées par le bureau d'étude INGER.

Le thème de notre étude, intitulé « Etude technique d'un pont à BOADE dans la préfecture de CINKASSE» sera traité en cinq chapitres :

- le premier chapitre sera consacré à l'aperçu géographique du Togo et de la zone du projet ;
- le second chapitre traitera de la conception hydraulique de l'ouvrage ;
- le troisième se penchera sur le pré-dimensionnement de l'ouvrage;
- le quatrième se penchera sur l'étude de la superstructure du pont ; le tablier sera calculée par la méthode de GUYON-MASSONNET ;
- enfin le cinquième nous permettra de calculer l'infrastructure de l'ouvrage.

CHAPITRE I : APERCU GEOGRAPHIQUE DU TOGO ET DE LA ZONE DU PROJET

1.1. Situation géographique

Le Togo est situé entièrement dans la zone intertropicale entre l'équateur et le tropique du cancer, plus précisément entre les parallèles 6°30' et 11°30' de latitude Nord d'une part et les méridiens 0° et 1°30' de longitude Est d'autre part.

Le pont en projet est situé dans la région des Savanes, plus précisément dans la sous-préfecture de Cinkassé à environ 4 km au Nord-Ouest de la ville de Cinkassé (fig 1).

1.2. Climatologie et pluviométrie

1.2.1. Climat

Par sa situation en latitude, le Togo appartient au domaine des climats chauds et humides de la zone intertropicale. Les moyennes thermiques sont constamment élevées et c'est le rythme des précipitations qui détermine les saisons.

Le climat de la zone du projet est de type soudano guinéen à deux saisons :

- une saison sèche, de Novembre à Mai, avec de très fortes températures atteignant 38° et 40° entre les mois de Mars et de Mai ;
- une saison des pluies, de Juin à Octobre, avec un maximum des précipitations marqué en Août et Septembre.

La température moyenne est de l'ordre 30° ; cependant, les écarts de températures sont importants.

L'essentiel de la végétation de la zone du projet est de type savane arborée très dégradée par la principale activité qui est l'agriculture itinérante, caractérisée par les cultures annuelles que sont le riz, le sorgho/mil, le maïs, le haricot, l'arachide, etc. La forêt galerie est quasi inexistante le long des cours d'eau.

1.2.2. Relief et hydrographie

La zone du projet est relativement peu accidentée. Elle est essentiellement drainée par un cours d'eau et ses petits affluents qui relèvent du système hydrographique de la volta située à l'ouest à la frontière du Togo et du Ghana. Le cours d'eau franchi par l'ouvrage en projet est la rivière BOULENARBA du village de BOADE. Ce cours d'eau situé à environ 4 kilomètres à l'Ouest de Cinkassé sépare BOADE du reste du pays.

1.2.3. Pluviométrie

Le Togo est couvert par plusieurs stations dont la plus grande partie possède des statistiques étalées sur plus de 10 années d'observations. D'après le service de la météorologie, la station de Cinkassé n'est pas fonctionnelle depuis plusieurs années. La station la plus proche du projet qui a été retenue pour l'étude est celle de Dapaong dont nous retiendrons:

- des hauteurs mensuelles et annuelles de pluie sur les 45 dernières années
- et des hauteurs de pluie maximale en 24 h sur les 45 dernières années.

Fig 1. CARTE DU TOGO

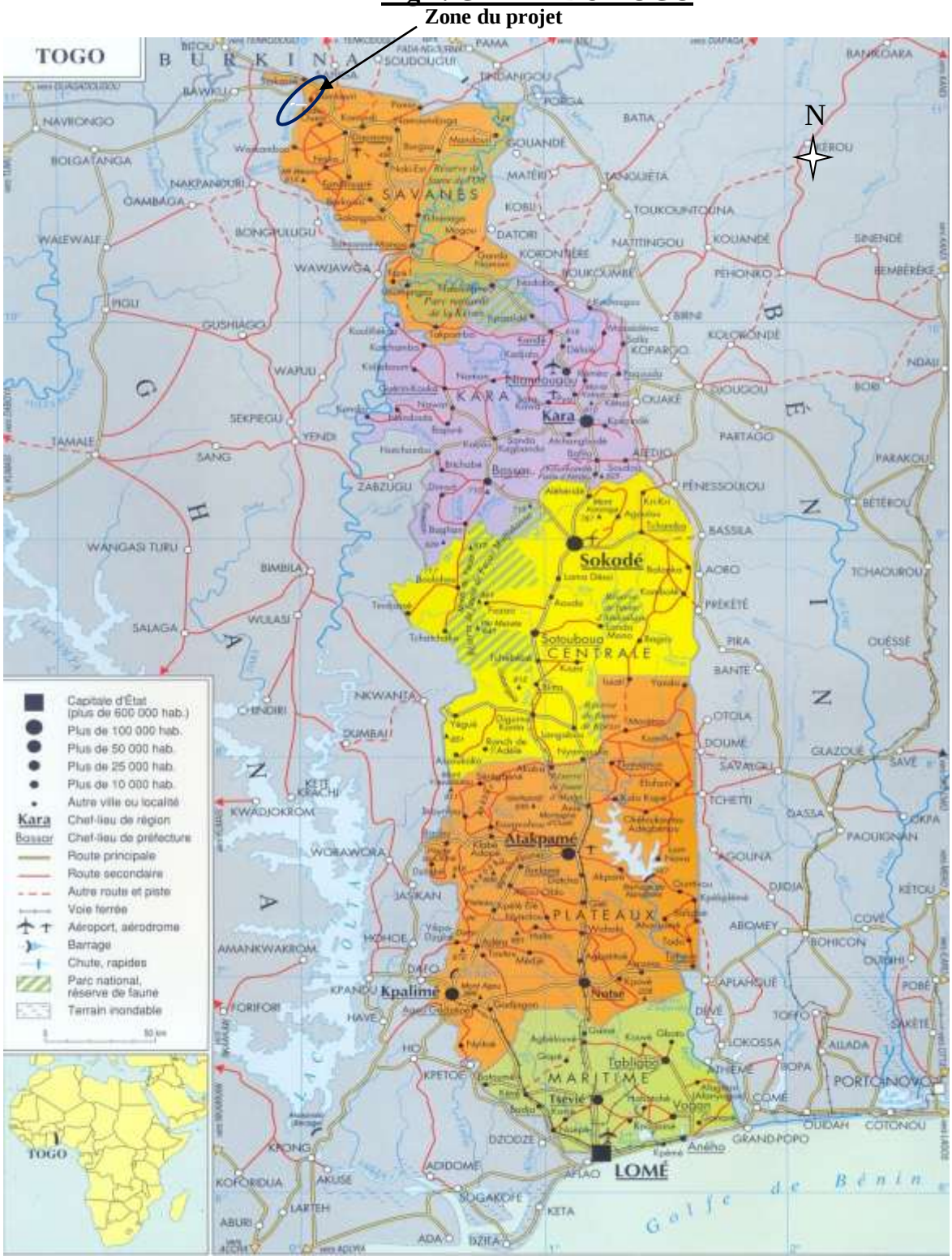
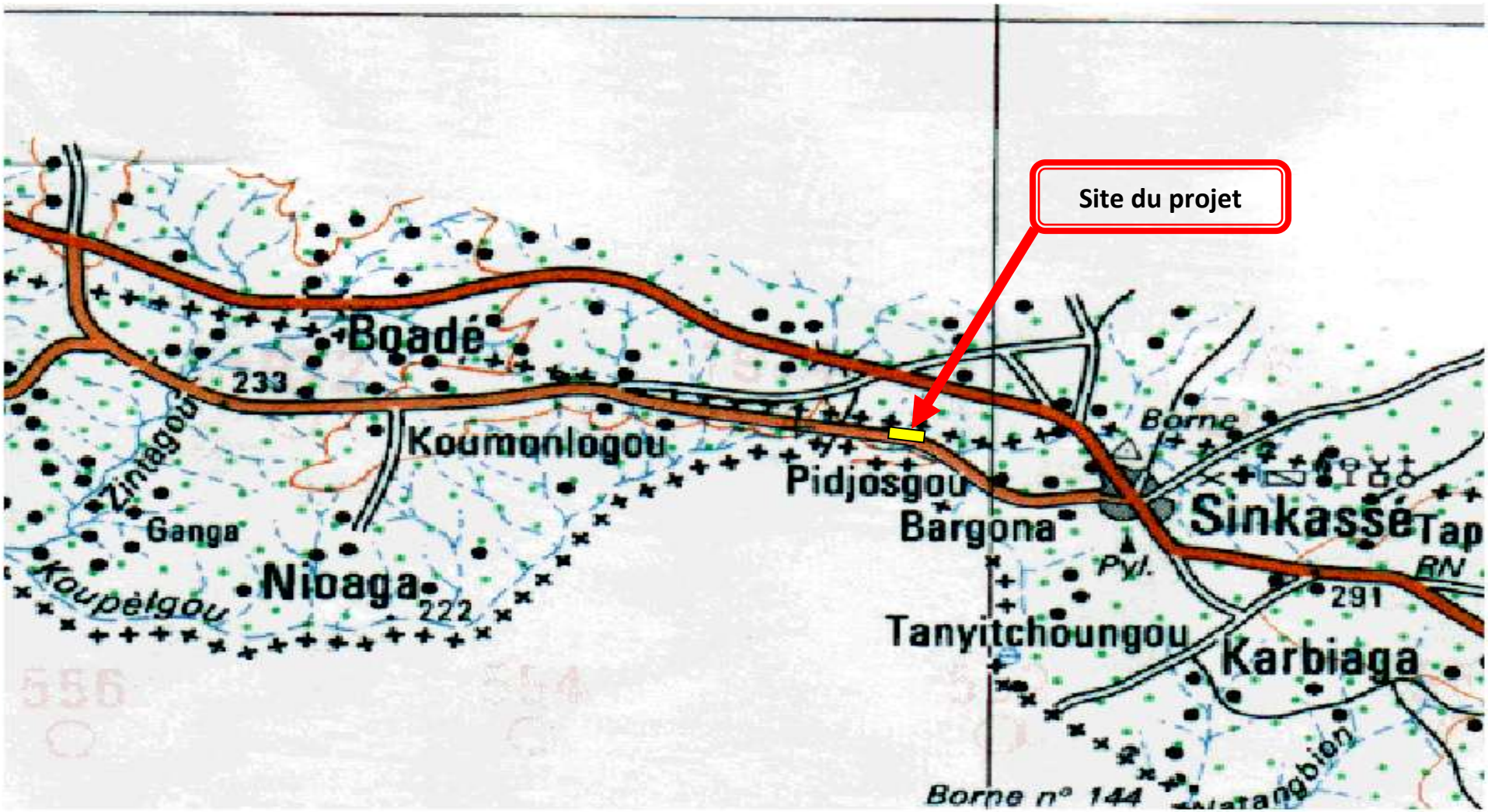


Fig 1.2 : Carte de la zone du projet



CHAPITRE II : **CONCEPTION HYDRAULIQUE DE L'OUVRAGE**

2.1 Définition

Un pont désigne en général tout ouvrage permettant à une voie de circulation de franchir un obstacle naturel ou une autre voie de circulation, qu'elle soit terrestre, fluviale ou maritime. On distingue selon les cas : de pont-route, pont-rail, pont-canal.

Cette définition est un peu imprécise dans la mesure où elle ne se réfère à aucune notion de dimension, de forme ou de nature d'ouvrage. Pour les petits ponts hydrauliques, on parle couramment de ponceaux ou de dalots. A l'inverse, on emploie de préférence le terme de viaduc lorsqu'il s'agit d'un ouvrage de grande longueur possédant de nombreuses travées et généralement situé en site terrestre. De même, une buse est un ouvrage de franchissement que l'on ne désigne jamais par le terme de pont, même si son ouverture est de dimension respectable. Enfin, certaines tranchées couvertes répondent à la définition de pont.

Somme toute, on désigne par pont tout ouvrage de franchissement en élévation construit in situ, ce qui exclut les buses totalement ou partiellement préfabriquées. Il en ressort donc qu'il existe plusieurs types de ponts.

Pour mener à bien un projet de pont, certaines études préalables sont indispensables, quels que soient la classification et le type de pont projeté. Il s'agit principalement :

- ✓ Des études topographiques,
- ✓ Des études hydrologiques et hydrauliques et
- ✓ Des études géotechniques.

2.2 Etudes topographiques

Les études topographiques ont pour but de définir la configuration morphologique du terrain. Elles permettent le choix judicieux du site du projet et une implantation appropriée de l'ouvrage projeté. Les terrassements de toutes natures sont définis sur la base des résultats des études topographiques qui constituent le soubassement des études hydrologiques et hydrauliques du projet.

Le présent rapport constitue l'étude topographique du projet d'aménagement du pont de BOADE ; projet initié par le Fonds d'Entretien Routier du pays. L'ouvrage de franchissment existant a été détruit avant l'étude.

Cette étude a été réalisée par le bureau d'étude INGER qui a pour mission l'étude de l'ouvrage en projet. Nous en présentons ici les résultats que nous utiliserons.

2.2.1 Courbes de niveau

Les courbes de niveau du site du pont de BOADE vont de la cote 239,5m à 252m.

2.2.2 Profils de la route

Sur la vue en plan des environs du site retenu pour l'ouvrage projeté on constate que la voie portée relie Cinkassé à la frontière entre le Togo et le Ghana. Un dalot 1x1 en bon état existe sur cet itinéraire.

Sous la vue en plan est montré le profil en long de la voie portée sur une longueur totale de 792,91m. La pente de la route est de l'ordre de 1,3%.

Les côtes de l'axe de la route au niveau du site vont de 245,10m à 245,53m.

2.2.3 Profils du fil d'eau

Sur le profil en long du fil d'eau on constate que la pente du fond du lit du cours d'eau est relativement faible, comprise entre 0,2% et 0,55%.

La côte de l'axe du fond du lit du cours d'eau au niveau du site est de 240,25m tandis que la berge se trouve à la côte 245,53m soit une dénivellation de 5,28m.

2.3 Etudes hydrologiques et hydrauliques

L'hydrologie selon le **Conseil Américain pour la Science et la Technologie**, est ''la science qui étudie les eaux terrestres, leur origine, leur mouvement et leur répartition sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques, leurs interactions avec l'environnement physique et biologique et leur influence sur les activités humaines''.

Pour le projet en étude, les études hydrologiques nous permettront de déterminer les caractéristiques du fleuve au site du projet ; caractéristiques qui nous permettront de déterminer les dimensions de l'ouvrage projeté. Les divers procédés de l'étude étant basées sur des études probabilistes, l'on ne saurait prétendre obtenir des résultats fiables à 100%. C'est pourquoi des analyses statistiques minutieuses des résultats devront être entreprises par le projeteur en vue d'obtenir des résultats avec une marge d'erreur acceptable.

Il faut rappeler que les études hydrologique et hydraulique ont été préalablement faites par l'ingénieur hydraulicien de l'entreprise. Nous allons juste faire un résumé de quelques résultats nécessaires pour notre étude.

Nous avions en annexe G les Tableau 2.1 et Tableau 2.2 : les pluviométries de la station de Dapaong et la classification par ordre décroissante des hauteurs maximales de crue en 24h. Etant donné que des études préliminaires sont déjà faites on a une hauteur de pluie retenue qui est de **H10 = 120 mm.** Cette hauteur est donnée par la loi de GUMBEL. Que nous retiendrons pour la suite de l'étude.

2.3.1 Détermination du débit de crue décennale : Méthode ORSTOM.

2.3.2 Principe de la méthode

La méthode part d'une synthèse de résultats obtenus sur soixante bassins expérimentaux dispersés en Afrique et de l'hypothèse de base selon laquelle *la crue décennale est engendrée par une averse décennale*. Ces bases ayant été fixées, le principe de calcul du débit maximal décennal de ruissellement est le suivant :

a) On estime la hauteur H_{10} de l'averse décennale ponctuelle, sans prendre en compte son intensité. Cette opération a fait l'objet de l'étude statistique réalisée plus haut.

b) Avec le coefficient d'abattement α qui tient compte de la non- homogénéité spatiale de l'averse considérée, et la superficie du bassin, on évalue le volume V_p de la précipitation sur le bassin considéré par la relation :

$$V_p = \alpha HS$$

c) Partant des caractéristiques topographiques, végétales et géologiques du sol, on recherche la valeur du coefficient de ruissellement K_r qui permettra de calculer le volume d'eau V_r effectivement ruisselé sur le bassin.

$$V_r = K_r V_p$$

d) La durée effective du ruissellement sur le bassin T_B appelée **Temps de base** est évaluée à partir des caractéristiques du bassin. On peut également évaluer le temps de montée T_M de la crue. T_B et T_M permettent de définir l'hydrogramme de crue une fois le débit de pointe connu. Le débit moyen M de ruissellement, pour la crue décennale, pendant un temps égal au temps de base est :

$$M = \frac{K_r \cdot V_p}{T_B}.$$

e) Le débit de pointe Q_{max} de la crue décennale est donné par la relation :

$$Q_{max} = K.M$$

Où K est un coefficient déterminé expérimentalement et M le débit moyen.

Les résultats obtenus sont :

A. Coefficient de ruissellement K_r

$K_r = 0,36$

$V_r = K_r V_p = 2830464\ m^3$

B. Temps de base T_B et temps de montée T_M

$T_B = 31\ h$

Et **$T_M = 5,8\ h$**

Connaissant le temps de base, nous pouvons calculer le débit moyen M de ruissellement pour la crue décennale : $M = \frac{K_r \cdot V_p}{T_B} = \frac{V_r}{T_B} = \frac{2830464}{31 \cdot 3600}$

$M = 25,36\ m^3/s$

C. Rapport K entre le débit de pointe et le débit moyen

Les auteurs de la méthode ORSTOM indiquent que pour les bassins tropicaux et tropicaux de transition, l'on peut adopter pour le coefficient K la valeur **2,5** quelle que soit la superficie du bassin, sans risquer de très graves erreurs.

Pour K = 2,5 et $Q_{max} = K \cdot M$ on trouve $Q_{max} = 63,41\ m^3/s$

0n retiendra : **$Q_{10} = 64\ m^3/s$**

D. Passage au débit de crue centennale Q_{100}

G. Marton a proposé la relation :

$$Q_{100} = 1,45 \cdot Q_{10}\ .$$

Dans le cadre de notre projet, nous utilisons : $Q_{100} = 1,5\ Q_{10}$

Nous obtenons alors $Q_{100} = 96\ m^3/s$

Ce débit étant déterminé, nous procèderons au dimensionnement proprement dit du pont.

nous allons utiliser les résultats issus des études de l'entreprise pour la détermination du PHE

Les résultats des calculs des débits pour les écoulements, le tirant naturel de l'eau (h_n), le tirant d'air (h_a) et la surélévation du niveau de l'eau (ΔZ) due à l'étranglement de la section de l'écoulement sont donnés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2.11 : Détermination de la hauteur PHE

Cote fond du lit	k_s	S (m²)	P (m)	Pente (%)	Q (m^3/s)	h_n (m)	h_a (m)	ΔZ (m)	PHE (m)
								Pont de 30m	Pont de 30 m
240,25	18	163,80	53,78	0,003	339,32	4,15	1	0,30	5,50

PHEP = PHEN + h_a + ΔZ

PHEP = 244,40 + 1,00 + 0,30

PHEP = 245,70 m

Et la hauteur sous poutre vaut : H_{sp} = 5,45 m

Nous prendrons pour hauteur sous poutre la valeur **H_{sp} = 5,50 m.**

Soit : PHEP **= 245,75 m**

2.4. Etudes géotechniques

Les études géotechniques ont pour but la détermination des caractéristiques physiques et mécaniques du sol en place en vue d'une implantation et d'un dimensionnement appropriés des fondations des appuis.

Ces essais ont généralement pour but de déterminer :

- la nature des sols dans l'emprise de chaque ouvrage ;
- leurs contraintes admissibles ;

et de proposer les différents modes de fondations susceptibles d'être envisagés.

Nous présenterons ici les différentes conclusions des études géotechniques.

2.4.1 Aperçu géologique du site.

Selon la carte géologique du TOGO feuille de Dapaong, le site du pont de Boadé est caractérisé par des roches amphibolites à gros grains. A l'affleurement, cette roche se présente sous forme de grosses boules de couleur noire-verdâtre, à structure grenue formée de grains centimétriques.

2.4.2 Programme de la reconnaissance.

Il a consisté en la réalisation de :

- 7 essais de pénétration dynamique jusqu'au refus ;
- 6 sondages à la tarière manuelle à 4 m de profondeur.

2.4.3 Résultats de la reconnaissance.

a) Nature des sols rencontrés.

Les résultats des sondages à la tarière sont donnés sous forme de coupe de terrain au regard des diagrammes pénétrométriques.

- de 0 à 1.50m : Limon argileux ;
- de 1.00 à 2.40m : Sable fin à grossier avec parfois des grains de quartz ;
- de 2.40 à 4.00m : Roche altérée ;

Au-delà de 4.00m, on rencontre la roche saine.

b) Résistance des sols rencontrés.

Les essais de pénétration dynamique ont été réalisés dans le lit de la rivière. Les résistances obtenues sont extrêmement faibles voire nulles sur les premiers mètres. Le train de tiges descendait sous l'effet de son propre poids et à partir de 1,50m de profondeur, les résistances dynamiques croissent progressivement jusqu'à 4m de profondeur mais restent comprises entre 0,2MPa et 0,3MPa.

Un refus brusque a été obtenu en tous les points d'essai à 4,20m de profondeur.

2.4.4 Détermination de la contrainte admissible.

La contrainte admissible d'un sol déterminée à partir des résultats des essais au pénétromètre dynamique est donnée par la formule ci – après :

$$\sigma_a = \frac{R_d}{F_s}$$ dans laquelle

σ_a = contrainte admissible en MPa ;

R_d = résistance dynamique de pointe exprimée en MPa ;

F_s = coefficient réducteur garantissant une sécurité de 3 ;

Le tableau ci–dessous donne les contraintes admissibles obtenues à partir des résistances de pointe au pénétromètre dynamique lourd.

Tableau 2.12 : **Contraintes admissibles suivant la profondeur.**

Profondeur (m)	Contraintes admissibles en MPa						
	PD1	PD2	PD3	PD4	PD5	PD6	PD7
1.00	0.00	0.01	0.05	0.033	0.010	0.00	0.08
2.00	0.10	0.08	0.16	0.11	0.25	0.13	0.11
2.60	0.19	0.08	0.10	0.11	0.13	0.20	0.50
3.00	0.13	0.50	0.10	0.15	0.15	0.21	0.20
3.60	0.21	.073	0.22	0.25	0.21	0.17	0.08
4.00	0.18	2.58	0.45	0.18	1.03	0.36	0.56
4.20	2.45	---	3.54	0.25	3.19	2.38	3.54

.

Conclusion de l'étude géotechnique

Compte tenu des contraintes admissibles obtenues on pourra envisager des fondations par puits havés à 4.20 m de profondeur en sollicitant le sol de 3 bars. Le diamètre des puits sera compris entre ϕ 800 et ϕ 1000. Une autre solution serait de fonder les culées sur pieux forés en béton armé. Dans ce cas, un système de pieux isostatiques est mieux conseillé étant donné que ce système a l'avantage de travailler uniquement en compression simple et ne sont pas soumis à des moments de flexion. De plus, dans un système isostatique, les sollicitations des pieux ne dépendent pas de la longueur de ceux-ci. Nous adopterons pour le pont projeté la deuxième solution qui paraît être la mieux adaptée, pour les raisons ci-dessus citées.

Nous allons dans le chapitre suivant procéder aux pré-dimensionnements de l'ouvrage.

CHAPITRE III : PREDIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE

Le dimensionnement structural d'un pont est l'étude de stabilité de l'ouvrage qui concerne principalement l'analyse de la superstructure puis l'analyse de l'infrastructure. La superstructure est l'ensemble des éléments constituant le tablier ; l'infrastructure est composée des piles, des culées, des semelles et des pieux dans le cas de notre étude.

Le dimensionnement hydraulique du pont ayant fait l'objet du chapitre précédent, le présent chapitre concerne le pré-dimensionnement géométrique de l'ouvrage qui sera confirmé ou non par le calcul de la superstructure puis celle de l'infrastructure.

Nous procéderons donc dans les chapitres qui vont suivre à l'étude de la superstructure après avoir procédé au dimensionnement de l'ouvrage projeté, puis nous finirons par l'analyse de l'infrastructure. Le présent chapitre concerne le dimensionnement géométrique de l'ouvrage.

3.1. Définition du projet

La définition d'un projet de pont repose aussi sur le choix judicieux d'un type de pont ; un choix qui dépend des moyens économiques à disposition, du rôle envisagé du pont, et des contraintes imposées par le site du projet.

La conception d'un pont doit satisfaire à un certain nombre d'exigences puisqu'il est destiné à offrir un service à des usagers. On distingue les exigences fonctionnelles et les exigences naturelles.

3.1.1 Données naturelles et fonctionnelles

Les données naturelles sont imposées par le site ; et le projeteur se devra de les connaître avec précisions car certaines comme la nature du sol et le cours d'eau et ses caractéristiques ne sont pas modifiables, ou peuvent l'être avec un déboursement financier exorbitant. Quant aux données fonctionnelles, elles sont fixées par les intervenants du projet. Nous définirons succinctement ces deux notions de données naturelles et fonctionnelles dans les paragraphes ci-dessous.

3.1.1.1 Données naturelles

Ce sont l'ensemble des éléments de l'environnement de l'ouvrage qui influent sur sa conception. Ce sont :

- La topographie du site qui a permis d'établir le profil en travers de la brèche à franchir ;
- Les études hydrologiques et hydrauliques qui nous ont permis de déterminer les caractéristiques hydrauliques de l'ouvrage projeté.
- Les études géotechniques qui ont permis de déterminer la profondeur à laquelle se trouve le bon sol et par conséquent à quelle profondeur l'on devra fonder le pont.

3.1.1.2 Données fonctionnelles

Les données fonctionnelles sont l'ensemble des caractéristiques permettant au pont d'assurer sa fonction d'ouvrage de franchissement.

L'objectif premier de l'ouvrage est de désenclaver les populations des villages de BOADE qui se voient séparées de du reste du Togo par un cours d'eau qui en saison de grandes pluies, empêche tout franchissement. L'ouvrage permettra surtout l'écoulement des produits agricoles qui reste la seule source de revenu des populations environnantes qui sont essentiellement agricoles et qui seront obligées d'écouler leurs produits au Ghana et au Burkina Faso. Les informations recueillies auprès des usagers montrent que la voie portant l'ouvrage sert aussi à alléger le trafic sur la route nationale N°1.

Les données en rapport avec les chocs des bateaux ne seront pas prises en compte puisque le cours d'eau n'est pas navigable.

3.1.2 Description de l'ouvrage (Voir annexe A)

3.1.2.1 Généralités

Le pont de BOADE comprend deux travées indépendantes dont la portée (axe- axe des appareils d'appui) est de 15,00m. La longueur du tablier dans chaque travée est de 15,725m et la longueur totale du tablier y compris un joint de 5cm au niveau de la pile est de 31,5m. Le pont aura une largeur totale de 10 m.

Par suite l'ouvrage projeté aura les caractéristiques suivantes (voir élévation et vue en plan, annexe A) :

- 7 mètres de voies de circulation à raison de 3,5 m chacune,
- deux trottoirs évidés de 1,5 m de chaque côté,
- la dalle du tablier en béton armé aura 25 cm d'épaisseur,

- le pont sera équipé d'un garde-corps de 1,20 m de hauteur constitué par des tuyaux galvanisés Φ60,
- le garde-corps sera scellé dans une corniche,
- la chaussée aura une pente transversale de 2 %,
- l'évacuation des eaux de ruissellement sera assurée par des gargouilles en tuyaux PVC Φ100 placés à tous les 5 m dans la dalle du tablier,
- l'ouvrage se situe en rase campagne ; il ne sera donc pas prévu d'éclairage.

3.1.2.2 Cotes des différentes parties du pont

En fonction de la nature du sol donnée par les études géotechniques, le pont sera fondé sur un système de pieux dont. La côte PHE étant calée à 245,75 m, il ressort les côtes suivantes des différentes parties du pont (voir plan de l'élévation en annexe C) :

- Cote du fond du lit (suivant topographie) : +240,25 m
- Cote du fond de la semelle : +238,75 m
- Cote de la partie inférieure des pieux : +235,25 m. Les pieux sont longs de 3,50 m
- Cote du point de jonction mur- semelle : +239,75 m
- Cote de la fin du mur de front : +244,88 m
- Cote de la tête de la culée : +245,68 m. La culée a une hauteur de 5,93 m y/c corbeau
- Cote de la fibre inférieure des poutres : +245,75 m. La hauteur libre est de 5,50 m
- Cote du tablier : +247,10 m
- Cote de la fibre inférieure de la pile : +243,58 m. Sans la poutre chevêtre, la pile a une hauteur de 4,93 m.

3.1.2.3 Pile

L'ouvrage comprend une pile en voile béton armé d'épaisseur 0,80m fondée sur une semelle sur pieux. La pile est terminée par une poutre chevêtre de 1,25 m $\times$ 1,25 m servant de support des poutres longitudinales au droit de la pile

3.1.2.4 Culées

Le pont de BOADE comprend à chaque extrémité une culée composée comme suit:

- un mur de front d'épaisseur 0,90 m ayant à sa tête un corbeau et un mur garde- grève de 0,30 m d'épaisseur ;
- deux murs en aile et deux murs en retour d'épaisseur 0,70 m.

3.1.2.5 Poutres principales

L'ouvrage comporte 6 poutres principales par travée, soit un total de 12 poutres de 0,35 m $\times$1, 35 m de section et une longueur totale de 15,725 m.

3.1.2.6 Entretoises

Au niveau de chaque appui, une entretoise de section 0,35m $\times$1,00m permet de solidariser les poutres.

3.1.2.7 Tablier

Le tablier est composé d'une dalle d'épaisseur 0,25m.

3.1.2.8 Dalle de transition

Sur chaque rive et sous 0,60m de remblai, la dalle de transition repose sur les corbeaux des culées.

3.1.2.9 Appui néoprène

Sous chaque appui de poutres principales sera disposé un appui néoprène en élastomère fretté. On a donc un nombre égal à $6 \times 2 \times 2$, soit 24 appuis néoprènes.

3.1.2.10 Equipement

Deux garde-corps métalliques de longueur 31,5m seront posés à l'extrémité des trottoirs pour assurer la protection des piétons.

Quatre cornières de longueur 10m seront posées dans les réservations (joints) au niveau des appuis.

Toutes les caractéristiques du pont ayant été fixées, nous passerons dans le chapitre suivant, à l'analyse structurale du tablier.

CHAPITRE IV : Calcul de la superstructure

4.1 Hypothèses de calculs

4.1.1 Documents de référence

- fascicule 61 conceptions, calcul et épreuves des ouvrages d'art

Titre II- programme de charges et épreuves des ponts- routes

- DTU 13.2 – Fondations
- BAEL 91 modifié 99
- Neige et vent

4.1.2 Charges

4.1.2.1 Charges permanentes

- Poids propre des éléments BA : 2500 daN/m³
- Chaussée : 2200daN/m³
- Aciers : 7850daN/m³
- Garde- corps : 50daN/ml
- Remblai d'accès

Δ = 1800daN/m³

A = 0,333

4.1.2.2 Charges d'exploitation

❖ **Système de charge A**

A(l)= 230+36000/(l+12) en daN/m²

Pour ce pont, le coefficient de dégressivité transversale a_1 = 1 quel que soit le nombre de voies chargées. De même a_2 = 1.

❖ **Système de charge B_c**

Il s'agit d'un camion de 30 tonnes dont :

- Une voie chargée b_c =1,2 ;

- Deux voies chargées b_c =1,1.

❖ **Système de charge B_t**

Il s'agit de deux tandems de 32 tonnes chacun.

Quel que soit le nombre de voies chargées, b_t=1.

❖ **Système B_r**

Il s'agit d'une roue isolée de 10 tonnes.

❖ **Système de charges militaires**

- Mc120 constitué de deux chenilles de masse totale 110t en charge répartie longitudinalement sur 6,10 m (p=110t/6,10), et en deux charges concentrées transversalement de 55 t chacune distantes de 3,30m ;

- Me120 constitué de deux charges de 33t chacune dans le sens longitudinal distantes de 1,80m, et en charges réparties transversalement sur une longueur de 4,00m (p=33t/4,00).

❖ **Charges sur trottoirs**

Sur les trottoirs, il sera considéré une surcharge locale de 450 daN/m² et une surcharge générale de 150daN/m².

❖ **Charges sur remblai**

Sur les remblais d'accès à l'ouvrage, il sera considéré une charge de 1000daN/m² pour la justification de la stabilité des culées.

❖ **Freinage**

Le freinage d'un seul camion (30 tonnes) sera considéré.

Le freinage du système de charges A(l) sera également considéré.

4.1.2.3 Contraintes admissibles

❖ **Béton**

f_{c28} = 30 MPa

f_{bc} = 17 MPa

f_{t28} = 2,4 MPa

τ_{umax} = 3 MPa

- **Aciers**

Acier doux FeE 235, f_e= 235 MPa, f_e/γ_s = 204 MPa

Acier haute adhérence FeE400, fe= 400MPA, fe/ γ_s = 348 MPa

Fissuration préjudiciable σ = 215,5 MPa

- **Sol**

Le bon sol (roche saine) se trouve à la côte 236,25 m tandis que le fond du lit se trouve à la côte 240,25 m soit une différence de 4,00 m.

- **Pieux**

Compte tenu de la profondeur du bon sol, des pieux seront forés et encastrés à 1m dans la roche. Ils iront de la côte 235,25m à la côte 238,75m, soit une longueur de 3,50m

4.1.3 Analyse structurale du tablier

4.1.3.1 Evaluation des coefficients de majoration dynamique δ

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes B_c, B_r, B_t est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

Où :

L : longueur de l'élément (m)

G : Charge permanente de l'élément

S : Surcharge B maximale sur l'élément.

Les coefficients de majoration dynamique doivent être déterminés et appliqués à toutes les parties de l'ouvrage quel que soit les systèmes de chargement choisi.

Tous les détails de calcul de la superstructure sont en annexe B et les plans de coffrage et de ferraillage en annexe D.

Nous donnerons seulement les résultats de calcul issu de cette annexe

A. Coefficient de majoration applicable au hourdis

Pour le calcul du coefficient de majoration dynamique applicable au hourdi, les calculs ont donnés :

$$\underline{\delta_h = 1{,}31}$$

B. <u>Coefficient de majoration applicable aux poutres principales et entretoises</u>

Le calcul donne :

$$\Rightarrow \underline{\delta_p = 1{,}172}$$

C. <u>Coefficient de majoration des charges militaires</u>

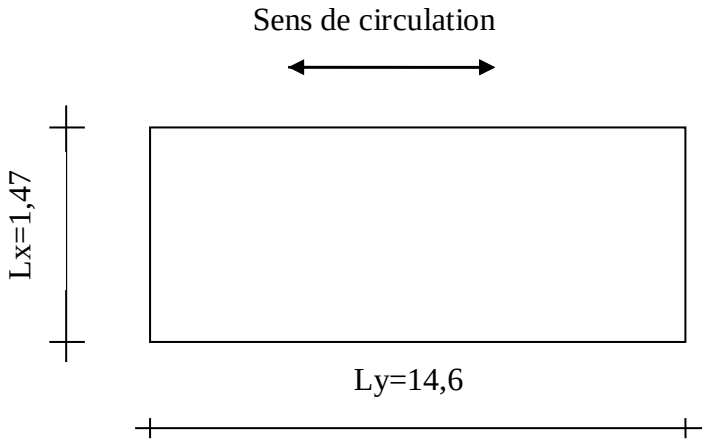
Pour les charges militaires d'une valeur de 110t, répartie sur 6,10m longitudinalement, on a :

$$\underline{\delta_p = 1{,}17}$$

Pour une classe donnée de charges (80 ou 120) le coefficient de majoration applicable aux deux systèmes M_c, M_e est le même pour chaque élément d'ouvrage

4.1.3.2 <u>Calcul du hourdis</u>

La dalle est constituée de panneaux identiques de dimensions 1,47 m$\times$14,65 m articulés sur leurs contours. Les sollicitations à considérer sont les moments fléchissants et les efforts tranchants.



Il convient pour poursuivre l'étude de déterminer le sens de portée des panneaux. Pour ce faire, calculons le rapport

$$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{1,47}{14,65} = 0,1003$$

$$\alpha = 1,47/14,65 = 0,1003$$

Le rapport α étant inférieur à 0,4, la dalle portera dans un seul sens.

Tous les détails de calcul étant donnés en annexe B nous allons juste montrer le calcul du ferraillage de la dalle.

1) Ferraillage de la dalle

a. En travée :

- **Calcul à l'ELU**

Pour la bande de dalle de section rectangulaire dont les dimensions sont :

$b = 100$ cm; d = 20 cm ; h = 25 cm ; c' = 5 cm

Nous avons: FeE400; $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$; $\theta = 1$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 17$$

$$\mu = \frac{M_{ux}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23904}{100 \times (20)^2 \times 17} = 0,0352$$

$$\mu_R = 0{,}391$$

On a $\mu < \mu_R \Leftrightarrow 0{,}0352 < 0{,}391 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0{,}8} = 0{,}04480$$

$$Z = d(1-0{,}4\cdot\alpha) = 19{,}64$$

On aura donc à ELU:

$$A_s = \frac{M_{ux}}{Z\cdot\sigma_s} = \frac{23904}{19{,}64\times 348} = 3{,}50\,\text{cm}^2$$

<u>Tableau 4.2</u> : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELU.

M_{ux} (N.m)	μ	μ_R	$\mu < \mu_R$	A	Z (cm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)
23904	0,0352	0,392	OK	0,04480	19,64	3,50	0

La section réelle choisie est: A_s = 4HA12 = 4,52 cm²

- **<u>Calcul à l'ELS</u>**

M_{serx} = 19696 N.m

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

$$\sigma_{st} \le \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta\cdot f_{t28}}\right) \text{ en MPa}$$

Avec :

$\eta = 1{,}6$ pour les aciers Haute Adhérence ;

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28} = 2{,}4\,\text{MPa}.$

$$\overline{\sigma_{st}} \le \min(267;215{,}55) \text{ en MPa}$$

$\overline{\sigma_{st}} = 215{,}5\,\text{MPa}$

Pour le béton, nous avons :

$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 18\ MPa$

Par ailleurs, l'équation suivante donne la profondeur x de l'axe neutre :

$$x^2 + \frac{30}{b}\left(A_s + A'_s\right)x - \frac{30}{b}\left(C' \cdot A'_s + d \cdot A_s\right) = 0$$

Pour le calcul des contraintes, les relations suivantes sont utilisées :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serx} \cdot x}{I_1}$$

Avec :

$$I_1 = \frac{bx^3}{3} + nA'_s\,(x - C')^2 + nA_s\,(d - x)^2$$

$$\sigma_{st} = n\frac{M_{serx}(d - x)}{I_1}$$

Il revient :

x = 4,57 cm, I_1 = 19323,623

σ_{bc} = 4,66 MPa < $\overline{\sigma_{bc}} = 18\,\text{MPa}$ OK

σ_{st} =235,91 MPa > $\overline{\sigma_{st}} = 215{,}5MPa$ Condition non vérifiée.

En conclusion, la section d'armatures calculée à l'ELU ne suffit pas à vérifier les conditions de fissuration. Elle devra donc être augmentée. Pour ce faire, nous utilisons la formule de dégrossissage :

$$A_s = \frac{M_{serx}}{Z_1 \cdot \overline{\sigma_{st}}}$$

Avec : $Z_1 = \frac{7}{8}d = 17{,}5cm$

D'où **A_s = 5,22 cm² /m**

Soit **<u>5HA12 = 5,65 cm² par mètre de dalle</u>**.

Ce qui donne $\sigma_{st} = 190{,}22 MPa$ et $\sigma_{bc} = 4{,}27 MPa$

Tous les autres résultats sont présentés dans le tableau récapitulatif suivant :

<u>Tableau 4.3</u> : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELS

M_{serx} (N.m)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	x (cm)	I_1 (cm⁴)	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
19696	5.65	0	5,064	23234,654	190,22	215,5	4,27	18

- **<u>Cas de prédalle</u>**

Il est possible que lors de l'exécution du hourdis, l'on adopte de réaliser un hourdis sur prédalle. Dans ce cas, elle aura une épaisseur de 8cm ; et on aura :

G = 2500×0,08 = 200 daN/m²

Q = 525 daN/m²

Dans ce cas aussi c'est l'état limite de service qui contrôlera.

M_{ser} = 16,1 daN.m

A_s = 2,11 cm²

Ce qui donne au total **A_s = 5,22 + 2,11 = 7,33 cm², soit 5HA14 pm**

Nappe inférieure : lit inférieure HA14 ; 5pm ; lit supérieure HA10 ; 5pm

Nappe supérieure : lit supérieure HA10 ; 5pm ; lit inférieure HA10 ; 5pm

b. <u>Sur appui</u>

Les méthodes de calcul étant les mêmes que précédemment, nous présenterons juste les résultats dans le tableau suivant, les hypothèses de base du calcul précédent étant maintenues.

Tableau 4.4 : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELU

M_{ux} (N.m)	μ	μ_R	$\mu < \mu_R$	A	Z (cm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)
- 14940	0,022	0,392	OK	0,028	19,80	2,76	0

Choix : **4HA10 = 3,11 cm².**

Cette nouvelle section choisie donne les résultats suivant:

Tableau 4.5 : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELS

M_{serx} (N.m)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	x (cm)	I_1 (cm^4)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
-12310	3,11	0	3,88	14069,243	211,56	215,5	3,39	18

L'on remarque que les conditions $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 18$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ sont bien vérifiées. Aucune vérification supplémentaire n'est nécessaire.

Les plans de ferraillage de la dalle sont présentés dans l'annexe D.

4.2 Calcul des poutres

Le calcul des poutres de pont reste une opération très délicate et fastidieuse. C'est pourquoi une attention particulière devra accompagner ce calcul.

La détermination des sollicitations auxquelles est soumis l'ensemble du tablier n'étant pas d'une difficulté particulière, c'est plutôt la répartition de ces sollicitations dans chacune des poutres qui présente une difficulté. Il n'est en effet pas évident de déterminer avec précision la part de sollicitations qui reviennent à chaque poutre sachant qu'elles ne reçoivent pas les charges de la même façon.

Pour résoudre ce problème, plusieurs méthodes ont été proposées par d'éminents chercheurs. Parmi celles-ci, on peut citer la méthode de calcul des ponts à tablier indéformable

ou méthode des entretoises rigides due entre autres à COURBON et celle de calcul des ponts à tablier déformable due entre autre à GUYON et MASSONNET. C'est cette dernière méthode que nous utiliserons pour le calcul des poutres et des entretoises.

Après avoir déterminé les sollicitations moyennes auxquelles est soumise chacune des poutres du tablier, nous déterminerons les paramètres de répartition et les lignes d'influence des sollicitations. Nous calculerons enfin les armatures dans chaque poutre. Ce procédé sera réitéré pour le calcul des entretoises.

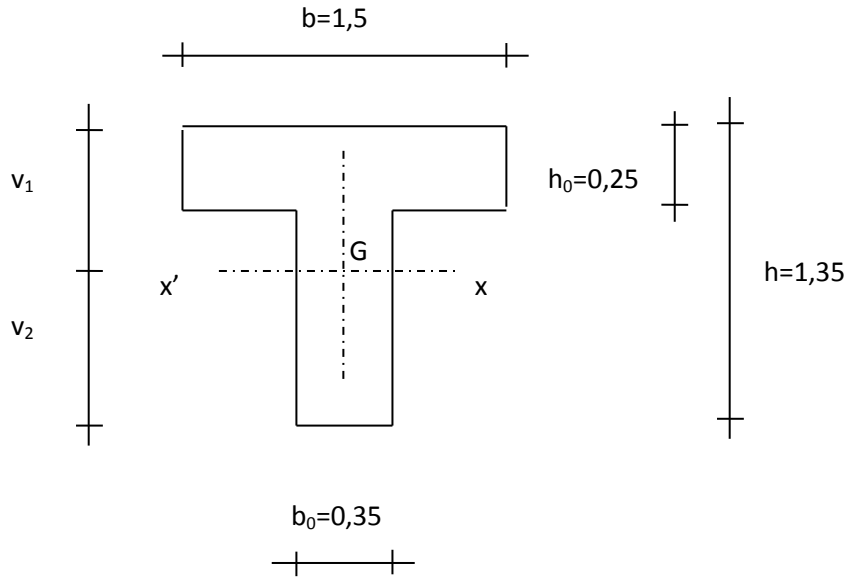
Avant de calculer les armatures des poutres et entretoises, il faut déterminer les Facteurs de répartition transversale K et μ

Ils dépendant des paramètres α et θ, ils sont calculés à partir des tables de Guyon-Massonnet par une succession d'interpolations. Les valeurs sont présentées dans les tableaux Tableau 4.7 et Tableau 4.8 en annexe **B**

Les détails des calculs des poutres et entretoise sont en annexe B.

4.2.1 Calcul des armatures longitudinales

Les poutres ont une section en té avec b = 1,50 m ; b_0 = 0,35 m ; h_t = 1,35 m et h_0 = 0,25 m. comme le montre la figure suivante :



Le calcul du ferraillage donne :

20HA25 en 5 lits de 4 barres dans un cadre et deux étriers en HA8.

- **Armatures de peau**

$A = 3 \cdot (0,35 + 1,35) \cdot 2$

$A = 10,2\, cm^2$

Soit 8 HA14 = 12,3 cm².

- **Armatures de montage**

On trouve : 10HA16

4.2.2 Calcul des armatures transversales

- **Etat limite ultime du béton**

Fissuration préjudiciable :

Il faut : $\tau_u = \dfrac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq 0,10 \cdot f_{c28}\, et\, 3\, MPa$

$\tau_u = \dfrac{642084,5}{350 \times 1250}$

$\tau_u = 1,47\, MPa < 3\, MPa$ OK

- **Armatures à envoyer sur appuis**

La section d'armatures à envoyer sur appuis vaut :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

Soit: $A_s > \dfrac{642084,5}{348} = 18,45\, cm^2$

Seul le 1er lit constitué de 4HA25 = 19,63 cm² sera envoyé sur appuis.

- **Dimensions de l'appareil d'appui**

Cette dimension est donnée par :

$$\frac{2 \cdot V_u}{a \cdot b} \leq 0{,}8 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : b est la largeur de la poutre et

a la dimension de l'appareil d'appui.

$$a > 2 \cdot \frac{642084{,}5}{(300 \cdot 0{,}8 \cdot 30/1{,}5)} = 267{,}8\,mm$$

Il faut donc un appareil d'appui de dimension 30 cm × 30 cm.

4.2.3 calcul des entretoises

Le calcul des entretoises avec les coefficients des tableaux précédents a donné sur appuis et en travées, les résultats ci-dessous :

- ✓ Un (01) lit de 3HA16 sur la fibre supérieure ;
- ✓ Trois (03) lits de 3HA16 sur la fibre inférieure ;
- ✓ Deux (02) lits de 2HA12 pour armatures de peau.

NB : les plans de coffrages et ferraillages sont montrés en annexe D

Conclusion partielle

Cette partie consacrée à l'analyste structurale du tablier nous a permis d'évaluer les sollicitations auxquelles sont soumis tous les éléments de la superstructure, et aussi de calculer les sections d'armatures correspondantes.

Comme énoncé plus haut, le calcul d'un pont se fait de façon descendante. C'est dans cet ordre d'idées que nous procèderons dans cette dernière partie qui suivra, à l'étude des infrastructures.

CHAPITRE V : Calcul des infrastructures

Cette partie concerne le dimensionnement et le calcul des infrastructures.

5.1. Calcul de la stabilité des culées

La culée est un appui d'extrémité servant à assurer la stabilité du tablier et le soutènement des remblais d'accès.

La culée choisie pour le pont en projet sera une culée remblayée, à mur de front reposant sur une semelle en béton armé. Le mur de front sera un voile épais présentant, dans sa partie supérieure, un redan horizontal sur lequel repose le tablier et un mur garde-grève à l'arrière dont le rôle est de séparer le tablier des remblais.

Un corbeau est prévu à l'arrière du mur garde grève. Il servira d'appui à la dalle de transition. Il sera aussi réalisé des murs latéraux en retour, destinés à protéger le talus de l'érosion créée par les eaux.

5.1.1. Dimensionnement

Les dimensions des différents éléments de la culée doivent suivre certaines normes de conception qu'il ne serait pas nécessaire de rappeler ici (Confère 'Projet de construction des ponts' de J. A. CALGARO).

5.1.1.1. Mur :

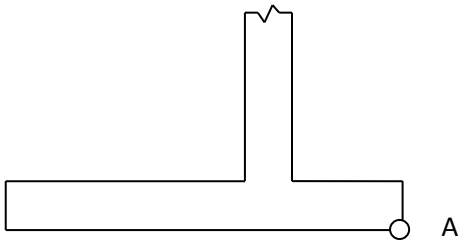
- Hauteur mur de front : 5,13 m ;
- Largeur mur de front : 10,00 m ;
- Epaisseur mur de front : 0,90 m ;
- Epaisseur mur en retour : 0,70 m.

5.1.1.2. Semelle :

- Hauteur : 1,00 m ;
- Largeur 4,50 m : 1.05 m (butée)+0,90 (mur de front)+2,55 m (poussée).

5.1.2. Bilan des charges

Les calculs de moments seront effectués par rapport au point A situé à l'un des angles de la semelle comme indiqué dans le schéma suivant :



Tous les calculs sont faits en annexe C nous allons juste donner les résultats du calcul de ferraillage de quelque éléments des infrastructures des différents éléments calculés

A. Calcul des armatures dans le mur

Les dimensions du mur sont les suivantes :

Section : b = 1000 cm ; h = 90 cm ; d = 83 cm ; c' = 5 cm

Béton : fc28= 30MPa

Aciers : FeE400

La fissuration est préjudiciable.

Le mur est soumis à un moment de flexion et à un effort normal. Il doit donc être calculé en flexion composée.

Le mur de front sera ferraillé sur les deux faces à l'aide de barres HA25 tous les 9 cm.

Les armatures de répartition seront constituées de barres HA14 espacées de 15cm.

5.1.2.1. Calcul du mur garde- grève

- Poussée des terres :

$0,333 \times 1800 \times 1,42 \times 1,42/2 \times 1$ = 604,315daN→ appliqué à 1,42/3 = 0,47333 m de la base.

- Poussée due au trafic :

$0,333 \times 1,42 \times 1000$ = 472,86 daN appliqué à 1,42/2 = 0,71 m de la base :

- Sollicitations à l'encastrement du mur garde- grève :

M_u = $1,35 \times 604,315 \times 0,47333 + 1,5 \times 472,86 \times 0,71$ = 889,75 daN.m

M_{ser} = 604,315×0,47333+472,86×0,71 = 621,77 daN.m

T_u = 604,315+472,86 = 1077,175 daN

5.1.2.2. Calcul des armatures dans le mur garde- grève

Le calcul a donné les résultats suivants :

- Armatures principales : **HA14, e = 10 cm.**
- Armatures de répartition : HA10, **e =10 cm.**

τ_u = 1077,175×10/(1000×300) = 0,036 MPa ; il n'est pas besoin de prévoir des armatures d'effort tranchant.

5.1.3. Calcul de la semelle de la culée

Les détails de calcul sont en annexe C nous allons juste monter le ferraillage calculé.

5.1.3.1. Calcul des armatures dans la semelle

σ_{max}= 0,365 MPa (A(l))

σ_{min}= 0,03 MPa (A(l))

La semelle sera ferraillée avec des barres HA25 en deux nappes tous les 10cm

Les armatures de répartition seront des HA16 espacées de 20cm.

5.1.4. Calcul de la semelle sur des pieux

Nous procèderons ici au calcul de la semelle sur deux pieux.

On considère que pour les semelles sur deux pieux, les charges sont transmises aux pieux par l'intermédiaire de bielles de béton.

NB : Les détails de calcul sont en annexe C et les plans de ferraillage en annexe D.

- **Section d'armatures**

La semelle sera ferraillée avec des barres HA25 en deux nappes tous les 9 cm.

Les armatures de répartition seront des HA16 espacées de 20 cm.

Les armatures de peau seront constituées de barres 2HA12 tous les 10 cm.

Les cadres verticaux seront constitués de barres HA8 espacés de 40 cm

- **Section des pieux**

La relation précédente peut s'écrire :

$$\frac{p_u}{S_0 \cdot \sin^2 \theta} \leq 0,9 \cdot f_{c28} \;\Rightarrow\; S_0 \geq \frac{P_u}{2 \cdot \sin^2\theta \cdot 0,9 \cdot f_{c28}}$$

$S_0 > 2 \times 833733,4 \times 2/(2 \times 0,246 \times 0,9 \times 30) = 251048,9$ mm²

La section d'un pieu de 600 mm de diamètre est:

S = 282743,4 mm² > 251048,9 mm²

Les pieux de 60 cm de diamètre sont donc convenables.

NB : L'annexe C montre tous les détails de calcul du mur en aile/retour.

5.2 Calcul de la pile

L'annexe C montre les détails des calculs. Nous allons seulement montrer le calcul des armatures

5.2.1 Calcul des armatures à la base du mur

Nous allons calculer les armatures pour un mètre de mur. Il s'agit d'un calcul en flexion composée pour les dimensions suivantes du mur :

b = 100 cm ; h = 80 cm ; d = 73 cm ; fc28 = 30 MPa ; FeE400 en fissuration préjudiciable.

Les armatures calculées donnent pour le cas défavorable :

- Armatures principales : barres HA25 e =14 cm sur chaque face.
- Armatures de répartition : barres HA12 e=20cm sur chaque face.
- Armatures de peau : barres HA16 e=20cm.

5.2.2 Calcul de la semelle sous la pile (semelle sur pieux)

Les sollicitations dans la semelle de la pile sont moins défavorables par rapport à celles de la semelle de la culée.

La semelle de la pile sera réalisée et ferraillée comme celle de la culée.

5.2.3 Calcul des chevêtres

Le calcul des poutres chevêtres a donné les résultats ci-dessous :

- 9HA16 pour les armatures inférieures ;
- 9HA20 pour les armatures supérieures ;
- 2x2HA12 pour les armatures de peau.

NB. Tous les plans de ferraillage sont présentés en annexe D.

CHAPITRE VI *CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS*

6.1 CONCLUSION GENERALE

Aux termes de ce projet d'étude nous estimons avoir touché à travers les différents chapitres du présent rapport, la quasi-totalité des aspects concernant le dimensionnement structural d'un pont.

Au début de notre étude, nous avons situé le site du projet. Ensuite nous avons pré-dimensionné l'ouvrage à partir d'une série de données. D'abord, les études topographiques ont permis de définir les courbes de niveau au site du projet qui varient de la cote 239,50m à 252m. Les cotes de l'axe de la route existante varient de 245,10m à 245,53m. Le fond du fil d'eau est situé à la cote 240,25m tandis-que la berge est à 245,53m, soit une dénivellation de 5,28 m.

Nous avons procédé ensuite aux études hydrologiques et hydrauliques. Elles ont eu pour but la détermination de la cote des Plus Hautes Eaux du Projet (PHEP).

Le tirant d'air adopté pour le site est de 1 m. Par ailleurs la surélévation du niveau de l'eau due principalement aux pertes de charges a été évaluée à $\Delta Z = 0,30$ m. La hauteur finale sous poutre adoptée pour le projet est $H_{SP} = 5,50$ m ; soit PHEP = 245,75 m.

Après les études de dimensionnement hydraulique, il a été procédé à l'étude géotechnique qui à révelé la présence d'une roche saine à 4,20 m de profondeur avec une contrainte de 3 bars. Ceci nous a amené à proposer une fondation profonde (fondation sur pieux BA) en sollicitant le sol de 3 bars.

Le chapitre 3 a concerné le dimensionnement géométrique de l'ouvrage. Vue les caractéristiques hydrauliques de l'ouvrage, la longueur totale du tablier est de 31,5m en deux travées de 15,725 m chacune. La distance axe-axe des appareils d'appui est de 15,00 m. Le pont a une largeur de 10 m avec 7 m de voies de circulation à raison 3,5 m chacune et deux trottoirs évidés de 1,5 m. Le tablier a 25 cm d'épaisseur. Le pont est calculé en fissuration préjudiciable.

Le calcul de la superstructure a fait l'objet du quatrième chapitre. Ce calcul a consisté en le calcul de la dalle, des poutres et des entretoises. En vue de ce calcul nous avons déterminé les coefficients de majoration dynamique pour chaque élément du tablier. La dalle du pont de notre projet porte dans une seule direction et est contrôlée par le système Br. Les poutres et les entretoises ont été calculées par la méthode de GUYON-MASSONNET. Après les combinaisons de charges et la détermination des lignes d'influence et des coefficients de répartition

transversale, les sollicitations maximales ont été obtenues au niveau des poutres du milieu et pour les combinaisons de surcharges militaires Mc120.

Enfin le chapitre 5 a porté sur le calcul de l'infrastructure. Dans cette dernière partie, nous avons procédé d'abord à la vérification des appareils d'appui vis-à-vis de l'écrasement, du cheminement et du retrait-dilatation-fluage. Les dimensions arrêtées pour les appareils d'appui sont de 30x30x2x (12+3). Les appareils d'appui peuvent être au besoin, de types STUP ou CIPEC.

Le calcul de la stabilité de la culée et du mur en aile a été effectué vis-à-vis du renversement et du glissement. Le mur formant culée et le mur en aile/retour reçoivent une poussée de la part des remblais d'accès, leurs poids propres et les charges et surcharges venant du tablier. La culée reçoit aussi les efforts de freinages. Pour la pile, elle reçoit les charges permanentes, les surcharges et les efforts de freinage. Tous ces éléments y compris leurs semelles sur pieux respectives, ont fait l'objet d'un calcul en flexion composée. Le diamètre trouvé pour les pieux est de 60 cm.

6.2 RECOMMANDATION

La sous-préfecture de CINKASSE subit l'influence rude du désert qui s'avance à une vitesse déconcertante avec tous les corollaires qu'on connaît aux zones désertiques. Ainsi, les populations sont confrontées à un manque crucial d'eau. Nous estimons que l'autorité aurait pu penser à un barrage en terre pour recueillir toutes les eaux de ruissellement et servir en même temps de franchissement pour les usagers de la route, plutôt qu'à un pont qui ne remplira que le seul rôle de franchissement.

Cependant, pour avoir visité le site du projet, pour avoir touché du doigt les conditions dans lesquelles se font actuellement les déplacements dans le canton de BOADE, et du fait de la position géographique de cette petite partie du Togo, nous souhaiterions que ce pont soit vite réalisé en vue de désenclaver les populations de la zone qui se trouvent isolées. En effet, coupées du reste du pays, les populations préfèrent écouler leurs produits agricoles vers le Ghana et le Burkina Faso plus proches. En outre, l'ouverture à la circulation de cette voie permettra de désengorger la route nationale n°1.

BIBLIOGRAPHIE

[1]. GUERRIN, [sans date]. *Traité de Béton Armé, Tome 7, Murs de soutènement et murs de quai*.
[2]. ANON., (1981). *Conception, Calculs et Epreuves des Ouvrages d'art, Fascicule 61 Titre II*. Réédition 1981.
[3]. Dr Angelbert BIAOU, (2010). *Notes de cours d'Hydrologie Appliquée*. 2010. S.
[4]. Jean-Armand CALGARO, [sans date]. *Analyse structurale des tabliers de ponts*.
[5]. Jean-Armand CALGARO, [sans date]. *Généralités-Fondations-Appuis-Ouvrages courants*.
[6]. M. Ch. MASSONNET, (1962). *Compléments à la Méthode de Calcul des Ponts à Poutres Multiples*.
[7]. Michel BOCOVO, [sans date]. *Dimensionnement d'un Pont mixte sur le fleuve GBEFFA à OUESSE dans le département des Collines au Bénin*.

ANNEXES

ANNEXE A : PLAN D'ELEVATION ; VUE EN PLAN ET COUP TRANSVERSALE TYPE DU TABLIER

ANNEXE B : NOTE DE CALCUL DE LA SUPERSTRUCTURE

ANNEXE C : NOTE DE CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

ANNEXE C : NOTE DE CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

ANNEXE D : PANS DE COFFRAGES ET FERRAILLAGES

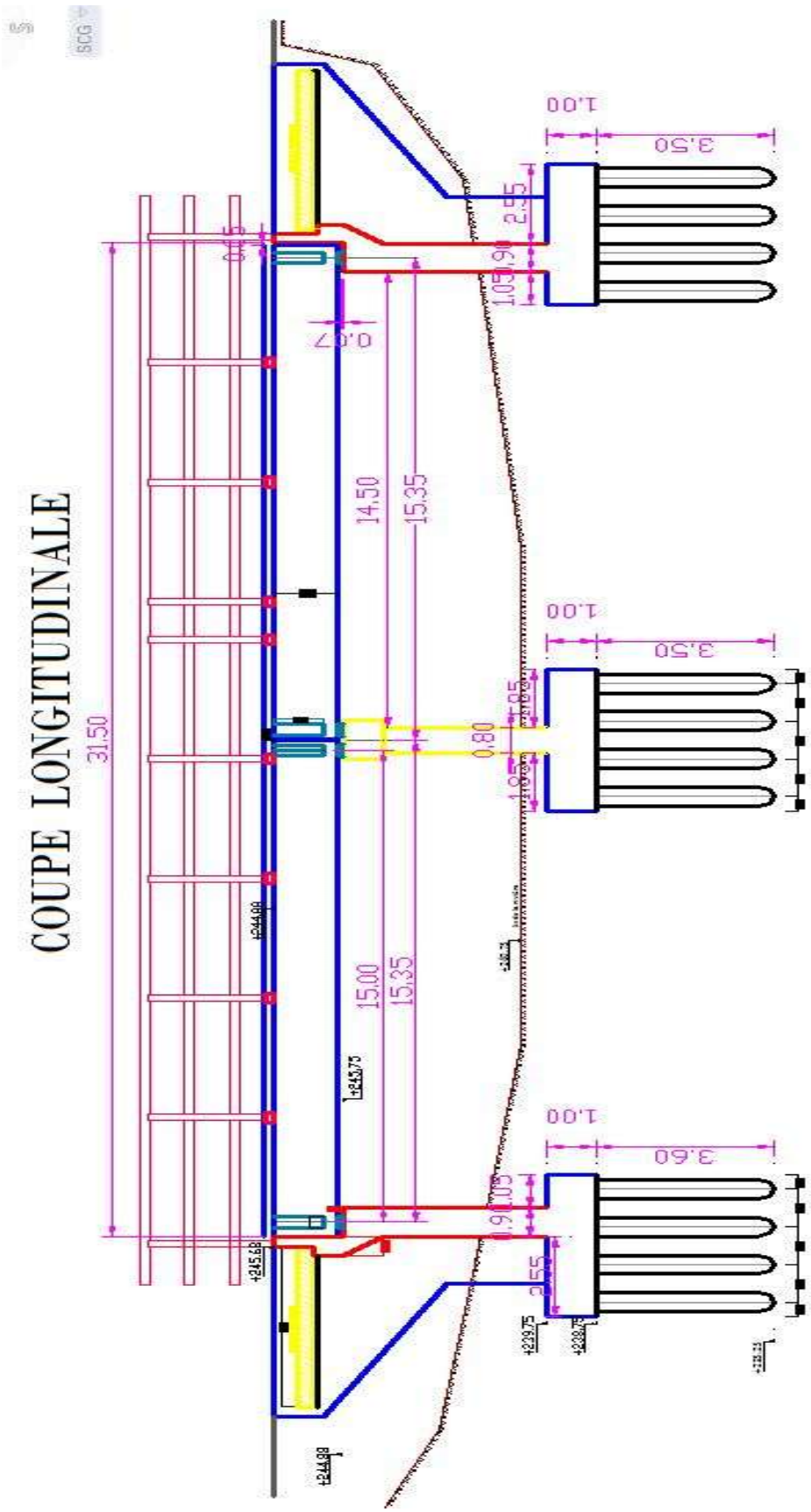
ANNEXE E : QUELQUES PHOTOS DU CITE

ANNEXE F : ABAQUES DE GUYON-MASSONNET

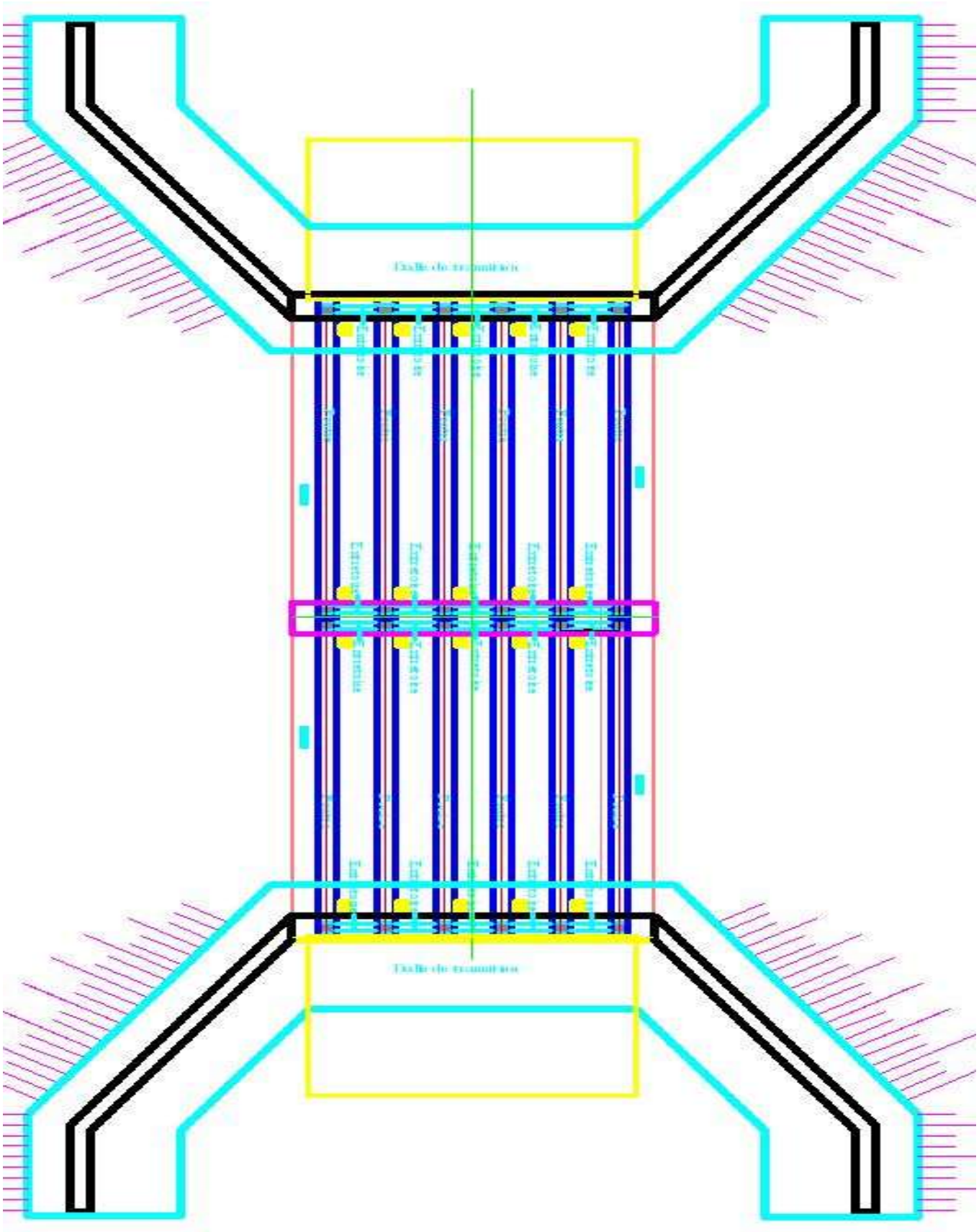
ANNEXE G : PLUVIOMETRIES DE LA STATION DE DAPAONG

ANNEXE A

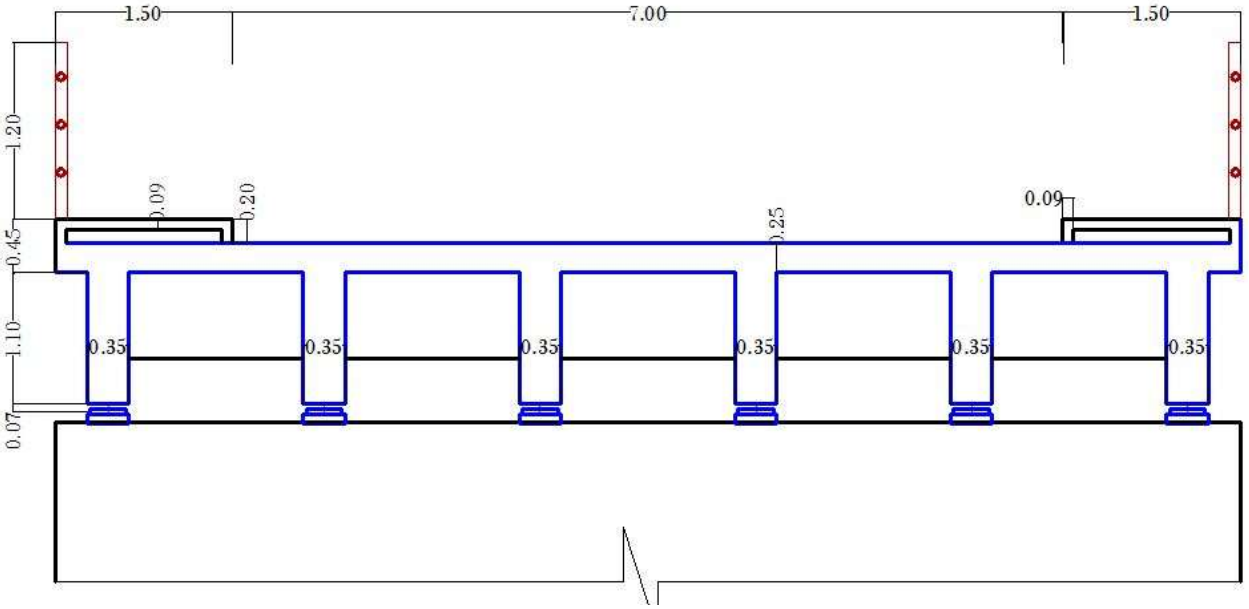
PLAN D'ELEVATION ; VUE EN PLAN ET COUP TRANSVERSALE TYPE DU TABLIER


COUPE LONGITUDINALE
31.50
14.50
15.35
15.00
15.35
0.80
3.50
3.60
1.00
2.55
1.05
0.95
+245.68
+244.88
+243.75
+239.75

VUE EN PLAN



COUPE TRANSVERSALE TYPE



ANNEXE B

NOTE DE CALCUL DE LA SUPERSTRUCTURE

4. Calcul de la superstructure

4.1. Hypothèses de calculs

4.1.1. Documents de référence

- fascicule 61 conceptions, calcul et épreuves des ouvrages d'art

Titre II- programme de charges et épreuves des ponts- routes

- DTU 13.2 – Fondations
- BAEL 91 modifié 99
- Neige et vent

4.1.2. Charges

4.1.2.1. Charges permanentes

- Poids propre des éléments BA : 2500 daN/m³
- Chaussée : 2200daN/m³
- Aciers : 7850daN/m³
- Garde- corps : 50daN/ml
- Remblai d'accès

Δ = 1800daN/m³

A = 0,333

4.1.2.2. Charges d'exploitation

❖ **Système de charge A**

A(l)= 230+36000/(l+12) en daN/m²

Pour ce pont, le coefficient de dégressivité transversale a_1 = 1 quel que soit le nombre de voies chargées. De même a_2 = 1.

❖ **Système de charge B_c**

Il s'agit d'un camion de 30 tonnes dont :

- Une voie chargée b_c =1,2 ;
- Deux voies chargées b_c =1,1.

❖ **Système de charge B_t**

Il s'agit de deux tandems de 32 tonnes chacun.

Quel que soit le nombre de voies chargées, b_t=1.

❖ **Système B_r**

Il s'agit d'une roue isolée de 10 tonnes.

❖ **Système de charges militaires**

- Mc120 constitué de deux chenilles de masse totale 110t en charge répartie longitudinalement sur 6,10 m (p=110t/6,10), et en deux charges concentrées transversalement de 55 t chacune distantes de 3,30m ;

- Me120 constitué de deux charges de 33t chacune dans le sens longitudinal distantes de 1,80m, et en charges réparties transversalement sur une longueur de 4,00m (p=33t/4,00).

❖ **Charges sur trottoirs**

Sur les trottoirs, il sera considéré une surcharge locale de 450 daN/m² et une surcharge générale de 150daN/m².

❖ **Charges sur remblai**

Sur les remblais d'accès à l'ouvrage, il sera considéré une charge de 1000daN/m² pour la justification de la stabilité des culées.

❖ **Freinage**

Le freinage d'un seul camion (30 tonnes) sera considéré.

Le freinage du système de charges A(l) sera également considéré.

4.1.2.3. Contraintes admissibles

❖ **Béton**

f_{c28} = 30 MPa

f_{bc} = 17 MPa

f_{t28} = 2,4 MPa

τ_{umax} = 3 MPa

❖ **Aciers**

Acier doux FeE 235, f_e= 235 MPa, f_e/γ_s = 204 MPa

Acier haute adhérence FeE400, fe= 400MPA, fe/ γ_s = 348 MPa

Fissuration préjudiciable σ = 215,5 MPa

❖ **Sol**

Le bon sol (roche saine) se trouve à la côte 236,25 m tandis que le fond du lit se trouve à la côte 240,25 m soit une différence de 4,00 m.

❖ **Pieux**

Compte tenu de la profondeur du bon sol, des pieux seront forés et encastrés à 1m dans la roche. Ils iront de la côte 235,25m à la côte 238,75m, soit une longueur de 3,50m.

4.1.3. Analyse structurale du tablier

4.1.3.1. Evaluation des coefficients de majoration dynamique δ

Les charges du système B sont frappées de majorations dynamiques et le coefficient de majoration applicable aux trois systèmes B_c, B_r, B_t est le même pour chaque élément d'ouvrage. Le coefficient de majoration dynamique relatif à un tel élément est déterminé par la formule :

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

Où :

L : longueur de l'élément (m)

G : Charge permanente de l'élément

S : Surcharge B maximale sur l'élément.

A. Coefficient de majoration applicable au hourdis

Pour le calcul du coefficient de majoration dynamique applicable au hourdi, on a :

- **L = 7 m**
- **G (**section de couverture de longueur L et de toute la largeur**)**

- **Charge de la dalle :** $4683\ daN/m$
- **Trottoirs :** $2725\ daN/m$
- **Garde-Corps :** $100\ daN/m$

On a finalement :

$$G = \underline{7508\ daN/m}$$

Soit $G = 7508 \cdot 7 = \underline{52556\ daN}$

- **S (**Surcharge**)**

Le chargement maximal est obtenu en disposant deux files de camions du système B_c à raison d'un camion par file.

On a : $S = 1{,}1 \cdot (12 \cdot 2 + 6) \cdot 2 \qquad \Rightarrow S = 66\ t$

- On a alors

$$\delta_h = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \cdot 7} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{52556}{66000}}$$

$$\underline{\delta_h = 1{,}31}$$

B. <u>Coefficient de majoration applicable aux poutres principales et entretoises</u>

Les paramètres définis précédemment auront donc pour valeur :

- **L (**distance entre plans moyens des entretoises**)** = **15 m**
- **G (**section de couverture de longueur L et de toute la largeur**)**
- *Charge de la dalle*

Revêtement de chaussée : $2200 \cdot 0,02 = 44\ daN/m^2$

Dalle béton armé : $2500 \cdot 0,25 = 625\ daN/m^2$

On obtient pour la dalle : $669\ daN/m^2$

Soit une charge de $669 \cdot 7 = \underline{4683\ daN/m}$

- *Trottoirs* : $2 \cdot \left[1,5 \cdot 0,25 + \left(1,5 \cdot 0,2 - 1,3 \cdot 0,1\right)\right] \cdot 2500 = \underline{2725\ daN/m}$
- *Garde-Corps* : $50 \cdot 2 = \underline{100\ daN/m}$
- *Retombée de poutres* : $0,35 \cdot 1,1 \cdot 6 \cdot 2500 = \underline{5775\ daN/m}$
- *Entretoise (retombée)* :
- $\dfrac{0,35 \cdot 1,47 \cdot 0,75 \cdot 5 \cdot 2}{15,725} \cdot 2500 = \underline{613,50\ daN/m}$

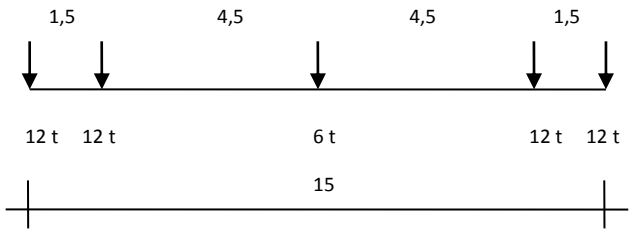
On obtient en définitive :

$$G = \underline{13896,5 daN/m}$$

Soit $G = 13896,5 \cdot 15,725 = \underline{218522,5 daN}$

- **S (**Surcharge**)**

On obtient le chargement maximal en disposant deux files de camions du système B_c :



On a :

$$S = b_c \cdot \left(6 + 12 \cdot 4\right) \cdot 2$$

Soit $S = 118,8t$ avec $b_c = 1,1$ (deux voies chargées)

D'où $$\delta_p = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\cdot 15} + \frac{0,6}{1+4\frac{218522,5}{118800}}$$

$$\Rightarrow \underline{\delta_p = 1,172}$$

C. <u>Coefficient de majoration des charges militaires</u>

Pour les charges militaires d'une valeur de 110t, répartie sur 6,10m longitudinalement, on a :

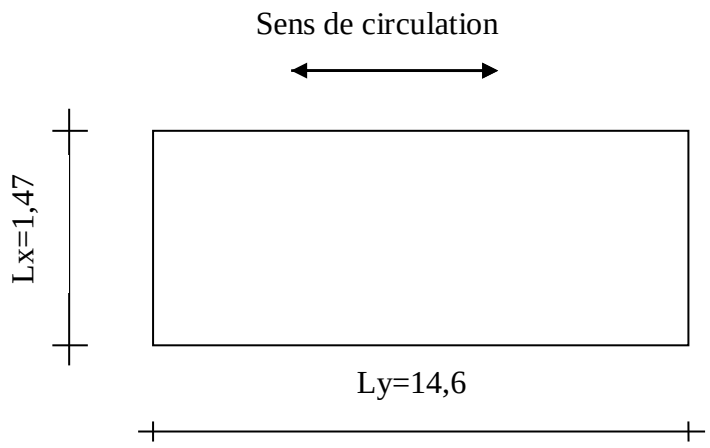
$$\delta_p = 1 + \frac{0,4}{1+0,2\cdot 15} + \frac{0,6}{1+4\cdot\frac{218522,5}{110000}}$$

$$\underline{\delta_p = 1,17}$$

Pour une classe donnée de charges (80 ou 120) le coefficient de majoration applicable aux deux systèmes M_c, M_e est le même pour chaque élément d'ouvrage.

4.1.3.2. <u>Calcul du hourdis</u>

La dalle est constituée de panneaux identiques de dimensions $1,47\ m \times 14,65\ m$ articulés sur leurs contours. Les sollicitations à considérer sont les moments fléchissants et les efforts tranchants.



Il convient pour poursuivre l'étude de déterminer le sens de portée des panneaux. Pour ce faire, calculons le rapport

$$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{1,47}{14,65} = 0,1003$$

$$\alpha = 1,47/14,65 = 0,1003$$

Le rapport α étant inférieur à 0,4, la dalle portera dans un seul sens.

A. Sollicitations dues aux charges permanentes

✓ *Moments de flexion* :

Les dimensions d'un panneau de dalle lx et ly suivant les axes x et y étant respectivement :

lx= 1,47m et ly= 14,65m

On obtient pour les moments :

$$M_{uG} = \frac{669 \times (1.47)^2}{8} \times 1,35 = 244 \text{ daN.m}$$

$$M_{serG} = \frac{669 \times (1.47)^2}{8} = 181 \text{ daN.m}$$

✓ *Effort tranchant* :

$$T_{uG} = \frac{669 \times 1.47}{2} \times 1,35 = 664 \text{ daN}$$

B. Charges d'exploitation

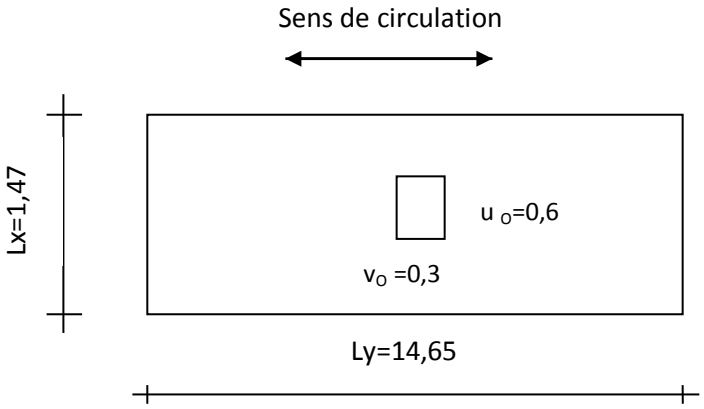
2) Surcharge B

Ce type de surcharge comprend trois systèmes : Br, Bt et Bc. Les expériences acquises à travers de multiple projet de pont ont montré qu'en général, la dalle est contrôlé par le système de surcharge Br. C'est par conséquent ce système qui sera utilisé pour le calcul de la dalle de pont du présent projet.

Dans le sens longitudinal, le nombre de file est limité à deux. Les files seront positionnées de manière à produire l'effet le plus défavorable.

✓ *Moments de flexion* :

Le système B_r contrôle la dalle et il est placé au centre du panneau comme indiqué sur le schéma suivant, pour produire le moment maximum.



Pour une bande de largeur unité, les moments fléchissants suivant les directions x et y sont donnés respectivement par :

$$Mx = \mu_x \cdot \frac{P \cdot lx^2}{8}$$

$$My = \mu_y \cdot Mx$$

Où :

P représente la valeur des actions permanentes par mètre carré de dalle : $P = 669 daN / m^2$;

μ_x et μ_y coefficients donnés en fonction du rapport $\alpha = \frac{lx}{ly}$ et du coefficient de Poisson du béton (υ) dont les valeurs respectives sont :

$\upsilon = 0$ à l'ELU et

$\upsilon = 0{,}20$ à l'ELS.

Le rectangle diffusé aura pour dimensions :

$u = 60 + 1{,}5 \times 2 + 25 = 88\,\text{cm}$ et u/lx = 0,6

$v = 30 + 1{,}5 \times 2 + 25 = 58\,\text{cm}$ et v/lx=0,395

L'abaque N° 11 de PIGEAU donne :

M_1 = 0,1305 et

M_2 = 0,073

Les moments sont donnés par les relations suivantes :

$$M_{xQ} = 1{,}07 \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) \cdot P \cdot 1{,}5$$

$$M_{yQ} = 1{,}07 \cdot (\nu \cdot M_1 + M_2) \cdot P \cdot 1{,}5$$

Avec P = 10 tonnes (Système B_r).

Il faut noter que ces valeurs de moment seront frappées du coefficient de majoration dynamique correspondant.

On obtient donc :

M_{uxQ} = 2094,5daNm

M_{uyQ} = 1171, 65daNm

M_{serxQ} = 1741daNm

M_{seryQ} = 1189daNm

✓ *Effort tranchant*

L'effort tranchant est donné par :

$$T_{xQ} = 1{,}07 \cdot \frac{P}{2 \cdot u + v} \cdot 1{,}5$$

Où P = 10 tonnes.

On a :

T_{uQ} = 6859daN

- ***Récapitulation***

Pour déterminer les diverses sollicitations, il faudra frapper les sollicitations ci-dessus calculées par les coefficients de pondération dynamiques. On obtient la relation de combinaison suivante :

$$M = M_G + \delta \times M_Q$$

Le résumé des calculs de sollicitations est présenté comme suit :

$$M_{ux} = 244 + 1{,}31 \times 2094{,}5 = 2988 \text{ daN.m}$$

$$M_{serx} = 181 + 1{,}31 \times 1741 = 2462 \text{ daN.m}$$

$$T_u = 664 + 1{,}31 \times 6859 = 9650 \text{ daN.m}$$

3) Sollicitations de calcul

Nous avons vu plus haut que la dalle portait dans une seule direction, celle de x. Les sollicitations de calcul sont les sollicitations maximales qui ne sont autre que celles déterminées suivant cette direction. Pour répartir les sollicitations en travée et sur appui, les sollicitations ci-dessus calculées seront frappées de coefficients de répartition. La dalle de couverture déborde en encorbellement et est de rive ; pour cela le coefficient de répartition vaudra 0,80 en travée et -0,50 sur appui. Les moments en travée et sur appui seront donc :

- En travée : M_{tux} = 0,8 x 2988 = **2390,40 daN.m** ;

  M_{tserx} = 0,8 x 2462 = **1969,60 daN.m**

- Sur appui : M_{aux} = -0,5 x 2988= **-1494 daN.m** ;

  M_{asrx} = -0,5 x 2462= **-1231 daN.m**

Tableau 4.1 : Récapitulatif de la répartition des moments

Sollicitations	M_{ux} (daN.m)	M_{serx} (daN.m)
En travée (0,80*M)	2390,40	1969,60
Sur appui (-0,50*M)	-1494	-1231

- **<u>Vérification du poinçonnement pour le système Br</u>** : Q_u = 10 t

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

$$h_0 \geq \frac{Q_u}{0{,}045 \cdot u_c \cdot f_{c28}}$$

Avec :

f_{c28} = 30 MPa

h_0 = épaisseur de la dalle

Q_u = charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime ; égale à 10 t, soit 100 000 N.

u_c = périmètre du contour diffusé au niveau du feuillet moyen = 2 920 mm

Nous avons donc :

$$h_0 \geq \frac{100000}{0{,}045 \cdot 2920 \cdot 30} = 25{,}37 \text{ mm} = 2{,}537 \text{ cm}$$

L'épaisseur de notre dalle qui est 25 cm est largement supérieure à 2,537cm ; il n'y a donc pas de raisons de s'inquiéter du poinçonnement.

- **<u>Condition relative au non emploi d'armatures d'effort tranchant</u>**

La dalle sera bétonnée en une fois sur toute son épaisseur.

Le non emploi d'armatures d'effort tranchant est vérifié par la relation :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq 0{,}05 \cdot f_{c28}$$

Avec :

T_u = 9650 daN

b_0 = 1 m = 1 000 mm

d = $0{,}9 \times h_0$ = 225 mm

On trouve alors :

τ_u = 0,429 MPa et

$0{,}05 \cdot f_{c28}$ = 1,5 MPa.

On obtient bien l'inégalité $\tau_u \leq 0{,}05 \cdot f_{c28}$, il n'est donc pas besoin de prévoir des armatures d'effort tranchant pour la dalle.

4) Ferraillage de la dalle

a. En travée :

- **Calcul à l'ELU**

Pour la bande de dalle de section rectangulaire dont les dimensions sont :

$b = 100$ cm; d = 20 cm ; h = 25 cm ; c' = 5 cm

Nous avons: FeE400; $\gamma_b = 1{,}5$; $\gamma_s = 1{,}15$; $\theta = 1$

$$f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 17$$

$$\mu = \frac{M_{ux}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23904}{100 \times (20)^2 \times 17} = 0{,}0352$$

$$\mu_R = 0{,}391$$

On a $\mu < \mu_R \Leftrightarrow 0{,}0352 < 0{,}391 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0{,}8} = 0{,}04480$$

$$Z = d(1 - 0{,}4 \cdot \alpha) = 19{,}64$$

On aura donc à ELU:

$$A_s = \frac{M_{ux}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{23904}{19{,}64 \times 348} = 3{,}50 \text{ cm}^2$$

Tableau 4.2 : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELU.

M_{ux} (N.m)	μ	μ_R	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)
23904	0,0352	0,392	OK	0,04480	19,64	3,50	0

La section réelle choisie est: A_s = 4HA12 = 4,52 cm²

- **Calcul à l'ELS**

M_{serx} = 19696 N.m

La fissuration est considérée préjudiciable, alors :

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \text{ en MPa}$$

Avec :

$\eta = 1{,}6$ pour les aciers Haute Adhérence ;

$f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{c28} = 2{,}4\,\text{MPa}.$

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \min(267;215{,}55) \text{ en MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 215{,}5\,\text{MPa}$$

Pour le béton, nous avons :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 18\ MPa$$

Par ailleurs, l'équation suivante donne la profondeur x de l'axe neutre :

$$x^2 + \frac{30}{b}(A_s + A'_s)x - \frac{30}{b}(C' \cdot A'_s + d \cdot A_s) = 0$$

Pour le calcul des contraintes, les relations suivantes sont utilisées :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{serx} \cdot x}{I_1}$$

Avec :

$$I_1 = \frac{bx^3}{3} + nA'_s\,(x - C')^2 + nA_s\,(d - x)^2$$

$$\sigma_{st} = n\frac{M_{serx}(d - x)}{I_1}$$

Il revient :

x = 4,57 cm, I_1 = 19323,623

σ_{bc} = 4,66 MPa < $\overline{\sigma_{bc}} = 18$MPa OK

σ_{st} =235,91 MPa > $\overline{\sigma_{st}} = 215{,}5MPa$ Condition non vérifiée.

En conclusion, la section d'armatures calculée à l'ELU ne suffit pas à vérifier les conditions de fissuration. Elle devra donc être augmentée. Pour ce faire, nous utilisons la formule de dégrossissage :

$$A_s = \frac{M_{serx}}{Z_1 \cdot \overline{\sigma_{st}}}$$

Avec : $Z_1 = \frac{7}{8}d = 17{,}5cm$

D'où **A_s = 5,22 cm² /m**

Soit **<u>5HA12 = 5,65 cm² par mètre de dalle</u>**.

Ce qui donne $\sigma_{st} = 190{,}22MPa$ et $\sigma_{bc} = 4{,}27MPa$

Tous les autres résultats sont présentés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 4.3 : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELS

M_{serx} (N.m)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	x (cm)	I_1 (cm^4)	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
19696	5.65	0	5,064	23234,654	190,22	215,5	4,27	18

- **Cas de prédalle**

Il est possible que lors de l'exécution du hourdis, l'on adopte de réaliser un hourdis sur prédalle. Dans ce cas, elle aura une épaisseur de 8cm ; et on aura :

G = 2500×0,08 = 200 daN/m²

Q = 525 daN/m²

Dans ce cas aussi c'est l'état limite de service qui contrôlera.

M_{ser} = 16,1 daN.m

A_s = 2,11 cm²

Ce qui donne au total **A_s = 5,22 + 2,11 = 7,33 cm²,** soit **5HA14 pm**

Nappe inférieure : lit inférieure HA14 ; 5pm ; lit supérieure HA10 ; 5pm

Nappe supérieure : lit supérieure HA10 ; 5pm ; lit inférieure HA10 ; 5pm

b. Sur appui

Les méthodes de calcul étant les mêmes que précédemment, nous présenterons juste les résultats dans le tableau suivant, les hypothèses de base du calcul précédent étant maintenues.

Tableau 4.4 : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELU

M_{ux} (N.m)	μ	μ_R	$\mu < \mu_R$	α	Z (cm)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)
- 14940	0,022	0,392	OK	0,028	19,80	2,76	0

Choix : **4HA10 = 3,11 cm².**

Cette nouvelle section choisie donne les résultats suivant:

Tableau 4.5 : Récapitulatif des résultats du calcul à l'ELS

M_{serx} (N.m)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	x (cm)	I_1 (cm^4)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
-12310	3,11	0	3,88	14069,243	211,56	215,5	3,39	18

L'on remarque que les conditions $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 18$ et $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ sont bien vérifiées. Aucune vérification supplémentaire n'est nécessaire.

Les plans de ferraillage de la dalle sont présentés dans l'annexe D.

4.2. Calcul des poutres

Le calcul des poutres de pont reste une opération très délicate et fastidieuse. C'est pourquoi une attention particulière devra accompagner ce calcul.

La détermination des sollicitations auxquelles est soumis l'ensemble du tablier n'étant pas d'une difficulté particulière, c'est plutôt la répartition de ces sollicitations dans chacune des poutres qui présente une difficulté. Il n'est en effet pas évident de déterminer avec précision la part de sollicitations qui reviennent à chaque poutre sachant qu'elles ne reçoivent pas les charges de la même façon.

Pour résoudre ce problème, plusieurs méthodes ont été proposées par d'éminents chercheurs. Parmi celles-ci, on peut citer la méthode de calcul des ponts à tablier indéformable ou méthode des entretoises rigides due entre autres à COURBON et celle de calcul des ponts à tablier déformable due entre autre à GUYON et MASSONNET. C'est cette dernière méthode que nous utiliserons pour le calcul des poutres et des entretoises.

Après avoir déterminé les sollicitations moyennes auxquelles est soumise chacune des poutres du tablier, nous déterminerons les paramètres de répartition et les lignes d'influence des sollicitations. Nous calculerons enfin les armatures dans chaque poutre. Ce procédé sera réitéré pour le calcul des entretoises.

4.2.1. Sens longitudinal

4.2.1.1. Charges permanentes

L'ensemble des 6 poutres supporte une charge totale de :

$$(669\times 7+2725+100+5775+613,50)\times 15,725=218514,6\ daN\cdot m$$

Soit une charge linéaire **P = 14568 daN/m**.

Le moment résultant pour une seule poutre du pont vaut :

$$M=\frac{1}{6}\cdot\frac{14568\times 15^2}{8}=68288\ daN.m$$

L'effort tranchant vaut : $T=\frac{1}{6}\cdot\frac{14568\times 15}{2}=\ 18210\quad daN$

4.2.1.2. Charges d'exploitation

A. Surcharges de type A

Pour les ponts comportant des portées unitaires atteignant au plus 200 m, la chaussée supporte une charge uniforme A(l) en daN/m² donnée par l'expression :

$$A(l)=230+\frac{36000}{l+12}$$

Où l est longueur chargée.

Cette valeur A(l) sera frappée de coefficient a_1 et a_2. Le pont est de première classe. On utilisera donc :

$a_1 = 1$ et $a_2=\frac{v_0}{v}=\frac{3,5}{3,5}=1$

A (l) est donc donnée par $a_1\cdot a_2\cdot A(l)$. On obtient A (l) = 1563 daN.

Les sollicitations sont évaluées pour une voie chargée et pour deux voies chargées. Le cas de chargement donnant les sollicitations maximum de calcul correspond au cas où le chargement se fait sur deux voies. C'est donc ce type de chargement que nous présenterons ici.

On aura donc pour deux voies chargées, 1563 x 7 = 10941 daN/ml. Ce qui donne les sollicitations suivantes pour l'ensemble des 6 poutres :

M_Q = 307715,62 daN.m et

T_Q = 82057,5 daN.

Soit pour une poutre :

M_Q = 51286 daN.m

T_Q = 13676 daN.

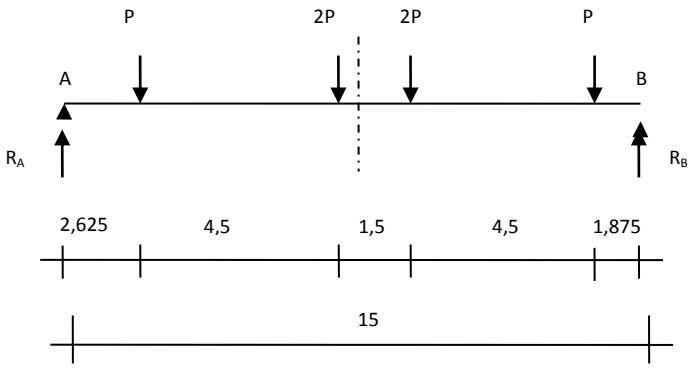
B. <u>Surcharge de type B</u>

Les catégories de surcharge B qui sont considérées sont ceux de types B_c et B_t. Nous utiliserons pour la détermination des sollicitations maximales le théorème de BARRE.

✓ **Surcharge B_c**

Dans ce cas aussi, nous présenterons seulement le cas de deux voies chargées qui représente le cas de chargement donnant les sollicitations maximum. Nous avons donc pour deux voies chargées, b_c = 1,1.

❖ Le chargement suivant donne le moment maximal (théorème de BARRE) :



▪ Le moment maximal pour l'ensemble des 6 poutres est donné par :

$$M_Q = \left[R_A \cdot (2{,}625 + 4{,}5) - P \cdot 4{,}5\right]$$

Avec $$R_A = \frac{P \cdot (1{,}875 \cdot 6 + 1{,}5 \cdot 3 + 4{,}5 \cdot 6)}{15} = 2{,}85 \cdot P$$

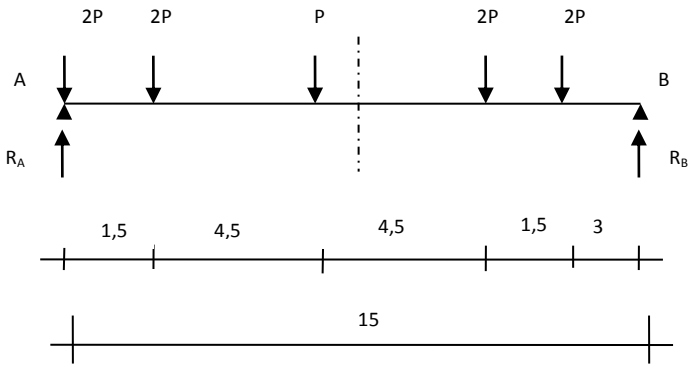
On obtient donc :

$$M_Q = 15{,}81 \cdot P \cdot b_c \quad \text{avec } P = 12t \text{ et } b_c = 1{,}1$$

Soit : $M_Q = \underline{208692}\ daN.m$

- Ce qui donne pour une poutre : $M_Q = \underline{34782}\ daN.m$

- L'effort tranchant maximum est donné par le chargement suivant :



- Pour l'ensemble des 6 poutres :

$$T_Q = R_A = \frac{P \cdot (9 \cdot 3 + 9 \cdot 1{,}5 + 9 \cdot 4{,}5)}{15} \cdot b_c \quad \text{avec } P = 12\,t \quad \text{et } b_c = 1{,}1$$

$$\Rightarrow T_Q = 5{,}4 \cdot P \cdot b_c$$

Soit : $T_Q = 71280\ \ daN$

- Pour une poutre on a :

$$T_Q = \underline{11880}\ \ daN$$

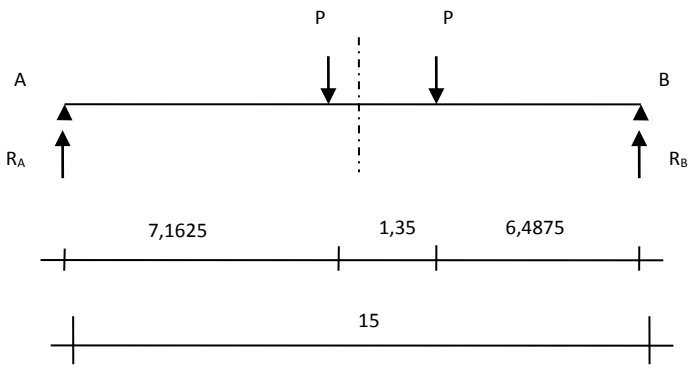
✓ **Surcharge B_t**

Pour deux voies et pour l'ensemble des 6 poutres, nous avons, du fait que le pont est de première classe, $b_t = 1$.

On obtient les chargements suivant selon BARRE, qui donnent les sollicitations maximales :

- **Moment maximum :**

Il est donné par le chargement suivant :



- Pour l'ensemble des 6 poutres, on a :

$$M_Q = [R_A \cdot 7{,}1625] \cdot b_t$$

Avec :

$$R_A = \frac{P \cdot (6{,}4875 \cdot 2 + 1{,}35)}{15} = 0{,}955 \cdot P$$

$$\Rightarrow M_Q = 6{,}84 \cdot P \cdot b_t$$

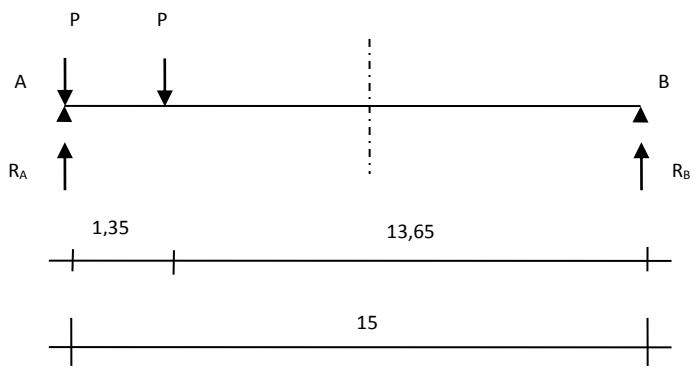
Avec :

$$P = 32 \quad \text{et} \quad b_t = 1$$

$$M_Q = 218886 \ \ daN.m$$

- Pour une poutre on a :

$$M_Q = 36481 \ \ daN.m$$



- L'effort tranchant maximum sur appui est déterminé par le chargement suivant :

- Pour l'ensemble des six poutres, on aura :

$$T_Q = R_A = \frac{P \cdot (13{,}65 \cdot 2 + 1{,}35)}{15} \cdot b_t$$

avec $P = 32\ t$ et $b_t = 1$

$$\Rightarrow T_Q = 1{,}91 P \cdot b_t$$

$$T_Q = 61120\ daN$$

- Pour une poutre on a :

$$T_Q = 10187\ daN$$

C. Charges militaires

Pour permettre la circulation des convois militaires, les ponts sont calculés pour supporter des véhicules types, classés M80 ou M120. Chaque classe se compose de deux systèmes distincts M_e et M_c, dont il y a lieu d'examiner indépendamment les effets.

Le système M_c se compose de véhicules types à chenilles.

Le système M_e se compose d'un groupe de deux essieux.

Nous utilisons ici la classe M 120.

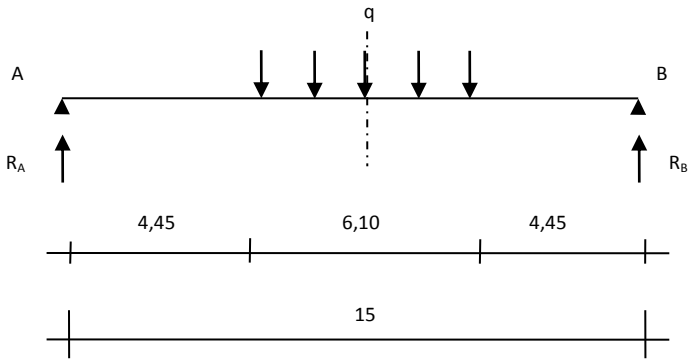
- **Mc120 :**

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

- Masse totale : 110 tonnes ;
- Longueur d'une chenille : 6,10 m ;
- Largeur d'une chenille : 1 m ;
- Distance d'axe en axe des deux chenilles : 3,30 m.

Le rectangle d'impact de chaque chenille est supposé uniformément chargé. On a donc une charge de 110 t répartie sur 6,10 m longitudinalement.

- Le chargement suivant dû à Mc 120 donne le moment maximum :



$$q = \frac{55 \cdot 2}{6,10} = 18032,8 \ daN/m$$

- Pour l'ensemble des six poutres :

$$M_Q = R_A \cdot \frac{15}{2} - (q \cdot 3,05) \cdot \left(\frac{3,05}{2}\right) \qquad \text{avec} \qquad R_A = \frac{q \cdot 6,10}{2}$$

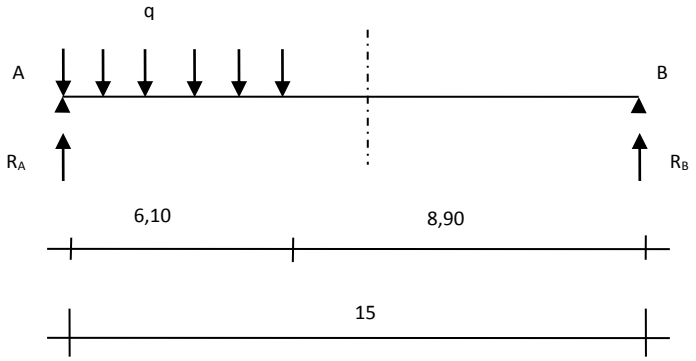
$$M_Q = 55\ t \times \frac{15}{2} - \frac{110}{6,10} \times \frac{(3,05)^2}{2} = 328,625 t \cdot m$$

Soit $M_Q = \underline{328625}\ daN.m$

- Pour une poutre :

$M_Q = \underline{54771}\ daN.m$

- L'effort tranchant maximum sur appui est déterminé par le chargement suivant dû au véhicule M_c120 :



- Pour l'ensemble des 6 poutres :

$$T_Q = R_A = \frac{(q \cdot 6{,}10) \cdot 11{,}95}{15}$$

$$T_Q = \underline{87633{,}33}\ daN$$

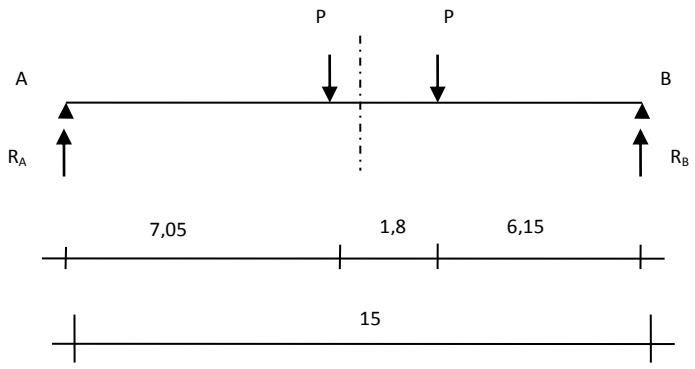
- Pour une poutre :

$$T_Q = \underline{14606}\ daN$$

- **<u>Me120 :</u>**

Les deux essieux que constitue le système Me 120 sont distants de 1,80 m d'axe en axe et sont assimilés chacun à un rouleau. Chaque essieu porte une masse de 33 tonnes, sa largeur est un rectangle uniformément chargé dont le côté transversal mesure 4 m et le côté longitudinale l0, 15 m.

- Le moment maximum est donné par le chargement suivant dû au théorème de BARRE :



- Pour les 6 poutres :

$$M_Q = [R_A \cdot 7{,}05] \quad \text{avec} \quad R_A = \frac{P \cdot (6{,}15 \cdot 2 + 1{,}8)}{15}$$

$$P = 33\ \text{t}$$

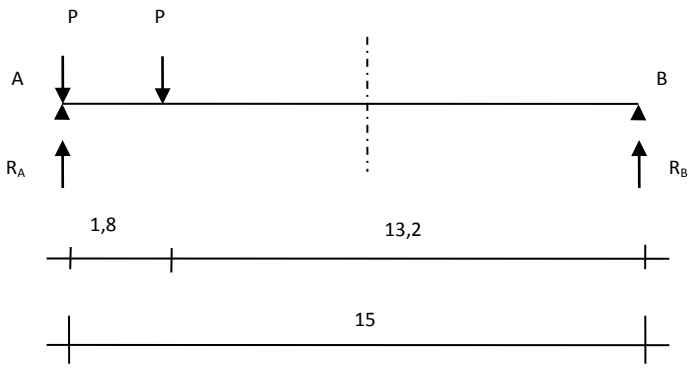
$$M_Q = 33 \times \frac{(6{,}15 \times 2 + 1{,}8)}{15} \times 7{,}05 = 218{,}691\ t \cdot m$$

$$M_Q = 218691\ daN.m$$

- Pour une poutre :

$$M_Q = 36449 \ daN.m$$

- L'effort tranchant maximum sur appui est déterminé par le chargement suivant :



- Pour l'ensemble des 6 poutres, on aura :

$$T_Q = R_A = \frac{P \cdot (15 - 1{,}8 + 15)}{15} \quad \text{avec} \quad P = 33 \ t$$

$$T_Q = 33 \times \frac{(15 - 1{,}8 + 15)}{15} = 62{,}04 t$$

Soit : $T_Q = 62040 \ daN$

- Pour une poutre on a :

$$T_Q = 10340 \ daN$$

Il faut noter que les charges militaires sont supposées ne développer aucune réaction de freinage, ni force centrifuge

D. <u>Charge sur trottoirs</u>

Les trottoirs et les pistes cyclables, qui leur sont assimilées, supportent des charges différentes selon le rôle de l'élément structural considéré et selon qu'il s'agit de pont portant à la fois une ou des chaussées et un ou des trottoirs, ou de pont réservés exclusivement à la circulation des piétons et des cycles.

Les diverses charges de trottoirs ne seront pas frappées de majorations pour effets dynamiques.

Les charges qui sont utilisées dans la justification des éléments de tabliers sont appelées charges locales, celles qui servent à la justification des fermes maîtresses sont appelées charges générales. Ce sont ces dernières que nous utiliserons pour l'évaluation des sollicitations. Le chargement correspondant consiste à appliquer sur les trottoirs une charge uniforme de 150 kilogrammes par mètre carré de façon à produire l'effet maximal envisagé. Dans notre cas l'effet maximal est obtenu lorsqu'un seul trottoir est chargé.

On a donc par mètre linéaire de trottoir : 150 daN/m² $\times$ 1,5 = 2 25 daN/ml.

D'où :

M_Q = (225 $\times$ 15²)/8 = 6328 daN.m pour l'ensemble des 6 poutres.

T_Q = 225 x 15/2 = 1687,5 daN pour l'ensemble des 6 poutres.

Soit pour une poutre :

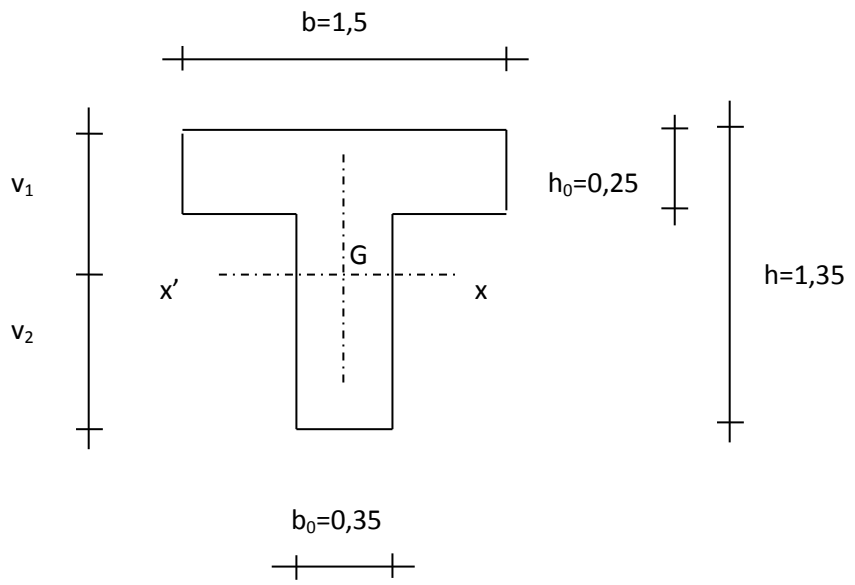
M_Q = 1055 daN.m et T_Q = 281 daN

4.2.2. Paramètres de calcul des sollicitations dans le Sens transversal

4.2.2.1. Poutre

- Caractéristiques géométrique de la section :

Section en té avec $b = 1{,}50\ m$; $b_0 = 0{,}35\ m$; $h = 1{,}35\ m$; $h_0 = 0{,}25\ m$.



- **Section** : $S = b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0 \quad \Rightarrow S = 7600 \ cm^2$

- **Centre de gravité :** $v_1 = \dfrac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^{\ 2}}{2 \cdot S} \quad \Rightarrow v_1 = 46{,}694 \ cm$

La position du centre de gravité par rapport à la fibre inférieure de la poutre est donc :

$Y_G = v_2 = 88{,}306$ cm

- Moment quadratique (inertie de flexion):

$$I_{x'x} = \frac{b \cdot v_1^3 - (b - b_0)(v_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h - v_1)^3}{3}$$

$$\Rightarrow I_{x'x} = 12732772{,}1 \ cm^4$$

- Rigidité flexionnelle par unité de longueur :

$\rho_P = \dfrac{B_P}{b_1} = \dfrac{E \cdot I_P}{b_1}$ où B_p est la rigidité flexionnelle des poutres.

Avec : $I_P = I_{x'x}$

$b_1 = 1{,}47 + 0.35$ (Distance entre axe de poutres contigües)

$$\rho_P = \frac{12732772{,}1 \cdot E}{147 + 35}$$

Soit $\rho_P = 69960{,}28 \cdot E$ (E étant le module de rigidité de YOUNG)

- Inertie de torsion

Nervure : a/b = 110/35 = 3,14

a et b sont les dimensions de la nervure, a = h

β = 0,263 + (0,281 - 0,263)×0,14 = 0,26552 (β est un coefficient donné en fonction du rapport a/b sa valeur sera obtenue après interpolation.). Le tableau suivant donne quelques valeurs particulières de a/b

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

$$k_1 = \beta \cdot (h - h_0) \cdot b_0^3$$

k_1 = 0, 26552 × 110 × 35³ = 1252258, 7 cm⁴

Table: a/b = 150/25 = 6

β = 0,299 et

k_2 = 0,299 × 150 × 25³ = 700781,25 cm⁴

K = 1953039,95 cm⁴

$\gamma_p = \dfrac{K \cdot G}{b_1}$ (G étant le module de glissement)

Soit : γ_p = **10730,9887 × G**

4.2.2.2. <u>Entretoise</u>

Section : section en té avec b = 80 cm ; b_0 = 35 cm ; h_t = 1,00 m ; h = 0,25cm

- Position du centre de gravité:

v_1 = 40,88 cm

$Y_G = v_2$ = 59,12 cm

- Inertie de flexion :

I_G = 4172473,3 cm⁴

Soit : ρ_E = 4172473,3.E/1500

ρ_E = **2781,64884 × E**

- Inertie de torsion

Nervure : a/b = 75/35 = 2,14

β = 0,229 + (0,249 - 0,229) × 0,14/0,5

β = 0,2346 et

k_1 = 0,2346 x 75 × 35³ = 754385,625 cm⁴

Table : a/b = 80/25 = 3,2

$\beta = 0{,}263 + (0{,}281 - 0{,}263) \times 0{,}2$

$\beta = 0{,}2666$ et

$k_2 = 0{,}2666 \times 80 \times 25^3 = 333250\ cm^4$

$K = 1087635{,}63\ cm^4$

$\gamma_E = 1087635{,}63 \times G/1500 = \mathbf{725{,}090417} \times G$

<u>Tableau 4.6</u> : Récapitulatif des paramètres de calcul des sollicitations

Paramètres / Elément	v_1 (cm)	I_G (cm^4)	ρ	K (cm^4)	γ /G
Poutre	46,694	12732772,1	**69960,28**	1953039,95	**10730,9887**
Entretoise	40,88	4172473,3	**2781,64884**	1087635,63	**725,090417**

4.2.2.3. <u>Calcul des paramètres</u>

- **Paramètre d'entretoisement** :

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

Où $b = \frac{(1{,}47 + 0{,}35) \cdot 5}{2} = 4{,}55\ m$ (demi distance entre axe des poutres extrêmes)

$$\theta = \frac{4{,}55}{15} \cdot \left(\frac{69960{,}28}{2781{,}67884} \right)^{1/4}$$

$$\theta = 0{,}68$$

- **Paramètre de torsion**

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

Soit : $\alpha = 0{,}41061$

- **Facteurs de répartition transversale K et µ**

Dépendant des paramètres α et θ, ils sont calculés à partir des tables de Guyon-Massonnet par une succession d'interpolations. Les valeurs sont présentées dans les tableaux suivants :

Le calcul du coefficient de répartition transversale K_α a donné les résultats du tableau ci-dessous pour les 6 poutres : $K_\alpha = K_0 + (K_1 - K_0)\sqrt{\alpha}$

<u>Tableau 4.7</u> : Coefficients de répartition transversale K_α

Ordonnées des poutres	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y = 0,2b = b/5	0,26190823	0,49840004	0,75919213	1,04183803	1,29579054	1,40685186	1,29688808	1,09314242	0,8830183
y=0,6b=b/1,667	0,00484112	0,16236495	0,34879402	0,59145374	0,90856152	1,27671797	1,67662018	1,95128964	2,1385012
y=b	-0,1126689	-0,05006219	0,04144333	0,20382708	0,49425848	0,98021466	1,72535463	2,75822105	4,01547044

Le calcul du coefficient μ_α a donné les résultats du tableau ci-dessous : $\mu_\alpha = (\mu_0 + (\mu_1 - \mu_0)\sqrt{\alpha}) \times 10^4$

<u>Tableau 4.8</u> : Coefficients de répartition transversale μ_α

Ordonnées des poutres	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
y=0,2b=b/5	-1.338,9832	-790,4879	-202,5755	505,2107	1.385,9518	1.877,6166	360,7255	-1.125,1178	-2.602,8272
y=0,6b=b/1,667	-339,9424	-227,1864	-96,6954	84,1999	348,5118	698,2891	1.046,6537	-288,5062	-2.819,5751
y=b	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000

4.2.3. Calcul des sollicitations dans les poutres

D'après la méthode de calcul utilisée, le moment fléchissant dans une poutre quelconque est déterminé en multipliant le moment moyen dans cette poutre par le facteur de répartition suivant la relation suivante :

$$M(y) = M_{moyen} \cdot \frac{\sum pK}{\sum p}$$

Où $\frac{\sum pK}{\sum p} = k$ est le facteur de répartition transversale et P la charge répartie sur cette poutre.

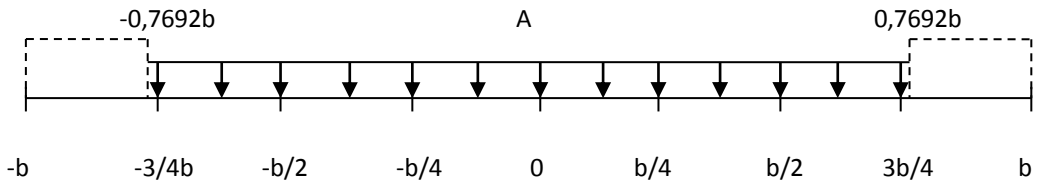
Le facteur k est la ligne d'influence dans la poutre, due à la charge répartie.

4.2.3.1. Lignes d'influence des sollicitations dans les poutres

La formule de Simpson ou formule des trapèzes permet de calculer les valeurs des lignes d'influence.

❖ **Surcharges de type A**

Le chargement suivant traduit le positionnement de la surcharge A permettant de déterminer les lignes d'influence dans chacune des poutres :



(b/4=4.55/4=1.1375)

- **Poutre 1 (y = b)** :

$$k = \frac{1,1375}{7} \cdot \begin{pmatrix} 0,5(-0,05006219) + 0,04144333 + 0,20382708 + 0,49425848 \\ +0,98021466 + 1,72535463 + 0,5 \cdot (2,75822105) \end{pmatrix} = \underline{0,7798664}$$

(b/4=4.55/4=1.1375)

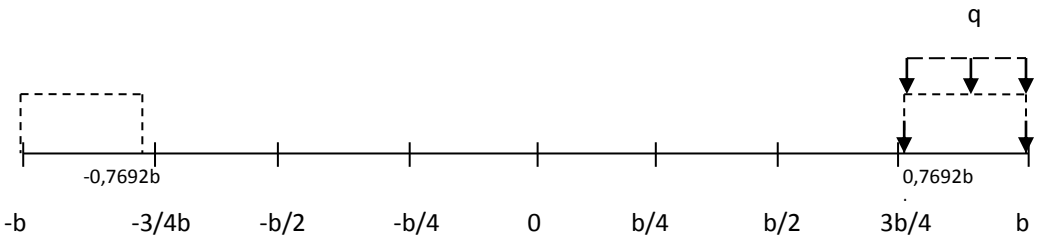
- **Poutre 2 (y = 0,6b) :**

$$k=\frac{1,1375}{7}\cdot\begin{pmatrix}0,5(0,16236495)+0,34879402+0,59145374+0,90856152\\+1,27671797+1,67662018+0,5\cdot(1,95128964)\end{pmatrix}=\underline{0,9520834}$$

- **Poutre 3 (y = 0,2b) :**

$$k=\frac{1,1375}{7}\cdot\begin{pmatrix}0,5(0,49840004)+0,75919213+1,04183803+1,29579054\\+1,40685186+1,29688808+0,5\cdot(1,09314242)\end{pmatrix}=\underline{1,0719039}$$

❖ **Surcharge de trottoir**



- **Poutre 1 (y = b) :**

$$k=\frac{(2,75822105+4,01547044)}{2}=\underline{3,3868457}$$

- **Poutre 2 (y = 0,6b)**

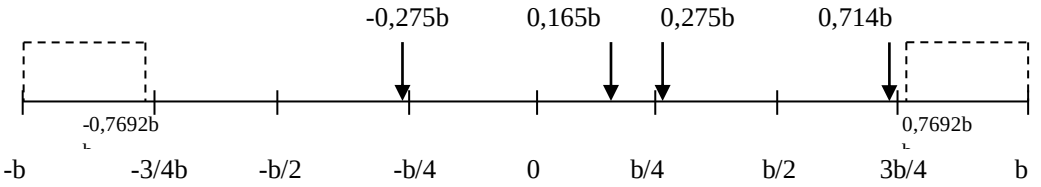
$$k=\frac{(1,95128964+2,1385012)}{2}=\underline{2,0448954}$$

- **Poutre 3 (y = 0,2b)**

$$k=\frac{(1,09314242+0,8830183)}{2}=\underline{0,9880804}$$

❖ **Charge Bc**

- **Poutre 1 (y = b)**

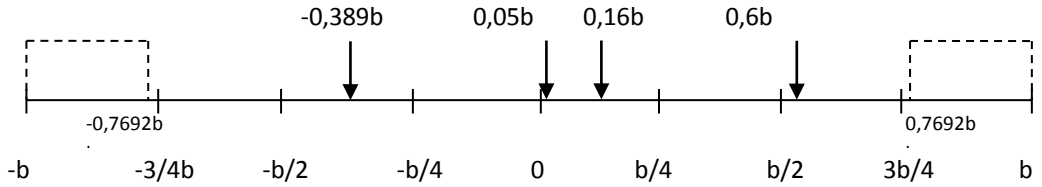


$$k = \frac{\left(k\left(y = 0,714 \cdot b\right) + k\left(y = 0,275 \cdot b\right) + k\left(y = 0,165 \cdot b\right) + k\left(y = -0,275 \cdot b\right)\right)}{4}$$

$$k = \frac{\left(2,61 + 1,0547 + 0,815 + 0,1876\right)}{4}$$

Soit : $\underline{k = 1,167}$

- **Poutre 2 (y = 0,6b)**

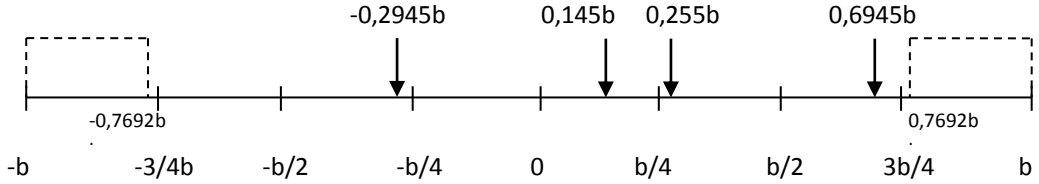


$$k = \frac{\left(k\left(y = 0,6 \cdot b\right) + k\left(y = 0,16 \cdot b\right) + k\left(y = 0,05 \cdot b\right) + k\left(y = 0,389 \cdot b\right)\right)}{4}$$

$$k = \frac{\left(1,7865 + 1,1442 + 0,9822 + 0,4565\right)}{4}$$

Soit $\underline{k = 1,0923}$

- **Poutre 3 (y = 0,2b)**



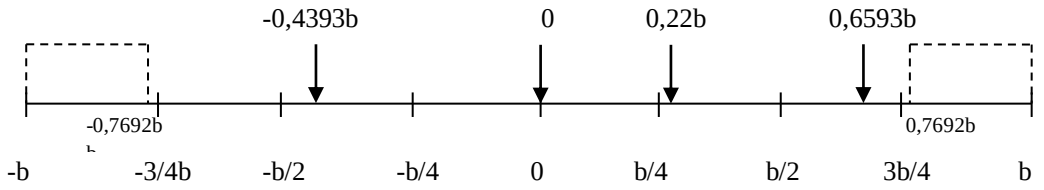
$$k = \frac{\left(k\left(y = 0,6945 \cdot b\right) + k\left(y = 0,255 \cdot b\right) + k\left(y = 0,145 \cdot b\right) + k\left(y = -0,2945 \cdot b\right)\right)}{4}$$

$$k = \frac{\left(1,1383 + 1,40465 + 1,3602 + 0,9915\right)}{4}$$

Soit $\underline{k = 1,2237}$

❖ **Charge Bt**

- **Poutre 1 (y = b)**

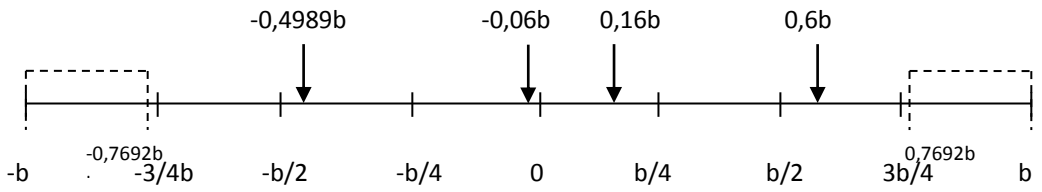


$$k = \frac{\left(k\left(y = 0,6593 \cdot b\right) + k\left(y = 0,22 \cdot b\right) + k\left(y = 0 \cdot b\right) + k\left(y = -0,4396 \cdot b\right)\right)}{4}$$

$$k = \frac{\left(2,3835 + 0,922 + 0,4943 + 0,0809\right)}{4}$$

Soit $\underline{k = 0,9702}$

- **Poutre 2 (y = 0,6b)**

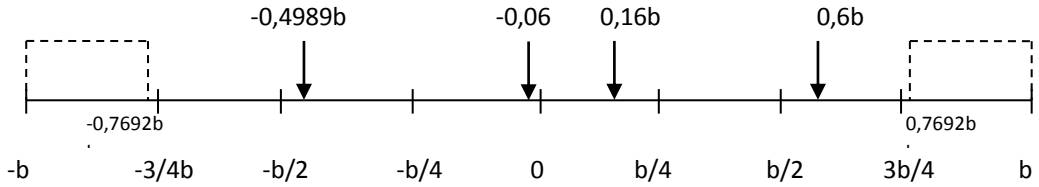


$$k = \frac{\left(k\left(y = 0,6 \cdot b\right) + k\left(y = 0,16 \cdot b\right) + k\left(y = 0,06 \cdot b\right) + k\left(y = -0,4989 \cdot b\right)\right)}{4}$$

$$k = \frac{\left(1,7865 + 1,1442 + 0,9969 + 0,3488\right)}{4}$$

Soit $\underline{k = 1,0691}$

- **Poutre 3 (y = 0,2b)**



$$k = \frac{\left(k\left(y = 0,6 \cdot b\right) + k\left(y = 0,16 \cdot b\right) + k\left(y = 0,06 \cdot b\right) + k\left(y = -0,4989 \cdot b\right)\right)}{4}$$

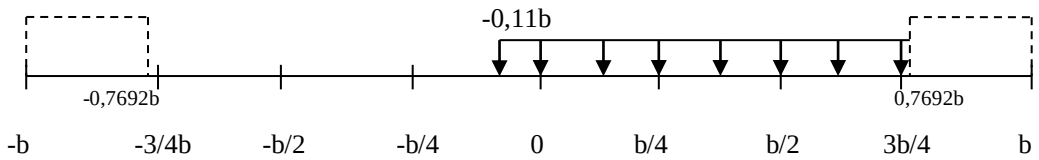
$$k = \frac{\left(1,7865 + 1,1442 + 0,9969 + 0,3488\right)}{4}$$

Soit $\underline{k = 1,0691}$

❖ **<u>Charge Me120</u>**

Charge répartie de 33t/4,00 m sur une longueur de 4,00m.

- **Poutre 1 (y = b) :**



$$k = \frac{1,1375}{4} \cdot \begin{pmatrix} 0,5 \cdot 0,36659633 + 0,49425848 + 0,98021466 + 1,72535463 + \\ 0,5 \cdot \left(2,75822105\right) \end{pmatrix}$$

Soit $k = 1,354261$

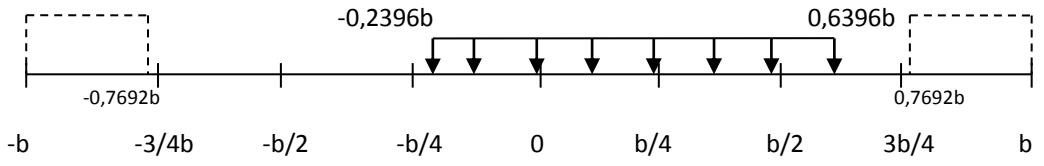
- **Poutre 2 (y = 0,6b) :**

Le chargement est le même que pour la poutre 1 et l'on a :

$$k = \frac{1,1375}{4} \cdot \begin{pmatrix} 0,5 \cdot 0,76917348 + 0,90856152 + 1,27671797 + 1,67662018 + \\ 0,5 \cdot (1,95128964) \end{pmatrix}$$

Soit $k = 1,4850436$

- **Poutre 3 (y = 0,2b) (Charge symétrique à la poutre 3):**



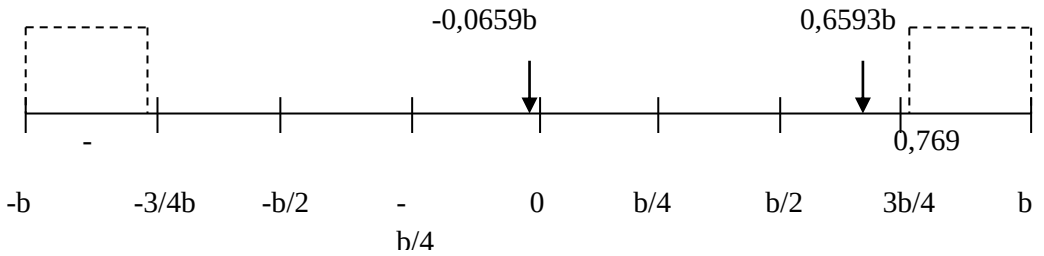
$$k = \frac{1,1375}{4} \cdot \begin{pmatrix} 0,5 \cdot (1,05240245) + 1,29579054 + 1,40685186 + 1,29688808 \\ +0,5 \cdot (1,18311650) \end{pmatrix}$$

Soit : $k = 1,45522933$

❖ **<u>Charge Mc120</u>**

Il s'agit de deux charges concentrées de 55t chacune espacées de 3,30m. La surface d'impact de chaque charge a une largeur de 1,00m.

- **Poutre 1 (y = b) :**

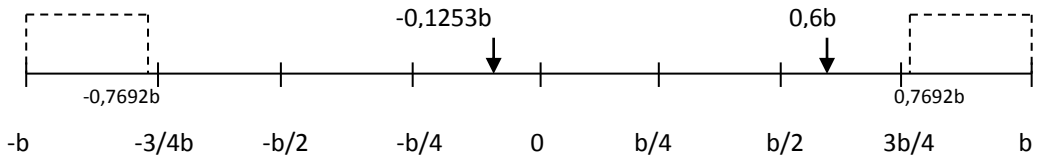


$$k = \frac{\left(k\left(y = 0,65934 \cdot b\right) + k\left(y = -0,06593 \cdot b\right)\right)}{2}$$

$$k = \frac{2,38366237 + 0,41766126}{2}$$

Soit $k = 1,4006618$

- **Poutre 2 (y = 0,6b)**

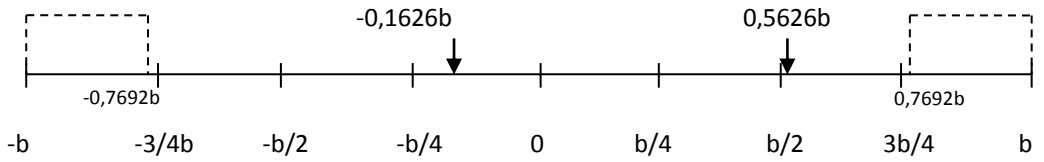


$$k = \frac{\left(k\left(y = 0,6 \cdot b\right) + k\left(y = -0,1253 \cdot b\right)\right)}{2}$$

$$k = \frac{1,78648796 + 0,74965915}{2}$$

Soit $k = 1,2680736$

- **Poutre 3 (y=0,2b) :**



$$k = \frac{\left(k\left(y = 0,5626 \cdot b\right) + k\left(y = -0,1626 \cdot b\right)\right)}{2}$$

$$k = \frac{1,24583972 + 1,13058188}{2}$$

Soit $k = 1,1882108$

4.2.3.2. Tableau 4.9 : Récapitulatif des moments de flexion (daN.m)

Types de charges	Moments non majorés	δ	Poutre 3 (y=0,2b)		Poutre 2 (y=0,6b)		Poutre 1 (y=b)	
			k	M*k*δ	k	M*k* δ	k	M*k* δ
G	68288	-	1	68288	1	68288	1	68288
A(l)	51286		1,0719039	54974	0,9520834	48829	0,7798664	39996
Bc	34782	1,173	1,2237	49914	1,0923	44554	1,167	47601,5
Bt	36481		1,6527	77796,7	1,4653	68975	1,2183	57348
Me120	36449	1,1633	1,4552293	61703,4	1,4850436	62967,5	1,354261	57422,2
Mc120	54771		1,1882108	75707	1,2680736	80795,4	1,4006618	89243
Trottoir	1055	-	0,9880804	1042,4	2,0448954	2157,4	3,3868457	3573

De tout ce qui précède, on peut dire que pour ce qui concerne les charges d'exploitation, ce sont les charges militaires Mc120 qui contrôlent le calcul des poutres. C'est donc le moment correspondant que nous allons utiliser pour l'évaluation des moments de flexion de calcul.

4.2.3.3. Moments de flexion de calcul

Le moment de flexion de calcul est donc :

$$M_u = 1,35 \cdot 68288 + 1,5 \cdot (1,07 \cdot 89243 + 3573)$$

$$M_u = 240783,32 \ daN \cdot m$$

$$M_{ser} = 68288 + 1 \cdot (1,2 \cdot 89243 + 3573)$$

$M_{ser} = 178952\ daN \cdot m$

4.2.3.5. Calcul des armatures longitudinales

Les poutres ont une section en té avec b = 1,50 m ; b_0 = 0,35 m ; h_t = 1,35 m et h_0 = 0,25 m.

- **Calcul a ELU**

On a :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 17\,MPa \text{ et } d = 1,25\,m$$

$$M_t = 150 \cdot 25 \cdot 17 \cdot (125 - 12,5) = 717187,5\ daN \cdot m$$

$M_t > M_u$ donc la poutre sera calculer comme une poutre de section rectangulaire (150 x 135).

D'où $\mu = \dfrac{2407323,2}{150 \cdot 125 \cdot 125 \cdot 17} = 0,06$

$\alpha = 0,077$

$\beta = 0,969$

$Z = 121,2\ cm$

$\mu < 0,186 \Rightarrow Domaine\ 1$

$A_S = 57,1\ cm^2$

Poutre de section rectangulaire 35 x 135 :

$\mu = 0,259$

$\beta = 0,847$ et

$\underline{A_s = 65,35\ cm^2}$ Avec condition de non fragilité vérifiée.

Choix : 15 HA25 = 73,65 cm²

Ce choix est valable pour les deux types de sections.

- **Calcul à ELS**

- Pour la section rectangulaire de dimension b_0 = 35, h_t = 135, on a :

x = 62,71 cm, I_1 = 7163593,53 cm^4

σ_{bc} = 14,65 MPa < $\overline{\sigma_{bc}} = 18$MPa OK

σ_{st} =218,28 MPa > $\overline{\sigma_{st}} = 215,5 MPa$ Condition non vérifiée.

La section d'armatures calculée à l'ELU ne suffi pas à vérifier les conditions de fissuration.

- Pour la section rectangulaire de dimension b = 150, h_t = 135, on a :

x = 36,17 cm, I_1 = 11083331 cm^4

$\sigma_{bc} = 5,84 MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 18 MPa$ OK

$\sigma_{st} = 215,14 MPa < \overline{\sigma_{st}} = 215,5 MPa$ OK

La section d'armatures calculée à l'ELU suffit à vérifier les conditions de fissuration.

Par ailleurs, la formule de dégrossissage donne :

$$A_s = \frac{M_{serx}}{Z_1 \cdot \overline{\sigma_{st}}}$$

Avec : $Z_1 = \frac{7}{8} d = 109,38 cm$

Soit **A_s = 75,92 cm^2**

C'est cette dernière section que nous retiendrons.

Choix : **<u>20 HA25 = 98,18 cm^2</u>**.

Ce qui donne les résultats du tableau récapitulatif suivant :

Tableau 4.10 : Récapitulative des resultants du calcul à l'ELS

M_{serx} (N.m)	A_s (cm²)	A'_s (cm²)	x (cm)	I_1 (cm^4)	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
1789520	98,18	0	43,12	136541133,2	160,97	215,5	5,65	18

En conclusion, nous adoptons : 20HA25 en 5 lits de 4 barres dans un cadre et deux étriers HA8

- **Armatures de peau**

$A = 3 \cdot (0,35 + 1,35) \cdot 2$

$A = 10,2\, cm^2$

Soit 8 HA14 = 12,3 cm².

- **Armatures de montage**

On trouve : 10HA16

4.2.3.6. Tableau 4.11 : Récapitulatif des efforts tranchants V (daN)

Types de charges	V non majorés	δ	Poutre 3 (y=0,2b)		Poutre 2 (y=0,6b)		Poutre 1 (y=b)	
			k	V*k*δ	k	V*k*δ	k	V*k*δ
G	18210	-	1	18210	1	18210	1	18210
A(l)	13676		1,0719039	14659	0,9520834	13020,7	0,7798664	10665,5
Bc	11880	1,173	1,2237	17052,6	1,0923	15221,5	1,167	16262,4
Bt	10187		1,0691	12775,05	1,0691	12775,05	0,9702	11593,26

Me120	10340	1,1633	1,4552293	17384,3	1,4850436	17862,9	1,354261	16289,8
Mc120	14606		1,1882108	20189	1,2680736	21546	1,4006618	23799
Trottoir	281	-	0,9880804	277,7	2,0448954	575	3,3868457	951,7

- **<u>Effort tranchant de calcul</u>**

$$V_u = 1,35 \cdot 18210 + 1,5 \cdot (1,07 \cdot 23799 + 951,7)$$

$$V_u = 64208,45 daN$$

- **<u>Calcul des armatures transversales</u>**

- **Etat limite ultime du béton**

Fissuration préjudiciable :

Il faut : $\tau_u = \dfrac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq 0,10 \cdot f_{c28}\ et\ 3MPa$

$$\tau_u = \frac{642084,5}{350 \times 1250}$$

$\tau_u = 1,47\,MPa < 3\,MPa$ OK

- **Espacement des armatures transversales**

Pour les armatures transversales, on utilisera 6RL8 ; soit A_t = 3,01 cm². On aura donc :

s_t < 40 cm

s_t < 0,9 × 125 = 112,5 cm

τ_u /2 = 0,735 MPa

$$s_t = \frac{3,01 \times 215}{35 \times 0,735} = 25\,cm$$

$$s_t = \frac{3,01 \times 0,8 \times 215}{((1,47 - 0,3 \times 2,4) \cdot 35)} = 19\,cm$$

L'espacement des armatures transversales sera donc variable.

- **Armatures à envoyer sur appuis**

La section d'armatures à envoyer sur appuis vaut :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

Soit: $A_s > \frac{642084,5}{348} = 18,45\,cm^2$

Seul le 1er lit constitué de 4HA25 = 19,63 cm² sera envoyé sur appuis.

- **Dimensions de l'appareil d'appui**

Cette dimension est donnée par :

$$\frac{2 \cdot V_u}{a \cdot b} \leq 0,8 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : b est la largeur de la poutre et

a la dimension de l'appareil d'appui.

$$a > 2 \cdot \frac{642084,5}{(300 \cdot 0,8 \cdot 30/1,5)} = 267,8\,mm$$

Il faut donc un appareil d'appui de dimension 30 cm × 30 cm.

4.2.3.7. <u>calcul des entretoises</u>

Le calcul des entretoises avec les coefficients des tableaux précédents a donné sur appuis et en travées, les résultats ci-dessous :

- ✓ Un (01) lit de 3HA16 sur la fibre supérieure ;

- ✓ Trois (03) lits de 3HA16 sur la fibre inférieure ;
- ✓ Deux (02) lits de 2HA12 pour armatures de peau.

Conclusion partielle

Cette partie consacrée à l'analyste structurale du tablier nous a permis d'évaluer les sollicitations auxquelles sont soumis tous les éléments de la superstructure, et aussi de calculer les sections d'armatures correspondantes.

Comme énoncé plus haut, le calcul d'un pont se fait de façon descendante. C'est dans cet ordre d'idées que nous procèderons dans cette dernière partie qui suivra, à l'étude des infrastructures.

ANNEXE C

NOTE DE CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

5. Calcul des infrastructures

Cette partie concerne le dimensionnement et le calcul des infrastructures.

5.2. Vérification des appareils d'appui

Les tabliers de pont reposent, en général, sur leurs appuis (piles et culées) par l'intermédiaire d'appareil d'appui, conçus pour transmettre des efforts essentiellement verticaux, ou, à la fois, des efforts verticaux et horizontaux.

On compte plusieurs types d'appareils d'appui dont quatre sont essentiellement utilisés :

- les articulations en béton ;
- les appareils d'appui métalliques ;
- les appareils d'appui spéciaux ;
- les appareils d'appui en élastomère fretté.

C'est ce dernier type que nous allons utiliser pour le pont en projet en raison de certains intérêts non négligeables.

Le principal intérêt des appareils d'appui en élastomère fretté réside dans leurs déformabilité vis-à-vis des efforts qui les sollicitent : ils reprennent élastiquement les charges verticales, les charges horizontales et les rotations. Mais ces déformations s'accompagnent de contraintes de cisaillement à l'intérieur des feuillets de néoprène qu'il convient de limiter pour éviter leur dégradation.

Un autre intérêt est leur coût relativement modéré.

5.2.3. Description des appareils d'appui en élastomère fretté.

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont un empilage de feuilles d'élastomère généralement en néoprène et de tôles d'acier jouant le rôle de frettes. La liaison entre les tôles et le néoprène est obtenue par adhérisation au moment de la vulcanisation. L'épaisseur des frettes est comprise entre 1 et 3 mm, et l'épaisseur des feuilles de néoprène est, en général, de 8 mm, 10 mm ou 12 mm (parfois 20 mm). La durée de vie des appareils d'appui en élastomère fretté varie de 5 à 15 ans.

Les appareils d'appui que nous utilisons pour le pont en étude seront de dimensions **(30x30).** L'objectif de l'étude est de vérifier les dimensions des appareils d'appui proposés vis-à-vis des conditions de non écrasement et de non cheminement.

5.2.4. Efforts verticaux :

a) Poids propre superstructure

Pour les 6 appareils d'appuis, on a :

$$G = \frac{218515}{2} = 109258\,daN$$

$R_{\min} = G_{\min} = \dfrac{109258}{6} = 18209,7\,daN$ pour un appareil d'appui.

b) Cas des combinaisons

Q_{max} = 87633,33 daN pour les 6 appareils d'appuis (Mc120)

Q_{min} = 1173,33 daN pour les 6 appareils d'appuis (B_t)

$$R_{\max} = \frac{109258+87633,33\times1,4006618+281\times3,3868457}{6}$$

Soit $R_{\max} = 38825,73\ daN$ pour un appareil d'appui.

A l'ELS, $R_{\max} = \dfrac{(109258+87633,33\times1,4006618\times1,2\times1,17+\ 281\times3,3868457)}{6}$

Soit $R_{\max} = 47090,53\,daN$ pour un appareil d'appui.

$$R_{\min} = \frac{G_{\min} + Q_{\max}}{6}$$

$$R_{\min 1} = \frac{109258 + 1173,33}{6}$$

Soit $R_{\min 1} = 18405,22\,daN$ pour un appareil d'appui (B_t).

$$R_{\min 2} = \frac{109258 + 3360}{6}$$

$R_{\min 2} = 18769,7\,daN$ pour un appareil d'appui (Bc).

5.2.5. Conditions de non écrasement et de non cheminement

La taille en plan des appareils d'appui doit être dimensionnée pour que la contrainte verticale P/a² soit comprise entre 2 MPa (condition de non cheminement) et 15 MPa (condition de non écrasement) sous sollicitations extrêmes en service.

$$\sigma_{\min} = \frac{182097}{300 \times 300} = 2,02 > 2 \text{ OK}$$

La condition de non cheminement est vérifiée.

$$\sigma_{\max} = \frac{470905,3}{300 \times 300} = 5,23\,MPa < 15\,MPa \text{ OK}$$

La condition de non écrasement est vérifiée.

Le nombre de feuilles et de frettes est déterminé par des conditions de non-dépassement de certaines contraintes tangentes et par une condition de non-soulèvement relative à l'angle α de rotation maximale du tablier en service.

5.2.6. Dimensions des appareils d'appuis

L'épaisseur totale T de l'appareil d'appui doit respecter une condition de non flambement :

$$\frac{a}{10} < T < \frac{a}{5}$$

$$\frac{300}{30} = 10 > 5 \text{ OK}$$

Cette vérification confirme que les dimensions proposées pour les appareils d'appui conviennent.

5.2.7. Efforts horizontaux sollicitant les appareils d'appui

- **Souplesse d'une ligne d'appui de 6 poutres (2 feuillets de 12mm):**

Module de glissement G = 8 daN/cm² = 0,8 MPa

La souplesse d'une ligne d'appui de 6 poutres est donnée par :

$$S = 2 \cdot \frac{12}{6 \cdot 8 \cdot 30 \cdot \frac{30}{1000 \cdot 0,981}} = 0,545\, mm / tonne$$

Soit une rigidité R de :

$$R = \frac{1}{0,545} = 1,835\, t / mm = 1835\, daN / mm$$

- **<u>Retrait- dilatation- fluage</u> :**
  - Déplacement imposé

Le déplacement de la ligne d'appui est donné par l'expression :

$$\mu_g = \varepsilon \cdot \frac{l}{2}$$

Où : $\varepsilon = 4 \cdot 10^{-4}$ (déformation imposée en zone tempérée)

On obtient :

$$\mu_g = 7,5 \cdot 4 \cdot 10^{-4} = 3\ mm$$

On a pour l'appareil d'appui, 2 feuillets de 12 mm ; et le rapport μ_g/(2x12) ne doit pas dépasser 50.

$$\frac{3}{24} = 0,125 < 50 \text{ OK}$$

- Effort correspondant :

$$H_1 = 3 \times 1835 = 5505\ daN$$

- **<u>Freinage Bc :</u>**

$$H_2 = \frac{30000 \times 1,07 \times 1,5}{4} = 12037,5\, daN \ \ (4 \text{ lignes d'appui})$$

D'où $H = \frac{5505 + 12037,5}{6} = 2923,75\ daN$

5.2.8. Coefficient de frottement

Les appareils d'appui en élastomère fretté sont susceptibles de transmettre des efforts horizontaux dans la limite de : $H < f \cdot P$

Soit : $\frac{H}{P} < f$

avec : $f = 0{,}12 + \frac{0{,}2 \cdot ab}{P}$ si le contact se fait par les frettes ;

$f = 0{,}10 + \frac{0{,}6 \cdot ab}{P}$ si le contact se fait par l'élastomère.

On a $\sigma_m = \frac{P}{ab} = \frac{182097}{300 \times 300} = 2{,}023$

- ✓ Si le contact se fait par les frettes :

$$f = 0{,}12 + \frac{0{,}2}{2{,}023} = 0{,}219$$

- ✓ Si le contact se fait par l'élastomère :

$$f = 0{,}10 + \frac{0{,}6}{2{,}023} = 0{,}397$$

Le coefficient de frottement réel est :

$$f = \frac{2923{,}75}{18405{,}22} = 0{,}159 < 0{,}219 \qquad \text{OK}$$

Le contact peut se faire soit par l'élastomère (appareils d'appui de type STUP) soit par les frettes (appareil d'appui de type CIPEC).

En conclusion, les deux types d'appareils d'appui (STUP et CIPEC) peuvent être utilisés pour le pont en projet.

5.3. Calcul de la stabilité des culées

La culée est un appui d'extrémité servant à assurer la stabilité du tablier et le soutènement des remblais d'accès.

La culée choisie pour le pont en projet sera une culée remblayée, à mur de front reposant sur une semelle en béton armé. Le mur de front sera un voile épais présentant, dans sa partie supérieure, un redan horizontal sur lequel repose le tablier et un mur garde-grève à l'arrière dont le rôle est de séparer le tablier des remblais.

Un corbeau est prévu à l'arrière du mur garde grève. Il servira d'appui à la dalle de transition. Il sera aussi réalisé des murs latéraux en retour, destinés à protéger le talus de l'érosion créée par les eaux.

5.3.3. Dimensionnement

Les dimensions des différents éléments de la culée doivent suivre certaines normes de conception qu'il ne serait pas nécessaire de rappeler ici (Confère 'Projet de construction des ponts' de J. A. CALGARO).

5.3.3.5. Mur :

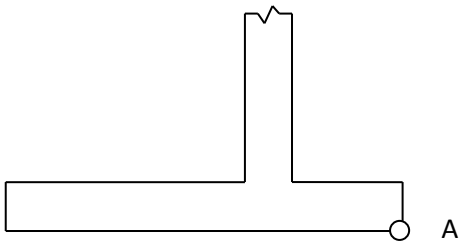
- Hauteur mur de front : 5,13 m ;
- Largeur mur de front : 10,00 m ;
- Epaisseur mur de front : 0,90 m ;
- Epaisseur mur en retour : 0,70 m.

5.3.3.6. Semelle :

- Hauteur : 1,00 m ;
- Largeur 4,50 m : 1.05 m (butée)+0,90 (mur de front)+2,55 m (poussée).

5.3.4. Bilan des charges

Les calculs de moments seront effectués par rapport au point A situé à l'un des angles de la semelle comme indiqué dans le schéma suivant :



5.3.4.5. Actions permanentes :

- **Poids propre du mur :**

- Mur de front $0,9 \cdot 5,13 \cdot 10 \cdot 2500 = 115425\ daN$ ↓ appliqué à 1,50m du point A
- Tête de la culée

$0,3 \cdot 0,62 \cdot 10 \cdot 2500 = 4650\, daN$ ↓ appliqué à 1,95+0,3+0,15 = 2,4 m du point A

$0,8 \cdot 0,9 \cdot 10 \cdot 2500 = 18000\, daN$ Appliqué à 1,50 m du point A

$0,6 \cdot 0,8 / 2 \cdot 10 \cdot 2500 = 6000\, daN$ Appliqué à 1,95+0,6/3 = 2,15 m du point A

- Mur garde-grève

$0,3 \cdot 1,42 \cdot 10 \cdot 2500 = 10650\, daN$ ↓ appliqué à 1,95+0,15 = 2,10 m du point A

- **Poids propre terre :**

$1800 \cdot (5,13 + 0,8 + 1,42) \cdot 2,55 \cdot 10 = 337365\, daN$ ↓ appliqué à 3,225 m du point A

$0,333 \cdot 1800 \cdot (5,13 + 0,8 + 1,42)^2 / 2 \cdot 10 = 161905,43\, daN$ → appliqué à 1+ (5,13+0,8+1,42)/3 = 3,45 m du point A

- **Semelle :**

$1,0 \cdot 4,5 \cdot 2500 \cdot 10 = 112500\, daN$ ↓ appliqué à 2,25 m du point A

5.3.4.6. Charges d'exploitation :

- **Surcharge sur remblai**

On a une charge surfacique sur remblai de $1000\, daN / m^2$

Soit $1000 \cdot 2,55 \cdot 10 = 25500\, daN$ ↓ appliqué à 2,55/2+1,95 = 3,225 m du point A

et $0,333 \cdot 1000 \cdot (5,13 + 0,8 + 1,42) \cdot 10 = 24475,5\, daN$ → appliqué à

1+ (5 ,13+0,8+1,42)/2 = 4,675 m du point A.

5.3.5. Calcul de stabilité de la culée

5.3.5.5. Moment stabilisateur (Ms)

Ce moment est dû aux forces verticales issues des poids propres de tous les éléments de la culée et des charges permanents provenant du tablier.

- **Poids propre du mur :**

$115425 \cdot 1,50 = 173137,5\, daN.m$

$4650 \cdot 2,4 = 11160\, daN.m$

$18000 \cdot 1,50 = 27000\, daNm$

$6000 \cdot 2,15 = 12900\, daNm$

$10650 \cdot 2,10 = 22365\, daNm$

- **Poids propre terre :**

$337365 \cdot 3,225 = 1088002,125\, daNm$

- **Semelle :**

$112500 \cdot 2,25 = 253125\, daNm$

- **Surcharge sur remblai**

$25500 \cdot 3,225 = 82237,5\, daNm$

- **Total:**

M_s= 173137,5+11160+27000+12900+22365+1088002,125+253125+82237,5

M_s =1669927,125 daNm.

5.3.5.6. <u>Moment de renversement</u> (Mr)

Il est dû essentiellement aux forces horizontales suivantes, agissant sur les éléments de la culée :

- la poussée des terres sur le mur garde-grève et sur la culée ;
- la poussée des terres due aux surcharges de remblais.

Ce moment est calculé par rapport au point A.

- **Poussée des terres :**

$161905{,}43 \cdot 3{,}45 = 558573{,}73\, daNm$

- **Surcharge sur remblai**

$24475{,}5 \cdot 4{,}675 = 114422{,}96\, daNm$

- **Total :**

$M_{ru} = 1{,}35 \cdot 558573{,}73 + 1{,}5 \cdot 114422{,}96 = 925708{,}98\, daNm$ (Pondéré)

$M_{rser} = 558573{,}73 + 114422{,}96 = 672996{,}69\, daNm$

5.3.5.7. Coefficient de stabilité (K_s) : Condition de non renversement

Pour éviter que le mur ne se reverse, le coefficient de stabilité doit être supérieur à 1,5.

$K_s = M_s/M_r = 1669927{,}125/925708{,}98 = 1{,}804 > 1{,}5$ OK

La condition de non renversement est vérifiée.

~~5.3.5.8.~~ Coefficient de glissement (Cg) ; Condition de non glissement

Le coefficient de glissement est le rapport de la résultante des efforts horizontaux par la résultante des efforts verticaux. Ce rapport ne doit pas dépasser le coefficient de frottement béton-terre, soit 0,5 dans notre cas, pour éviter un éventuel glissement.

$$C_{g1} = \frac{F_{hu}}{F_{vser}} = \frac{\sum Forces\ horizontales\ ultimes}{\sum Forces\ verticales\ de\ service}$$

$F_{hu} = 1{,}35 \cdot 161905{,}43 + 1{,}5 \cdot 24475{,}5 = 255285{,}58\, daN$

$F_{vser} = 115425 + 4650 + 18000 + 6000 + 10650 + 337365 + 112500 + 25500 = 630090\, daN$

$C_{g1} = 255285{,}58/630090 = 0{,}405 < 0{,}5$ OK

La condition de non glissement est vérifiée.

On rappelle ici encore que la semelle de la culée repose sur un système de pieux

En conclusion, la culée proposée est stable vis-à-vis du renversement et du glissement.

5.3.5.9. Contrainte sur le sol

La résultante des forces verticales passe à M_s/F_{vser} = 1669927,125/630090, soit à 2,65 m du point A, soit 2,65 - 2,25 = 0,4 m à droite du milieu de la semelle (effet favorable) :

$$N_G = 1{,}35 \cdot (630090\text{-}25500) + 1{,}5 \cdot 25500 = 854446{,}5\, daN$$

$$M_G = -630090 \cdot 0{,}4 + 925708{,}98 = 673672{,}98\, daN.m$$

$$A = 450\, cm \times 1000\, cm = 450000\ cm^2$$

$$I = 1000 \times 450^3/12 = 7593750000\ cm^4$$

Les contraintes maximales et minimales sont données par l'expression :

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot y$$

Avec :

- N la résultante des forces verticales ;
- M la somme des moments au centre de la semelle ;
- A la section de la semelle ;
- I le moment d'inertie de la semelle et
- y le point de calcul du moment.

$$\sigma_{max} = 854446{,}5/450000 + 673672{,}98 \times 100/7593750000 \times 225$$

$$\sigma_{max} = 3{,}895\ bars = 0{,}3895\ MPa$$

$$\sigma_{min} = 854446{,}5/450000 - 673672{,}98 \times 100/7593750000 \times 225$$

$$\sigma_{min} = 0{,}00 \text{ bars}$$

Il faut ici retenir que cette contrainte s'applique sur les pieux et non sur le sol. En efftet la semelle de la culée repose sur un système de pieux. Cette contrainte sera reprise et transmise au bon sol en profondeur par les pieux.

5.3.6. Calcul du mur formant culée

- **Poids propre du mur :**

  630090 – 112500 – 337365 – 25500 = 154725 daN

- **Poids propre du tablier :**

  218515/2 = 109258 daN appliqué dans l'axe du mur

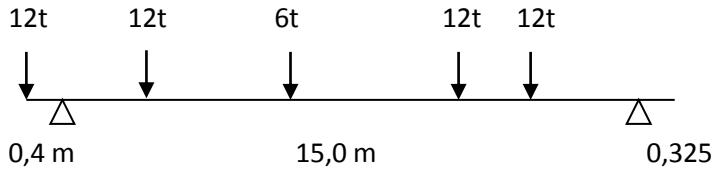
- **Surcharges venant du tablier :**
  - **Surcharge A**

    A (l) : $10941 \times 15{,}725/2$ = 86023,6 daN par culée appliqué dans l'axe du mur

  - **Surcharge sur trottoirs :**

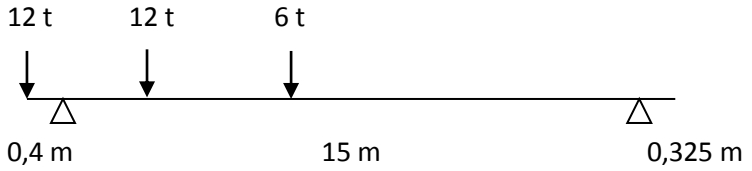
    $150 \times 1{,}5 \times 15{,}725 \times 2/2$ = 3538 daN par culée appliqué dans l'axe du mur

  - **Surcharge B_c :**
    - B_c max



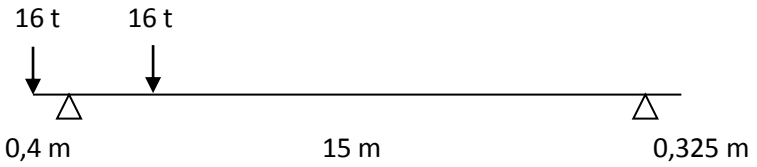
R_A = $(12 \times 3{,}4+12 \times 4{,}9+6 \times 9{,}4+12 \times 13{,}9+12 \times 15{,}4)/15 \times 1000 \times 2 \times 1{,}1$ = 74448 daN par culée et pour deux files de camions (b_c=1,1) appliqué dans l'axe du mur.

- B_c min



R_B = (-12×0,40+12×1,1+6×5,6)/15×1000×1,2 = 3360 daN par culée et pour une file de camion (un seul camion) ; (b_c = 1,2) appliqué dans l'axe du mur.

- **Surcharge Bt**



R_{max} = R_A = (16×15,4+16× (15,4 -1,35))/15×1000×2 = 62826,67 daN par culée et pour deux tandems appliqué dans l'axe du mur.

R_{min} = R_B = 32000×2-62826,67 = 1173,33 daN par culée et pour deux tandems appliqué dans l'axe du mur.

- **Surcharges militaires**
  - Mc120 :

R_{max} = 87633,33 daN

R_{min} = 22367 daN

  - Me120 :

R_{max} = 62040 daN

R_{min} = 3960 daN

- **Freinage A(l) : Effort horizontal**

L'effort horizontal vaut :

$$H = \frac{p}{20 + 0,0035 \cdot S}$$

Avec S = 15,725×2×7,00 = 220,15m²

P = 220,15×1563,33 = 344167daN

H = 16570daN ⟶ pour 4 lignes d'appuis.

Il faut noter qu'en ce qui concerne le freinage, les sollicitations correspondantes seront évaluées en fonction du nombre de lignes d'appui. Le pont a deux (2) culées et une (1) pile intermédiaire, donc quatre (4) lignes d'appui.

- **Freinage Bc : Effort horizontal**

H = 30000daN ⟶ sur tout le tablier soit 4 lignes d'appui.

5.3.6.5. Sollicitations à la base du mur :

B. Détail des sollicitations

- Poussée des terres:

M_{up} = 1,35×161905,43×7,35/3 = 535502,21 daN.m

M_{serp} = 161905,43×7,35/3 = 396668,30 daN.m

- Surcharge sur remblai :

M_{ur} = 1,5×24475,5×7,35/2 = 134921,19 daN.m

M_{serr} = 24475,5×7,35/2 = 89947,46 daN.m

- Poids propre tablier :

N_{uGT} = 109258×1,35 = 147498,3 daN

N_{serGT} = 109258 daN

- Poids propre mur :

N_{uGM} = 1,35×154725 = 208878,75 daN

N_{serGM} = 154725 daN

M_{uGT} = -1,35× (4650×(2,4-1,5)+6000×(2,15-1,5)+10650×(2,10-1,5))

M_{uGT} = -19541,3 daN.m

M_{serGT} = -(4650× (2,4-1,5)+ 6000× (2,15-1,5)+ 10650× (2,10-1,5))

M_{serGT} = -14475 daN.m

C. Combinaison des sollicitations

- ✓ **Sans aucune charge d'exploitation**

N_u = 147498,3+208878,75 = 356377,05 daN

N_{ser} = 109258+154725 = 263983 daN

M_u = 455359,02+114728,91-19541,3 = 550546,63 daN.m

M_{ser} = 337302,98+76485,94-14475 = 399313,92 daN.m

- ✓ **Avec les charges d'exploitation A(l) et sur Trottoirs + Freinage concomitant**

H_{Qu} = 16570/4×1,07×1,5 = 6648,7 daN par ligne d'appui

H_{Qser} = 16570/4×1,2 = 4971 daN par ligne d'appui

N_u = 356377,05 +1,5× (1,07×86023,6+3538) = 499751,93 daN

N_{ser} = 263983+1,0× (1,2×86023,6+3538) = 370749,3 daN

$M_{uA(l)}$ = 550546,63+6648,7×7,35 = 599414,58 daN.m

$M_{serA(l)}$ = 399313,92+4971×7,35 = 435850,77 daN.m

Ou bien :

N_u = 499751,93 daN

N_{ser} = 3707449,3 daN

$M_{uA(l)}$ = 550546,63-6648,7×7,35 = 501678,69 daN.m

$M_{serA(l)}$ = 399313,92-4971×7,35 = 362777,07 daN.m

✓ **Avec les charges d'exploitation B_c et sur Trottoirs + Freinage concomitant**

- Effort normal maximal + Freinage concomitant + Trottoirs

H_{Qu} = 30000/4×1,07×1,5 = 12037,5 daN par ligne d'appui

H_{Qser} = 30000/4×1,2 = 9000 daN par ligne d'appui

N_u = 356377,05 +1,5× (1,07×74448+3538) = 481173,09 daN

N_{ser} = 263983 +1,0×(1,2×74448+3538) = 356858,6 daN

M_{uBc} = 550546,63+12037,5×7,35 = 639022,26 daN.m

M_{serBc} = 399313,92+9000×7,35 = 465463,92 daN.m

Ou bien :

N_u = 481173,09 daN

N_{ser} = 356858,6 daN

M_{uBc} = 550546,63-12037,5×7,35 = 462071,01 daN.m

M_{serBc} = 399313,92-9000×7,35 = 333163,92 daN.m

- Effort normal minimal + Freinage concomitant+Trottoirs

N_u = 356377,05 +1,5× (1,07×3360+3538) = 367076,85 daN

N_{ser} = 263983 +1,0× (1,2×3360+3538) = 271553 daN

M_{uBc} = 625781 daN.m

M_{serBc} = 455563,92 daN.m

Ou bien

N_u = 367076,85 daN

N_{ser} = 271553 daN

M_{uBc} = 475312,3 daN.m

M_{serBc} = 343063,92 daN.m

✓ **Avec les charges d'exploitation B_t et sur Trottoirs**

Les forces de freinage ne sont prises en compte ici.

- Effort normal maximal + Trottoirs

N_u = 356377,05 +1,5×(1,07×62826,67+3538) = 46252,86 daN

N_{ser} = 263983 +1,0× (1,2×62826,67+3538) = 342913 daN

M_{uBc} = 550546,63 daN.m

M_{serBc} = 399313,92 daN.m

- Effort normal minimal + Trottoirs

N_u = 356377,05 +1,5×(1,07×1173,33+3538) = 363567,24 daN

N_{ser} = 263983 +1,0×(1,2×1173,33+3538) = 268929 daN

M_{uBc} = 550546,63 daN.m

M_{serBc} = 399313,92 daN.m

✓ **Avec les surcharges militaires et la charge d'exploitation sur trottoirs**

Les forces de freinage ne sont pas prises en compte.

- **Mc120 :**

- Effort normal maximal+ Trottoirs

N_u = 356377,05 +1,5×(1,07×87633,33+3538) = 502335,55 daN

N_{ser} = 263983 +1,0×(1,2×87633,33+3538) = 372681 daN

M_{uBc} = 550546,63 daN.m

M_{serBc} =399313,92 daN.m

- Effort normal minimal+ Trottoirs

N_u = 356377,05 +1,5×(1,07×22367+3538) = 397583,09 daN

N_{ser} = 263983 +1,0×(1,2×22367+3538) = 294361,4 daN

M_{uBc} = 550546,63 daN.m

M_{serBc} = 399313,92 daN.m

- **Me120 :**

- Effort normal maximal+ Trottoirs

N_u = 356377,05 +1,5×(1,07×62040+3538) = 461258,25 daN

N_{ser} = 263983 +1,0×(1,2×62040+3538) = 341969 daN

M_{uBc} = 550546,63 daN.m

M_{serBc} = 399313,92 daN.m

- Effort normal minimal+ Trottoirs

N_u = 356377,05 +1,5×(1,07×3960+3538) = 368039,85 daN

N_{ser} = 263983 +1,0×(1,2×3960+3538) = 272273 daN

M_{uBc} = 550546,63 daN.m

M_{serBc} = 399313,92 daN.m

D. Calcul des armatures dans le mur

Les dimensions du mur sont les suivantes :

Section : b = 1000 cm ; h = 90 cm ; d = 83 cm ; c' = 5 cm

Béton : fc28= 30MPa

Aciers : FeE400

La fissuration est préjudiciable.

Les sections d'armatures seront évaluées suivant les cas de combinaisons précédentes numérotées A) à E).

Le mur est soumis à un moment de flexion et à un effort normal. Il doit donc être calculé en flexion composée.

Le mur de front sera ferraillé sur les deux faces à l'aide de barres HA25 tous les 9 cm.

Les armatures de répartition seront constituées de barres HA14 espacées de 15cm.

5.3.6.6. Calcul du mur garde- grève

- Poussée des terres :

$0,333 \times 1800 \times 1,42 \times 1,42/2 \times 1$ = 604,315daN→ appliqué à 1,42/3 = 0,47333 m de la base.

- Poussée due au trafic :

$0,333 \times 1,42 \times 1000$ = 472,86 daN appliqué à 1,42/2 = 0,71 m de la base :

- Sollicitations à l'encastrement du mur garde- grève :

M_u = $1,35 \times 604,315 \times 0,47333 + 1,5 \times 472,86 \times 0,71$ = 889,75 daN.m

M_{ser} = $604,315 \times 0,47333 + 472,86 \times 0,71$ = 621,77 daN.m

T_u = 604,315+472,86 = 1077,175 daN

5.3.6.7. Calcul des armatures dans le mur garde- grève

Le calcul a donné les résultats suivants :

- Armatures principales : **HA14, e = 10 cm.**
- Armatures de répartition : HA10, **e =10 cm.**

τ_u = $1077,175 \times 10/(1000 \times 300)$ = 0,036 MPa ; il n'est pas besoin de prévoir des armatures d'effort tranchant.

5.3.7. Calcul de la semelle de la culée

5.3.7.5. Détail des sollicitations

- Poids propre tablier

N_{uGT} = $109258 \times 1,35$ = 147498,3 daN

N_{serGT} = 109258 daN

- Venant de la culée et du remblai :

N_u = 1,35×(630090-25500)+1,5×25500 = 854446,5 daN

N_{ser} = 630090 daN

5.3.7.6. Combinaison des sollicitations au centre de gravité de la semelle

A) Sans aucune charge d'exploitation

N_u =147498,3+854446,5 = 1001944,8 daN

N_{ser} = 109258+630090 = 739348 daN

M_u = 925708,98+147498,3×(2,25-1,5)-((630090-25500)+1,5×25500)× (2,65-2,25)

M_u = 779196,71 daN.m

M_{ser} = 672996,69+109258×(2,25-1,5)-630090×(2,65-2,25)

M_{ser} = 502904,19 daN.m

$$\sigma_{max} = \frac{925708,98}{450000} + 502904,19 \times \frac{100}{7593750000} \times 225$$

σ_{max} = 3,55 bars = 0,355 MPa

$$\sigma_{min} = \frac{925708,98}{450000} - 502904,19 \times \frac{100}{7593750000} \times 225$$

σ_{min} = 0,567 bars = 0,0567 MPa.

B) Avec les charges d'exploitation A(l) et sur Trottoirs + Freinage concomitant

H_{Qu} = 16570/4×1,07×1,5 = 6648,7 daN par ligne d'appui

H_{Qser} = 16570/4×1,2 = 4971 daN par ligne d'appui

N_u = 1001944,8+1,5× (1,07×86023,6+3538) = 1145319,68 daN

N_{ser} = 739348 +1,0×(1,2×86023,6+3538) = 846114,32 daN

N_{adm} = 739348 +1,0×(1,0×86023,6+3538) = 828909,6 daN

M_u = 779196,71+1,5×(1,07×86023,6+3538)×(2,25-1,5)+6648,7×8,35

M_u = 942244,51 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0×(1,2×86023,6+3538) ×(2,25-1,5)+4971×8,35

M_{ser} = 624486,78 daN.m

M_{adm} = 502904,19+1,0×(1,0×86023,6+3538)×(2,25-1,5)+4971×8,35/1,2

M_{adm} = 611583,24 daN.m

Ou bien :

N_u = 1145319,68 daN

N_{ser} = 846114,32 daN

M_u = 779196,71+1,5×(1,07×86023,6+3538)×(2,25-1,5)-6648,7×8,35

M_u = 831211,22 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0×(1,2×86023,6+3538) ×(2,25-1,5)-4971×8,35

M_{ser} = 541471,08 daN.m

$$\sigma_{max} = \frac{828909,6}{450000} + 611583,24 \times \frac{100}{7593750000} \times 225$$

σ_{max} = 3,65 bars = 0,365 MPa

$$\sigma_{min} = \frac{828909,6}{450000} - 611583,24 \times \frac{100}{7593750000} \times 225$$

σ_{min} = 0,03 bars = 0,003 MPa

C) Avec les charges d'exploitation Bc et sur Trottoirs + Freinage concomitant

- Effort normal maximal+ Freinage concomitant+Trottoirs

H_{Qu} = 30000/4×1,07×1,5 = 12037,5 daN

H_{Qser} = 30000/4×1,2 = 9000 daN

N_u = 1001944,8+1,5×(1,07×74448+3538) = 1126740,84 daN

N_{ser} = 739348 +1,0×(1,2×74448+3538) = 832223,6 daN

M_u = 779196,71+1,5×(1,07×74448+3538) ×0,75+12037,5×8,35

M_u = 973306,87 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0×(1,2×74448+3538) ×0,75+9000×8,35

M_{ser} = 647710,89 daN.m

N_{adm} = 739348 +1,0×(1,0×74448+3538) = 817334 daN

M_{adm} = 502904,19+1,0×(1,0×74448+3538)×0,75+9000×8,35/1,2

M_{adm} = 598968,69 daN.m

$$\sigma_{max} = \frac{817334}{450000} + 598968{,}69 \times \frac{100}{7593750000} \times 225$$

σ_{max} = 3,59 bars = 0,359 MPa

Ou bien :

N_u = 1126740,84 daN

N_{ser} = 832223,6 daN

M_u = 779196,71+1,5×(1,07×74448+3538)×0,75-12037,5×8,35

M_u = 772280,62 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0×(1,2×74448+3538)×0,75-9000×8,35

M_{ser} = 497410,89 daN.m

- Effort normal minimal + Freinage concomitant+Trottoirs

N_u = 1001944,8+1,5×(1,07×3360+3538) = 1012644,6 daN

N_{ser} = 739348+1,0×(1,2×3360+3538) = 746918 daN

N_{adm} = 739348+1,0×(1,0×3360+3538) = 746246 daN

M_u = 779196,71+1,5×(1,07×3360+3538)×0,75+12037,5×8,35

M_u = 887734,69 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0×(1,2×3360+3538)×0,75+9000×8,35

M_{ser} = 583731,69 daN.m

M_{adm} = 502904,19+1,0×(1,0×3360+3538)×0,75+9000×8,35/1,2

M_{adm} = 570702,69 daN.m

Ou bien

Nu= 1012644,6 daN

Nser = 746918 daN

M_u = 779196,71+1,5×(1,07×3360+3538)×0,75-12037,5×8,35

M_u = 686708,44 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0×(1,2×3360+3538)×0,75-9000×8,35

M_{ser} = 433431,69 daN.m

$$\sigma_{min} = \frac{746246}{450000} - 570702,69 \times \frac{100}{7593750000} \times 225$$

σ_{min} = -0,033 bars = -0,0033 MPa

D) Avec les charges d'exploitation Bt et sur Trottoirs

Pas de forces de freinage

- Effort normal maximal+Trottoirs

N_u = 1001944,8+1,5×(1,07×62826,67+3538) = 1108088,61 daN

N_{ser} = 739348+1,0×(1,2×62826,67+3538) = 818278 daN

N_{adm} = 739348+1,0×(1,0×62826,67+3538) = 805712,67 daN

M_u = 779196,71+1,5×(1,07×62826,67+3538)×0,75 = 858804,56 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0×(1,2×62826,67+3538)×0,75 = 562101,69 daN.m

M_{adm} = 502904,19+1,0×(1,0×62826,67+3538)×0,75 = 552677,69 daN.m

$$\sigma_{max} = \frac{805712,67}{450000} + 552677,69 \times \frac{100}{7593750000} \times 225 = 3,428 \text{ bars}$$

- Effort normal minimal+ Trottoirs

N_u = 1001944,8+1,5×(1,07×1173,33+3538) = 1009134,99 daN

N_{ser} = 739348+1,0×(1,2×1173,33+3538) = 744294 daN

N_{adm} = 739348+1,0×(1,0×1173,33+3538) = 744059,33 daN

M_u = 779196,71+1,5×(1,07×1173,33+3538)×0,75 = 784589,36 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0×(1,2×1173,33+3538)×0,75 = 506613,69 daN.m

M_{adm} = 502904,19+1,0×(1,0×1173,33+3538)×0,75 = 506437,69 daN.m

$$\sigma_{min} = \frac{744059,33}{450000} - 506437,69 \times \frac{100}{7593750000} \times 225$$

σ_{min} = 0,153 bars = 0,0153 MPa

E) Avec les surcharges militaires et la charge d'exploitation sur trottoirs

Pas de forces de freinage

- Mc120 :

- Effort normal maximal+ Trottoirs

N_u = 1001944,8+1,5×(1,07×87633,33+3538) = 1147903,3 daN

N_{ser} = 739348+1,0×(1,2×87633,33+3538) = 848046 daN

N_{adm} = 739348+1,0×(1,0×87633,33+3538) = 830519,33 daN

M_u = 779196,71+1,5×(1,07×87633,33+3538)×0,75 = 888665,58 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0×(1,2×87633,33+3538)×0,75 = 584427,69 daN.m

M_{adm} = 502904,19+1,0×(1,0×87633,33+3538)×0,75 = 571282,69 daN.m

σ_{max} = 830519,33/450000+571282,69×100/7593750000×225

σ_{max} = 3,538bars = 0,3538 MPa

- Effort normal minimal+ Trottoirs

N_u = 1001944,8+1,5×(1,07×22367+3538) = 1043150,84 daN

N_{ser} = 739348+1,0×(1,2×22367+3538) = 769726,4 daN

N_{adm} = 739348+1,0×(1,0×22367+3538) = 765253 daN

M_u = 779196,71+1,5×(1,07×22367+3538)×0,75 = 810101,24 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0×(1,2×22367+3538)×0,75 = 525687,99 daN.m

σ_{min} = 765253/450000-571282,69×100/7593750000×225

σ_{min} = 0,0079 bars = 0,00079 MPa

- <u>Me120 :</u>

- Effort normal maximal+ Trottoirs

N_u = 1001944,8+1,5×(1,07×62040+3538) = 1106826 daN

N_{ser} = 739348 +1,0×(1,2×62040+3538) = 817334 daN

N_{adm} = 739348 +1,0×(1,0×62040+3538) = 804926 daN

M_u = 779196,71+1,5×(1,07×62040+3538)×0,75 = 857857,61 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0×(1,2×62040+3538)×0,75 = 561393,69 daN.m

M_{adm} = 502904,19+1,0×(1,0×62040+3538)×0,75 = 552087,69 daN.m

σ_{max} = 804926/450000+552087,69$\times$100/7593750000$\times$225

σ_{max} = 3,425 bars = 0,3425 MPa

- Effort normal minimal+ Trottoirs

N_u = 1001944,8+1,5$\times$(1,07$\times$3960+3538) = 1013607,6 daN

N_{ser} = 739348 +1,0$\times$(1,2$\times$3960+3538) = 747638 daN

N_{adm} = 739348 +1,0$\times$(1,0$\times$3960+3538) = 746846 daN

M_u = 779196,71+1,5$\times$(1,07$\times$3960+3538)$\times$0,75 = 787943,81 daN.m

M_{ser} = 502904,19+1,0$\times$(1,2$\times$3960+3538)$\times$0,75 = 509121,69 daN.m

σ_{min} = 746846/450000-552087,69$\times$100/7593750000$\times$225

σ_{min} = 0,024 bars = 0,0024 MPa

5.3.7.7. Calcul des armatures dans la semelle

σ_{max}= 0,365 MPa (A(l))

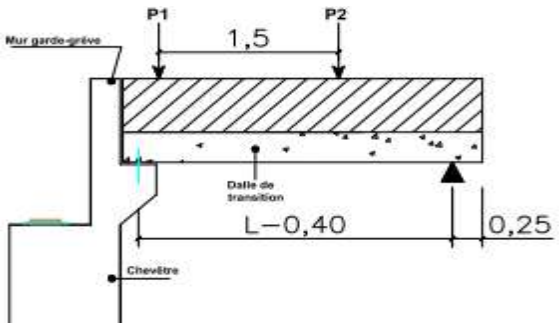
σ_{min}= 0,03 MPa (A(l))

La semelle sera ferraillée avec des barres HA25 en deux nappes tous les 10cm

Les armatures de répartition seront des HA16 espacées de 20cm.

5.3 CALCUL DE LA DALLE DE TRANSITION

5.3.1 PRESENTATION-ACTIONS -SOLICITATION



La dalle de transition présente la même dimension transversale que le mur garde grève et à une épaisseur constante de 0,30m; sa longueur varie de 3 à 6m selon la hauteur du remblai. On peut dimensionner cette longueur par la formule :

L= min [6m ; max (3m ; 0.6H)] avec $H=h_{gg} – h_{c}- h_{DJ}$= 0.60m (H=hauteur du remblai). D'où L=min [6m ; max (3m ; 0.6*1.2) on a L=3m.

La dalle de longueur L est assimilée à une poutre reposant sur 2 appuis que sont :

- La rotule du corbeau,
- Un appui fictif situé à 0,25 m de l'autre extrémité de la dalle de transition. La portée de calcul de cette poutre est l = (L-0.40) m ⇒ l=(3-0.40)m = 2,60 m

Les charges permanentes considérées sont le poids propre g_D de la dalle et le poids g_R du remblai. Une dalle de transition d'épaisseur h_D =0,30m, et de longueur L=3,00m est prévue sous un remblai d'épaisseur h_R =0,60m.

- Charge permanente : g= (25.hD+22.hR) ⇒g= (25*0.30+22*0.60)=20.70KN/ml
- Moment de flexion : Mg= 20,70*(2.60²/8)=17,49KN.m

Les charges d'exploitation considérées sont les rangés de roues arrières B_c ou B_t assimilées chacune à une charge linéaire répartie de 57,2 KN/ml. Ces charges sont affectées d'un coefficient de majoration dynamique de 1,20.

- M_{max}=pl/2 *[1-(a/2L)]² ⇒ M_{max}= 0.5*57,2*2,6*[1-(1,5/2*2,6)]² = 37.65KN.m

Combinaison des actions :

- M_u = 1.35*17.49+1.61*37.65=83.85 KN.m
- M_s = 17,49+1,2*37,65 =62 ,67 KN.m

5.3.2 CALCUL DES ARMATURE

Le calcul des armatures a donné :

- A l'ELU :

As = 9,26cm²/ml soit 9HA12/ml = 10.18cm²/ml

- A l'ELS

As = 13,29cm²/ml soit 9HA14 = 13.85cm²/ml

Donc la dalle de transition sera ferraillée avec les barres calculées à l'ELS.

Les armatures transversales seront prises égales à 30% des armatures longitudinales soit 3.99cm²/ml **(6HA10 p.m)**

Un autre support du tablier reste la pile ; la partie qui va suivre concerne le calcul de la pile.

5.3.8. Calcul de la semelle sur des pieux

Nous procèderons ici au calcul de la semelle sur deux pieux.

On considère que pour les semelles sur deux pieux, les charges sont transmises aux pieux par l'intermédiaire de bielles de béton. Les solliciations auxquelles est soumise ladite semelle sont :

- Système Bc

N_{adm} = 81733,4 daN/m

M_{adm} = 59896,869 daN.m/m

N_u = 112674,084 daN/m

M_u = 97330,687 daN.m/m (Bc)

- Système Mc120

N_{adm} = 83051,933 daN/m

M_{adm} = 57128,269 daN.m/m

N_u = 114790,33 daN/m

M_u = 88866,558 daN.m/m

L'effort normal arrivant sur la smelle devra tomber à l'intérieur du noyau central. Ainsi l'excentricité doit vérifier :

$$e_0 = \frac{M_{adm}}{N_{adm}} < \frac{4,5}{6}$$

Où 4,5 m est la largeur de la semelle.

Ce qui donne pour le système B_C,

$$e_0 = \frac{59896,869}{81733,4} = 0,73 \text{ m} < \frac{4,50}{6} = 0,75 \text{ m}$$

Et pour le système Mc120 :

$$e_0 = \frac{57128,269}{83051,933} = 0,69 \text{ m} < 0,75 \text{ m} \quad ; \qquad \text{OK.}$$

- **Distance entre les pieux:**

b' = 4,5-2×0,15-0,6 = 3,6 m

- **Epaisseur de la semelle**

L'inclinaison de l'axe des bielles a pour valeur :

$$tg\theta = \frac{2 \cdot d}{b' - \frac{b}{2}}$$ où b est l'épaisseur de la culée (b = 0,90 m).

Pour un fonctionnement correct de la bielle, l'on doit avoir :

$45° \leq \theta \leq 55°$; soit $tg45° \leq tg\theta \leq tg55°$

L'épaisseur utile de la semelle doit donc vérifier la double inégalité suivante :

$$0,5 \cdot \left(b' - \frac{b}{2} \right) < d < 0,7 \cdot \left(b' - \frac{b}{2} \right)$$

On aura donc :

0,5×(3,6-0,9/2) = 1,575 m < d < 0,7×(3,6-0,9/2) = 2,205 m

Soit : $1,575\ m < d < 2,0205\ m$

Compte tenu de la distance relativement grande entre les pieux, pour limiter l'épaisseur de la semelle à une valeur convenable, nous prendrons une semelle sur trois pieux en quinconque. Ainsi pour 3 pieux, d doit vérifier la double inégalité suivante :

$$0,5\cdot\left(\frac{b'}{2}-\frac{a}{2}\right)<d<0,7\cdot\left(\frac{b'}{2}-\frac{a}{2}\right)$$

Ce qui donne :

$0,5\times(3,6/2-0,9/2) = 0,675$ m < d < $0,7\times(3,6/2-0,9/2) = 0,945$ m

Soit **<u>d = 0,93 m</u>** et **<u>h = 1,00 m</u>**

- **Sollicitations dans les pieux (par mètre):**

- Système Bc

R_1 = 81733,4/2+59896,869/3,6 = 57504,72 daN

R_2 = 81733,4/2-59896,869/3,6 = 24228,68 daN

R_{1u} = 112674,084/2+97330,687/3,6 = 83373,34 daN

- Système Mc120

R_1 = 83051,933/2+57128,269/3,6 = 57394,93 daN

R_2 = 83051,933/2-57128,269/3,6 = 25657 daN

R_{1u} = 114790,33/2+88866,558/3,6 = 82080,32 daN

- **Section d'armatures**

Nous supposons que seuls les pieux d'extrémité reprennent les sollicitations (cas défavorable). La section d'armatures devant reprendre l'effort de traction à la fibre inférieure est donnée pour une bande de un mètre par :

$$A_i=\frac{1,10\cdot R_{\max}\cdot\left(b'-\frac{b}{2}\right)}{2\cdot d\cdot\sigma_s}$$

A_i = $1,10\times575047,2\times(3,6-0,9/2)/(2\times0,93\times215,5)$ = 4971 mm² par mètre, soit **A_i = 49,71 cm²/m**.

La semelle sera ferraillée avec des barres HA25 en deux nappes tous les 9 cm.

Les armatures de répartition seront des HA16 espacées de 20 cm.

Les armatures de peau seront constituées de barres 2HA12 tous les 10 cm.

Les cadres verticaux seront constitués de barres HA8 espacés de 40 cm

- **Contraintes de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement à l'état limite ultime ne devra pas excéder $0{,}1 f_{c28}$.

P_u étant la charge transmise aux pieux dans le cas de l'état limite ultime, on devra donc avoir :

$$P_u \leq 0{,}2 \cdot b_s \cdot d \cdot f_{c28}$$

$$0{,}2 \cdot b_s \cdot d \cdot f_{c28} = 0{,}2 \times 1000 \times 930 \times 30 = 5580000 \text{ N} = 558000 \text{ daN}$$

$P_u = 2 \times 83373{,}34 \times 2$ m = 333493 daN

On a bien $P_u < 558000$ daN

La contrainte de cisaillement est donc admissible.

- **Compression dans les bielles**

$$\tan\theta = 2 \cdot \frac{0{,}9}{(3{,}6 - 0{,}9/2)} = 0{,}5714$$

$$\Rightarrow \quad \theta = \text{Arc}\tan(0{,}5714) = 0{,}519 \text{ rd}$$

$\theta = 0{,}519$ rd

$\text{Sin}^2(0{,}519) = 0{,}246$

La contrainte de compression dans la bielle de béton doit vérifier la relation :

$$\frac{p_u}{a \cdot b \cdot \sin^2\theta} \leq 0{,}9 \cdot f_{c28}$$

$2 \times 833733{,}4 \times 2/(900 \times 1000 \times 0{,}246) = 15{,}06$ MPa $< 0{,}9 \times 30 = 27$MPa.

L'effort de compression dans le béton est donc admissible.

- **Section des pieux**

La relation précédente peut s'écrire :

$$\frac{p_u}{S_0 \cdot \sin^2 \theta} \leq 0,9 \cdot f_{c28} \quad \Rightarrow \quad S_0 \geq \frac{P_u}{2 \cdot \sin^2 \theta \cdot 0,9 \cdot f_{c28}}$$

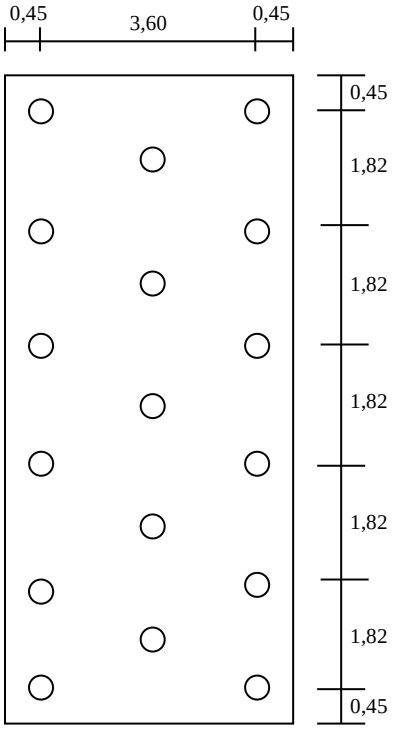
$S_0 > 2 \times 833733,4 \times 2/(2 \times 0,246 \times 0,9 \times 30) = 251048,9$ mm²

La section d'un pieu de 600 mm de diamètre est:

S = 282743,4 mm² > 251048,9 mm²

Les pieux de 60 cm de diamètre sont donc convenables.

Le schéma suivant montre la disposition des pieux sous la semelle



5.3.9. **Calcul du mur en aile/retour**

5.3.9.5. Dimensions

A. Mur

Hauteur du mur : variable de 7,35m à 4,55 m sur 8m, et constante égale à 4,55m sur 3,00m

Largeur mur : 11,00m

Epaisseur mur: 0,70m

B. Semelle

Hauteur : 1,00m

Largeur : 4,50m

5.3.9.6. Bilan des charges

A. Actions permanentes :

- ✓ *Poids propre mur :*

$0,7\times(7,35+4,55)/2\times8\times2500 = 83300$ daN ↓ appliqué à 1,40 m du point A

$0,7\times4,55\times3,0\times2500 = 23887,5$ daN↓ appliqué à 1,40 m du point A

- ✓ *Poids propre terre :*

$1800\times(7,35+4,55)/2\times8\times2,75 = 235620$ daN ↓ appliqué à 3,125 m du point A

$1800\times4,55\times2,75\times3 = 67567,5$ daN↓ appliqué à 3,125 m du point A

$0,333\times1800\times((7,35+4,55)/2)^2/2\times8 = 84881,03$ daN → appliqué à

$1+((7,35+4,55)/2)/3 = 2,98$ m du point A

$0,333\times1800\times4,55^2/2\times3 = 18613,618$daN→ appliqué à $1+4,55/3 = 2,5167$ m du point A

- ✓ *Semelle :*

$1,0\times4,5\times2500\times11 = 123750$ daN ↓ appliqué à 2,25 m du point A

B. Charges d'exploitation

- ✓ *Surcharge sur remblai*

1000daN/m² soit $1000 \times 2,75 \times 11$=30250daN ↓ appliqué à 2,75/2+1,75=3,125 m du point A

$0,333 \times 1000 \times (7,35+4,55)/2 \times 8$=15850,8daN → appliqué à 1+(7,35+4,55)/2=6,95m du point A

$0,333 \times 1000 \times 4,55/2 \times 3$ = 2272,725 daN → appliqué à 1+3/2 = 2,5m du point A

5.3.9.7. Calcul de stabilité du mur en aile/retour

A. Moment stabilisateur (Ms)

❖ **Moment des charges permanentes :**

✓ *Poids propre mur :*

(83300+23887,5) $\times$1,40 = 150062,5 daNm

✓ *Poids propre terre :*

(235620+67567,5) $\times$3,125 m = 947460,94 daN.m

✓ *Semelle :*

123750$\times$2,25 m = 278437,5 daNm

❖ Moment des charges d'exploitation :

✓ *Surcharge sur remblai*

30250$\times$3,125 = 94531,25 daN.m

Total :

M_s = 150062,5+947460,94+278437,5+94531,25

M_s = 1470492,19 daN.m

B. Moment de renversement (Mr)

✓ *Poussée des terres :*

84881,03$\times$2,98 = 252945,47 daN.m

18613,618$\times$2,5167 = 46844,892 daN.m

✓ *Surcharge sur remblai :*

$15850{,}8 \times 6{,}95 = 110163{,}06$ daN.m

$2272{,}725 \times 2{,}5 = 5681{,}8125$ daN.m

$M_r = 1{,}35 \times (252945{,}47+46844{,}892)+1{,}5 \times (110163{,}06+5681{,}8125)$

$M_r = 578484{,}3$ daN.m

C. <u>Coefficient de stabilité (Ks) Non renversement</u>

$$K_s = \frac{M_s}{M_r} = \frac{1470492{,}19}{578484{,}3}$$

$K_s = 2{,}542 > 1{,}5$ OK

On est donc exempt d'un éventuel renversement du mur en aile ou du mur en retour. Vérifions à présent la condition de non glissement du mur.

D. <u>Coefficient de glissement (Cg) Non glissement</u>

La résultante ultime des efforts horizontaux a pour valeur :

$F_h = 1{,}35 \times (84881{,}03+18613{,}618)+1{,}5 \times (15850{,}8+2272{,}725)$

$F_h = 166903{,}06$ daN

La résultante en service des efforts verticaux a pour valeur :

$F_v = 83300+23887{,}5+235620+67567{,}5+123750+30250$

$F_v = 564375$ daN

On obtient donc :

$$C_{g1} = \frac{F_h}{F_v} = \frac{166903{,}06}{564375}$$

$\Rightarrow C_{g1} = 0{,}296 < 0{,}5$ OK

E. <u>Contrainte sur le sol</u>

La résultante des forces verticales passe à 1470492,19 /564375 = 2,606 m du point A, soit à 2,606-2,25 = 0,356 m à droite du milieu de la semelle (effet favorable).

Le moment au centre de gravité de la semelle a pour valeur:

M_G = -564375×0,356+578484,3 = 377566,8 daN.m

L'effort normal ultime a pour valeur:

N_G =1,35×(564375-30250)+1,5×30250 = 766443,75 daN

La base de la semelle a pour caractéristiques:

A = 450 cm×1100 cm = 495000 cm² et

I = 1100×450³/12 = 8353125000 cm^4

La contrainte maximale appliquée au sol par la semelle est :

σ_{max} = 766443,75/495000+377566,8×100/8353125000×225

σ_{max} = 2,565 bars = 0,2565 MPa

σ_{min} = 766443,75/495000- 377566,8×100/8353125000×225

σ_{min} = 0,531 bars = 0,0531 MPa OK

Nous pouvons en somme retenir que tous les éléments de la culée ainsi que la culée elle-même sont stables.

Un autre support du tablier reste la pile ; la partie qui va suivre concerne le calcul de la pile.

5.4. Calcul des piles

5.4.3. Sollicitations à la base du mur formant pile

5.4.3.5. Détail des sollicitations

- **Poids propre du tablier :**

ELU : 2×109258×1,35 = 294996,6 daN

ELS : 2×109258 = 218516 daN

- **Poids propre de la poutre chevêtre :**

$1{,}25 \times 1{,}0 \times 10 \times 2500$= 31250 daN

ELU : $1{,}35 \times 32150$ = 42187,5 daN

ELS : 31250 daN

- **Poids propre du mur formant la pile :**

La pile du pont a une hauteur de 4,93 m pour une épaisseur de 0,80 m. Son poids popre est :

$0{,}8 \times 4{,}93 \times 10 \times 2500$ = 98600 daN

ELU : $1{,}35 \times 76600$ = 133110 daN

ELS : 98600 daN

- **Surcharge A(l)**

ELU : $1{,}5 \times (1{,}07 \times 86023{,}6+3538) \times 2$ = 286749,76 daN

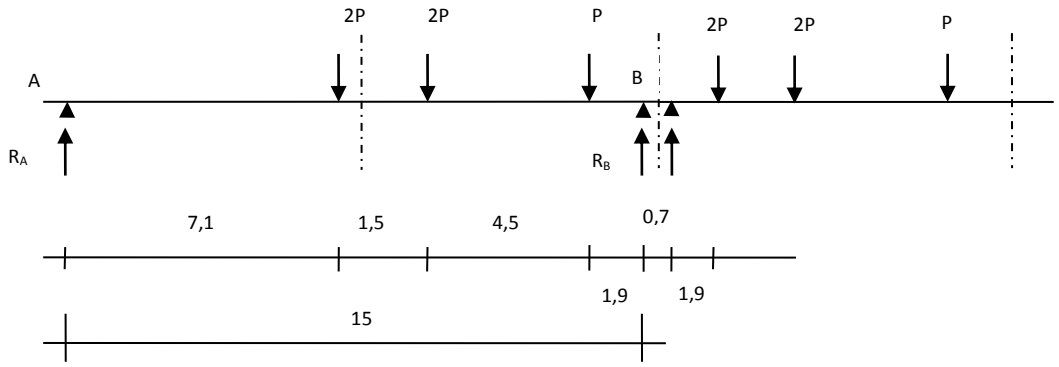
ELS : $(1{,}2 \times 86023{,}6+3538) \times 2$ = 213532,64 daN.

- **Freinage A(l) : Force horizontale**

ELU : $6648{,}7 \times 2$ = 13297,4 daN

ELS : 4971×2 = 9942 daN

- **Surcharges Bc**



$R = 2\times(12\times7,1+12\times(7,1+1,5)+6\times(7,1+6)+6\times7,1+12\times(7,1+4,5)+12\times(7,1+6))/15\times1,1\times1000$

R = 88880 daN

ELU : $1,5\times1,07\times88880$ = 142652,4 daN

ELS : $1,2\times88880$ = 106656 daN

- **Freinage Bc : Force horizontale**

ELU : $12037,5\times2$ = 24075 daN

ELS : 9000×2 = 18000 daN

- **Surcharges Bt**

R = $2\times16\times14,675/15\times2\times1000$ = 62613,33 daN

ELU : $1,5\times1,07\times62613,33$ = 100494,4 daN

ELS : $1,2\times62613,33$ = 75136 daN

- **Surcharge Mc120**

R = $110/6,10\times3,05\times13,825/15\times2\times1000$ = 101383,33 daN

ELU : $1,07\times1,5\times101383,33$ =162720,25 daN

ELS : $1,2\times101383,33$ = 121660 daN

- **Surcharge Me120**

R = $33\times14,45/15\times2\times1000$ = 63580 daN

ELU : $1,07\times1,5\times63580$ = 102046 daN

ELS : $1,2\times63580$ = 76296 daN

- **Surcharge sur trottoirs :**

R = 3538×2 = 7076 daN

ELU : $1,5\times7076$ = 10614 daN

ELS : 7076 daN

5.4.3.6. Combinaison des sollicitations

- **Sans aucune charge d'exploitation**

N_u = 294996,6+42187,5+133110 = 470294,1 daN

N_{ser} = 218516+31250+98600 = 348366 daN

- **Avec les charges d'exploitation A(l) et sur Trottoirs + Freinage concomitant**

N_u = 470294,1+ 286749,76+10614 = 767657,86 daN

N_{ser} = 348366+ 213532,64+7076 = 568974,64 daN

$M_{uA(l)}$ = 13297,4$\times$7,35 = 97735,89 daN.m

$M_{serA(l)}$= 9942$\times$7,35 = 73073,7 daN.m

- **Avec les charges d'exploitation Bc et sur Trottoirs + Freinage concomitant**

N_u = 470294,1+142652,4+10614 = 623560,1 daN

N_{ser} = 348366+106656+7076 = 462098 daN

M_{uBc} = 24075$\times$7,35 = 176951,25 daN.m

M_{serBc} = 18000$\times$7,35 = 132300 daN.m

- **Avec les charges d'exploitation Bt et sur Trottoirs**

Les forces de freinage ne sont pas considérées.

N_u = 470294,1+100494,4+10614 = 581402,5 daN

N_{ser} = 348366 +75136+7076 = 430578 daN

- **Avec les surcharges militaires et la charge d'exploitation sur trottoirs**

Ici aussi les forces de freinage ne sont pas prises en compte

- **Mc120 :**

N_u = 470294,1+162720,25+10614 = 643628,35 daN

N_{ser} = 348366+121660+7076 = 477102 daN

- **Me120 :**

N_u = 470294,1+102046+10614= 582954,1 daN

N_{ser} = 348366 +76296+7076 = 431738 daN

5.4.3.7. Calcul des armatures à la base du mur

Nous allons calculer les armatures pour un mètre de mur. Il s'agit d'un calcul en flexion composée pour les dimensions suivantes du mur :

b = 100 cm ; h = 80 cm ; d = 73 cm ; fc28 = 30 MPa ; FeE400 en fissuration préjudiciable.

Les armatures calculées donnent pour le cas défavorable :

- Armatures principales : barres HA25 e =14 cm sur chaque face.
- Armatures de répartition : barres HA12 e=20cm sur chaque face.
- Armatures de peau : barres HA16 e=20cm.

5.4.4. Calcul de la semelle sous la pile (semelle sur pieux)

Les sollicitations dans la semelle de la pile sont moins défavorables par rapport à celles de la semelle de la culée.

La semelle de la pile sera réalisée et ferraillée comme celle de la culée.

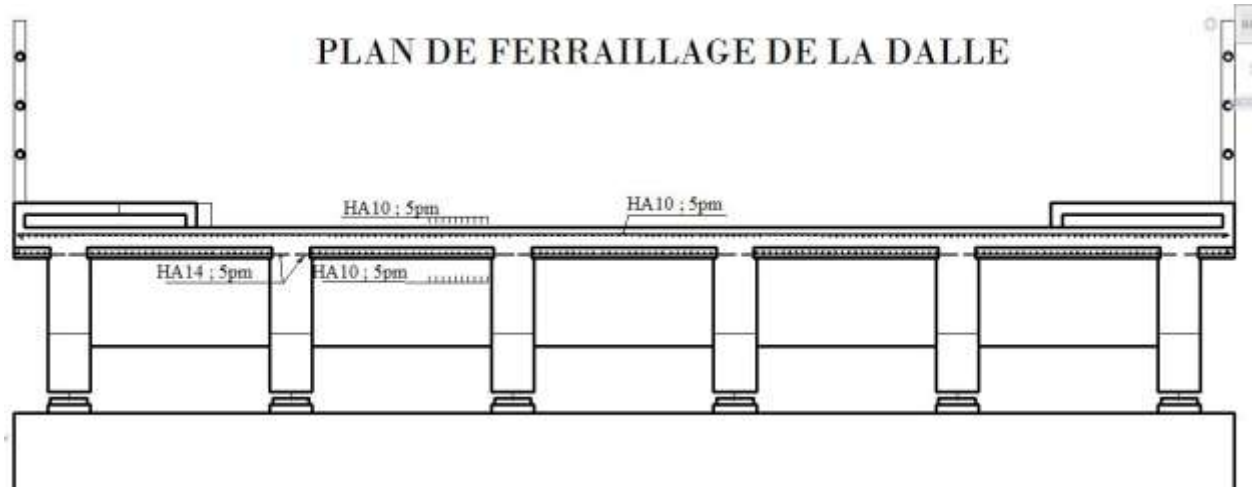
5.4.5. Calcul des chevêtres

Le calcul des poutres chevêtres a donné les résultats ci-dessous :

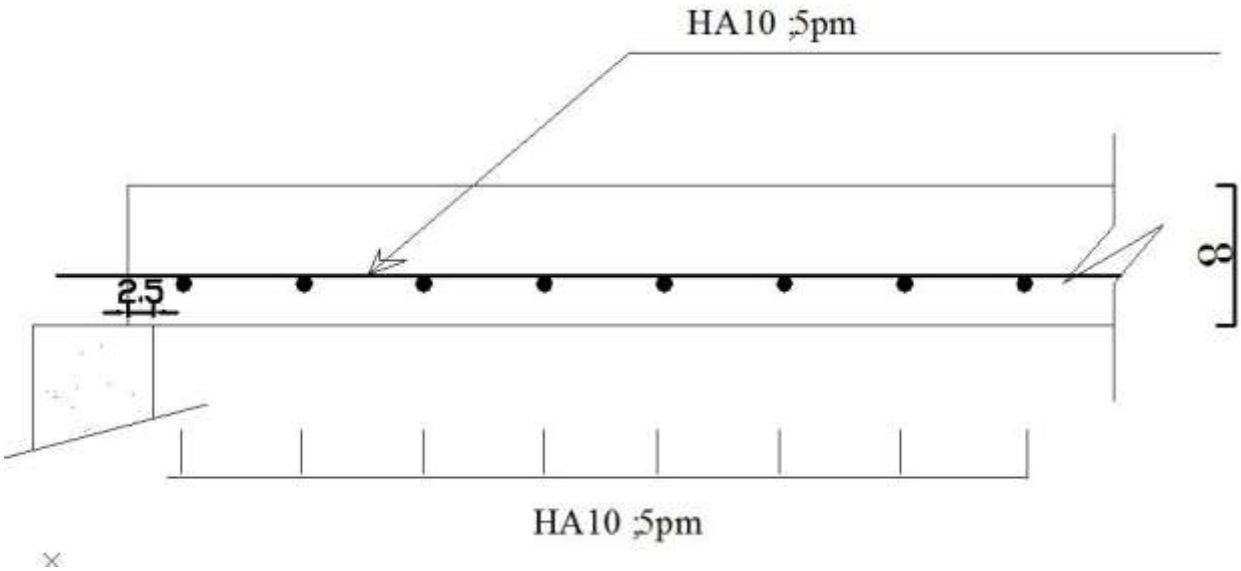
- 9HA16 pour les armatures inférieures ;
- 9HA20 pour les armatures supérieures ;
- 2x2HA12 pour les armatures de peau.

ANNEXE D

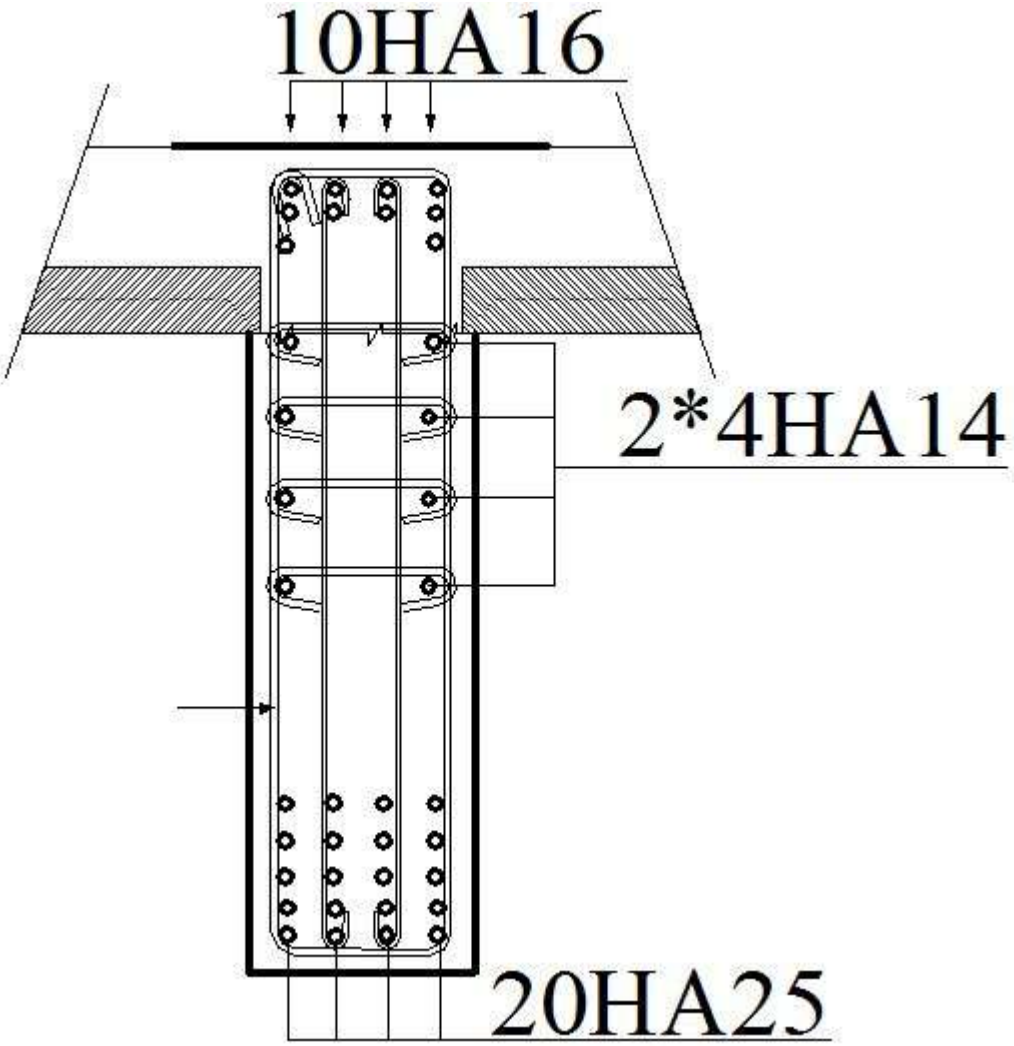
PANS DE COFFRAGES ET FERRAILLAGES



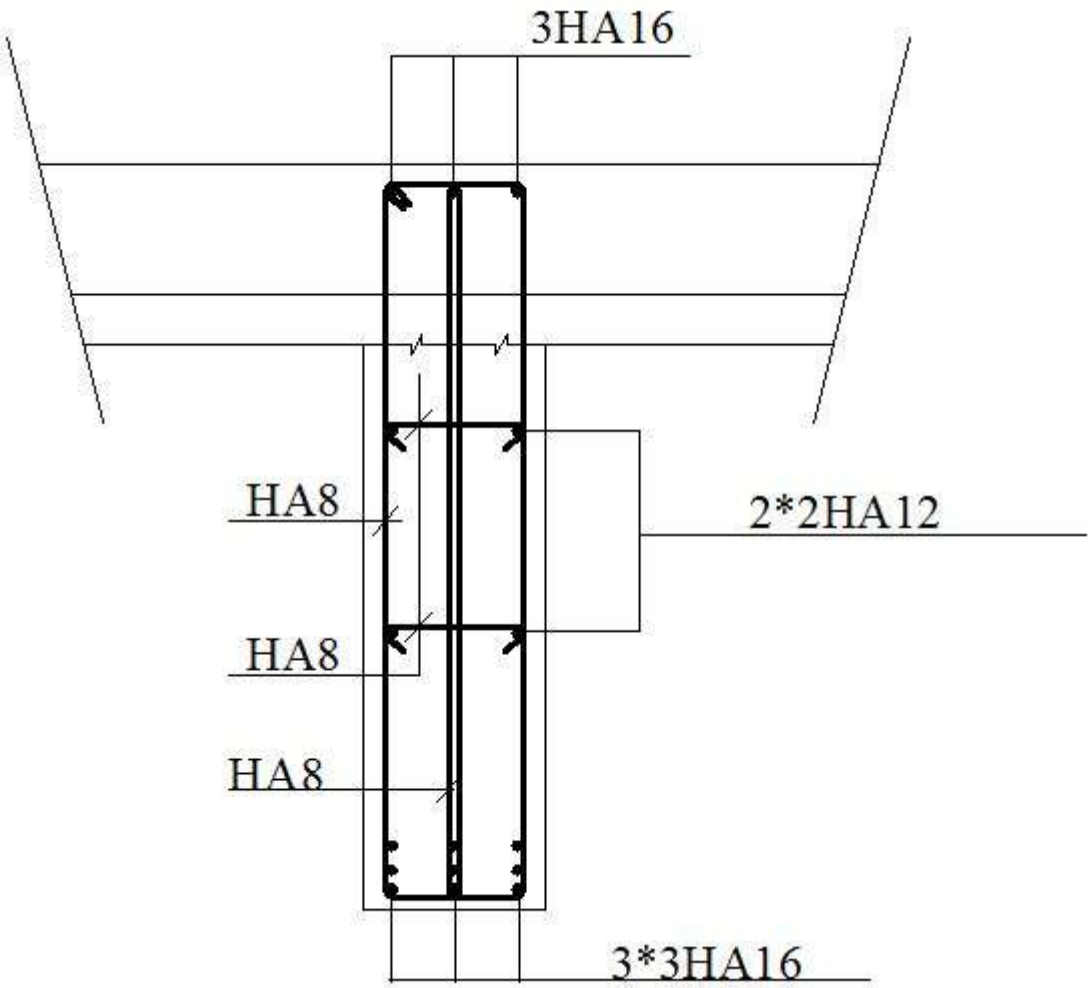
DETAILS PREDALLES



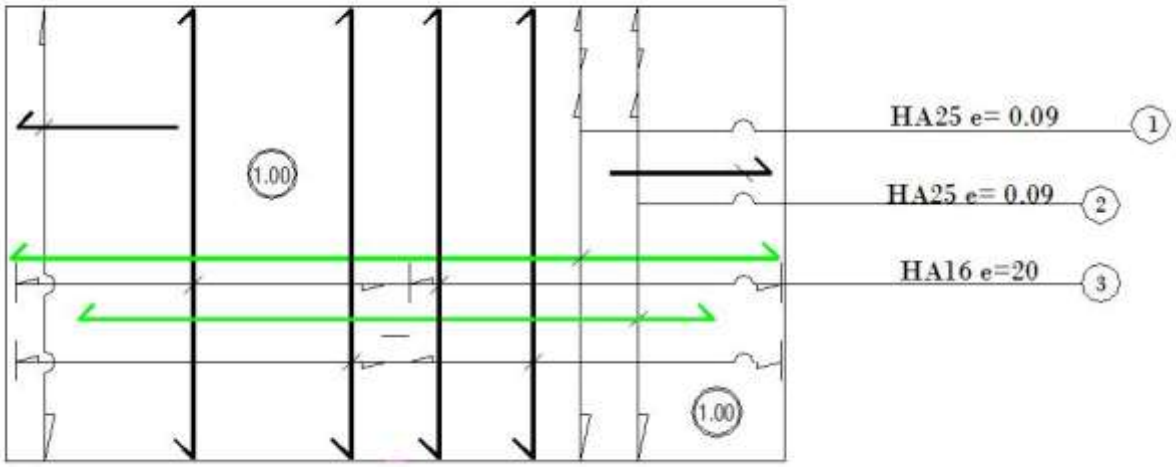
PLAN DE COFFRAGE + FERRAILLAGE DE LA POUTRE



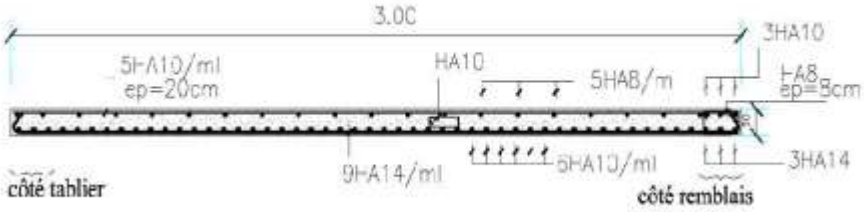
PLAN DE COFFRAGE ET DE FERRAILLAGE DES ENTRETOISES



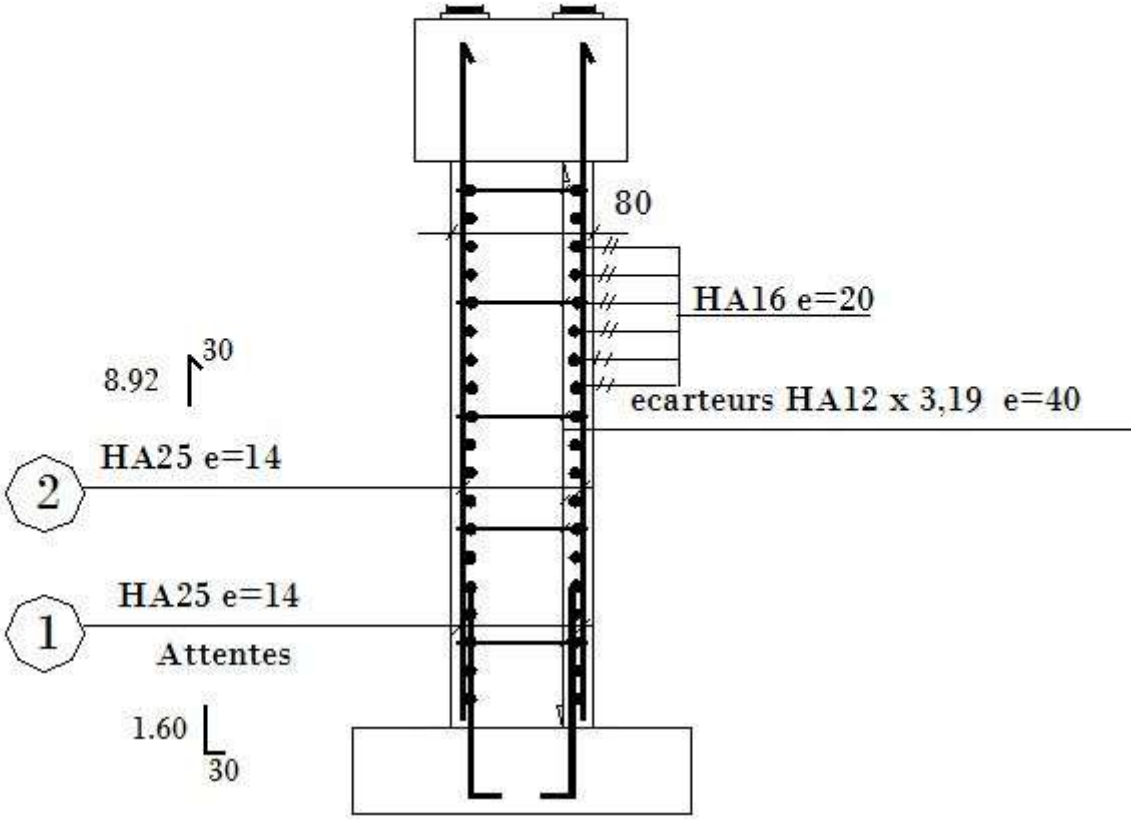
SEMELLE DE CULEE



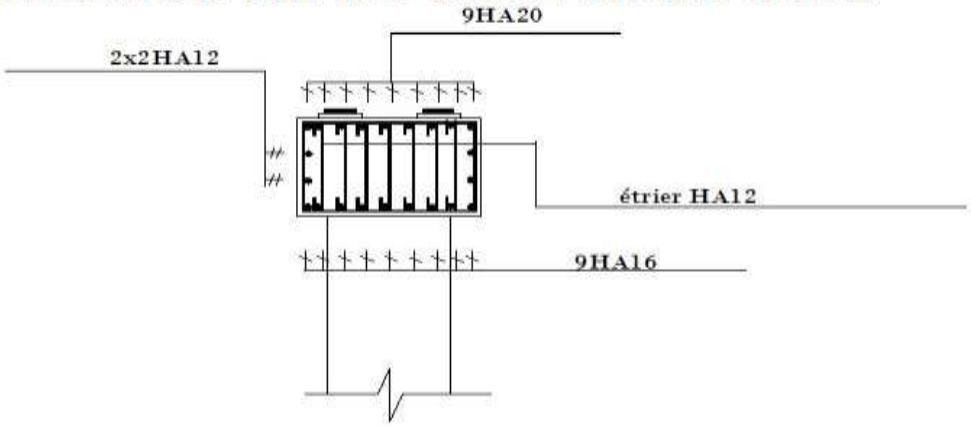
DALLE DE TRASITION (coffrage + ferraillage)



COFFRAGE ET FERRAILLAGE DU VOILE DE LA PILE



FERRAILLAGE DE LA CHEVETRE PILE



ANNEXE E

QUELQUES PHOTOS DU CITE

Quelques images du site du projet

Remblais d'accès du pont détruit	Fond sableux sec en saison sèche
Culée de l'ancien pont	Lit du cours d'eau en amont
Route Cinkassé ville-Boadé	Etat de la végétation dans la zone du projet.

ANNEXE F

ABAQUES DE GUYON-MASSONNET

ABAQUES DE GUYON-MASSONNET

θ=0,65	α = 0 ⇒ K_0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,1776	0,6223	1,0524	1,4121	1,5752	1,4121	1,0524	0,6223	0,1776
b/4	-0,2731	0,1624	0,6014	1,0347	1,4121	1,6143	1,5180	1,2565	0,9520
b/2	-0,5207	-0,1690	0,1974	0,6014	1,0524	1,5180	1,8946	2,0666	2,1547
3b/4	-0,6691	-0,4303	-0,1690	0,1624	0,6223	1,2565	2,0666	2,9669	3,8208
b	-0,7883	-0,6691	-0,5207	-0,2731	0,1776	0,9520	2,1547	3,8208	5,8338
θ=0,65	α = 1 ⇒ K_1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7485	0,8588	0,9965	1,1468	1,2310	1,1468	0,9965	0,8588	0,7485
b/4	0,5289	0,6330	0,7702	0,9493	1,1468	1,2818	1,2516	1,1561	1,0648
b/2	0,3823	0,4734	0,5966	0,7702	0,9965	1,2516	1,4559	1,5073	1,5005
3b/4	0,2860	0,3648	0,4734	0,6330	0,8588	1,1561	1,5073	1,8418	2,0659
b	0,2171	0,2860	0,3823	0,5289	0,7485	1,0648	1,5005	2,0659	2,7342

θ=0,70	α = 0 ⇒ K_0								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,0216	0,5464	1,0580	1,4938	1,6955	1,4938	1,0580	0,5464	0,0216
b/4	-0,3589	0,1095	0,5862	1,0670	1,4938	1,7118	1,5548	1,1934	0,7809
b/2	-0,5114	-0,1756	0,1798	0,5862	1,0580	1,5548	1,9393	2,0554	2,0618
3b/4	-0,5575	-0,3794	-0,1756	0,1095	0,5464	1,1934	2,0554	3,0254	3,9282
b	-0,5733	-0,5575	-0,5114	-0,3589	0,0216	0,7809	2,0618	3,9282	6,2464
θ=0,70	α = 1 ⇒ K_1								
y \ e	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,7080	0,8319	0,9923	1,1737	1,2783	1,1737	0,9923	0,8319	0,7080
b/4	0,4808	0,5905	0,7407	0,9437	1,1737	1,3307	1,2824	0,1589	1,0461
b/2	0,3342	0,4253	0,5535	0,7407	0,9923	1,2824	1,5134	1,5539	1,5262
3b/4	0,2417	0,3171	0,4253	0,5905	0,8319	1,1589	1,5539	1,9305	2,1668
b	0,1782	0,2417	0,3342	0,4808	0,7080	1,0461	1,5262	2,1668	2,9395

ANNEXE G

PLUVIOMETRIES DE LA STATION DE DAPAONG

Tableau 2.1 : STATION DE DAPAONG : PLUVIOMETRIE (en mm et 1/10e)

ANNEE	TOTAL	NOMBRE DE JOURS	MAXIMUM/24H	
			Hauteur	Date
1957	1198,0	88	**53,3**	04-févr
1958	951,2	73	**75,6**	14-août
1959	1031,0	72	**106,8**	31-août
1960	1050,7	86	**56,5**	19-juin
1961	934,4	52	**133,2**	20-juil
1962	1194,2	80	**73,5**	31-août
1963	1142,0	94	**78,3**	02-sept
1964	1223,5	84	**75,5**	16-sept
1965	1110,1	75	**80,5**	20-juil
1967	980,9	91	**55,8**	28-mars
1968	1138,5	72	**88,4**	17-juil
1969	1050,6	73	**76,8**	31-août
1970	1003,0	63	**88,9**	16-mai
1971	1007,4	68	**85,7**	19-août
1972	827,6	66	**61,7**	22-juin
1973	1315,2	59	**98,6**	12-août
1974	1234,1	71	**113,1**	23-mai
1975	1066,9	69	**60,3**	20-sept
1976	825,4	65	**33,2**	15-août
1977	818,4	49	**53,7**	08-août
1980	1140,4	75	**99,2**	20-août
1981	1092,6	71	**96,2**	28-août
1982	1027,4	84	**68,4**	08-juin
1983	776,8	73	**52,2**	27-août
1984	794,4	78	**49,5**	11-oct
1985	779,8	78	**54,3**	02-août
1986	867,8	72	**56,6**	04-sept
1987	957,8	72	**47,8**	17-juil
1988	1012,1	72	**80,1**	24-juil
1989	1106,2	86	**77,7**	29-sept
1990	765,3	80	**55,5**	16-mai
1992	1018,8	74	**53,3**	15-mai
1993	1004,7	71	**67,6**	25-juil
1994	1272,4	98	**79**	08-juin
1995	782,1	82	**46,8**	10-mai
1996	1033,2	88	**50,2**	14-avr
1997	1093,6	78	**68,7**	13-juin
1998	1270,3	89	**58,2**	22-mai
1999	1233,9	94	**165,3**	02-août
2000	863,6	90	**47,2**	04-oct
2001	1326,5	67	**124,9**	21-août
2002	853,9	81	**43,3**	20-juin

2003	1324,6	89	**88**	22-mars
2004	1051,5	92	**126**	23-juil
2005	990,6	82	**87,3**	10-juil

Tableau 2.2: **Classification par ordre décroissante des hauteurs maximales de crue en 24 h**

RANG R	ANNEE	MAXIMUM/24H		T=45/R	P=R/45
		Hauteur	Date		
1	1999	165,3	02-août	45	0,02222222
2	1961	133,2	20-juil	22,5	0,04444444
3	2004	126	23-juil	15	0,06666667
4	2001	124,9	21-août	11,25	0,08888889
5	1974	113,1	23-mai	9	0,11111111
6	1959	106,8	31-août	7,5	0,13333333
7	1980	99,2	20-août	6,42857143	0,15555556
8	1973	98,6	12-août	5,625	0,17777778
9	1981	96,2	28-août	5	0,2
10	1970	88,9	16-mai	4,5	0,22222222
11	1968	88,4	17-juil	4,09090909	0,24444444
12	2003	88	22-mars	3,75	0,26666667
13	2005	87,3	10-juil	3,46153846	0,28888889
14	1971	85,7	19-août	3,21428571	0,31111111
15	1965	80,5	20-juil	3	0,33333333
16	1988	80,1	24-juil	2,8125	0,35555556
17	1994	79	08-juin	2,64705882	0,37777778
18	1963	78,3	02-sept	2,5	0,4
19	1989	77,7	29-sept	2,36842105	0,42222222
20	1969	76,8	31-août	2,25	0,44444444
21	1958	75,6	14-août	2,14285714	0,46666667
22	1964	75,5	16-sept	2,04545455	0,48888889
23	1962	73,5	31-août	1,95652174	0,51111111
24	1997	68,7	13-juin	1,875	0,53333333
25	1982	68,4	08-juin	1,8	0,55555556
26	1993	67,6	25-juil	1,73076923	0,57777778
27	1972	61,7	22-juin	1,66666667	0,6
28	1975	60,3	20-sept	1,60714286	0,62222222
29	1998	58,2	22-mai	1,55172414	0,64444444
30	1986	56,6	04-sept	1,5	0,66666667
31	1960	56,5	19-juin	1,4516129	0,68888889
32	1967	55,8	28-mars	1,40625	0,71111111
33	1990	55,5	16-mai	1,36363636	0,73333333
34	1985	54,3	02-août	1,32352941	0,75555556
35	1977	53,7	08-août	1,28571429	0,77777778
36	1957	53,3	04-févr	1,25	0,8
37	1992	53,3	15-mai	1,21621622	0,82222222
38	1983	52,2	27-août	1,18421053	0,84444444
39	1996	50,2	14-avr	1,15384615	0,86666667
40	1984	49,5	11-oct	1,125	0,88888889

41	1987	47,8	17-juil	1,09756098	0,91111111
42	2000	47,2	04-oct	1,07142857	0,93333333
43	1995	46,8	10-mai	1,04651163	0,95555556
44	2002	43,3	20-juin	1,02272727	0,97777778
45	1976	33,2	15-août	1	1