



## Etude technique de pont sur le fleuve Rubagabaga.

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE  
MASTER D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNMENT.  
OPTION : GENIE CIVIL.

-----  
Présenté et soutenu publiquement le 25 Juin 2013 par  
**JEAN DE DIEU IYAMUREMYE**

Travaux dirigés par : - Dr. LAURENT BIZINDAVYI, Senior Engineer, Ph.D.  
- Dr. ISMAILA GUEYE, Enseignant chercheur au 2iE  
- FRANK GIHOZA, Civil Engineer.

Jury d'évaluation du stage :  
Président : ADAMA MESSAN

Membres et correcteurs :

KOKOLE K.

KABORE M.

**Promotion [2012/2013]**

## DEDICACE

*Au seigneur tout puissant*

*A tous mes amis, que ce travail soit pour vous un fruit de fierté et d'espoir*

*A tous ceux qui de loin ou de près ont participé à mon évolution spirituelle*

*A tous ceux qui m'ont eu une influence tout au long de ma formation de Master*

*A mon grand ami Père Michel KAMANZI SEGATAGARA, sj*

*A mon Père Jacques Emmanuel Voisin*

## REMERCIEMENT

Je remercie Dr. Ambassadeur Charles MURIGANDE d'être toujours près de moi, ses conseils et suggestions m'ont été d'une utilité inestimable.

Je remercie le gouvernement Rwandais qui m'a donné la possibilité de continuer mes études

Je remercie l'école de 2iE de la bourse d'étude qu'il m'a offerte de la part de BAD

Je remercie LAURENT BIZINDAVYI, Senior Engineer, Ph.D le soutien qu'il m'a donné

Je remercie les ami(e)s que j'ai rencontrés au Burkina Faso de tout soutien qu'ils m'ont offert

Je remercie profondément mon nouveau PAPA JACQUES EMMANUEL VOISIN qui me donne l'amour inestimable.

## RESUME

Pas de développement sans moyen de voies de circulation. Les ouvrages de franchissement assurent la continuité de la route à la présence des obstacles (eau et pente raide,...). Ce mémoire donne une étude technique structurale (conception détaillée) et environnementale des ouvrages d'art choisis pour pouvoir franchir le marécage de Rubagabaga.

Un pont à poutre sous chaussée en béton armée de 25 m de portée comportant un grillage de quatre poutres entretoisées uniquement qu'en leurs extrémités. Les poutres sont hautes de 1.50 m avec une épaisseur d'âme de 0.50 m. Leurs axes neutres sont transversalement espacés de 2.25 m. Le profil en travers de l'ouvrage comporte une chaussée de 7 m de largeur avec deux trottoirs de 1m de chacun. Le hourdis est constitué d'une dalle de 18 cm d'épaisseur sur laquelle repose une couche de roulement de 5 cm d'épaisseur. Des appareils d'appuis en élastomère fretté type B et des joints à hiatus ont été prévus. Le pont présente une brèche de 6m de hauteur, ses appuis sont des culées de 7.20 m composées par un mur de front de 6m de hauteur avec une épaisseur d'âme de 1.50 m et un mur de garde grève de 1.83 m de hauteur avec une épaisseur de 0.28 m. Des semelles filantes sous culées de 1.20 m d'épaisseur et 3 m de largeur de chacun, reposant sur un groupe de 12 pieux de 0.30 m de diamètre et 6 m de profondeur.

Une dalle de transition de 6 m de longueur, qui prend une largeur du pont et une épaisseur de 0.30 m a été prévue sur les remblais de 3 m de matériaux granulaires MG20 et 17 m de latérites dans le sens de la portée de pont. Sous les remblais, au niveau 0<sup>+</sup> comme référence de la brèche de pont on a prévu 2 grands ponceaux de 2.80 m de portée et 1.95 m de flèche, et 2 petits ponceaux de 0.68 m de portée et 0.50 m de flèche, à chacun côté du pont dans le sens de sa portée. L'évaluation du coût global du projet est 810 141 195 Francs Rwandais.

Mots clés: Route, pont, ponceaux, chaussée.

## ABSTRACT

No development without means of traffic ways. The crossings structures ensure the continuity of the road to the presence of obstacles (water and steep slope ...). This thesis provides a structural engineering study (detailed design) and environmental structures chosen to be able to cross the swamp Rubagabaga.

A bridge with girders in reinforced concrete 25 m of span with a mesh of four beams braced only in their ends, the beams are 1.50 m high with a thickness of 0.50 m and their neutral axes are transversely spaced 2.25 m. The cross section of carriage-road has 7 m wide with two sidewalks of 1m for each. The roughcast consists of a slab of 18 cm thick layer on which a bearing rests 5 cm thick. Laminated rubber bearings standard B and the joined of hiatus are provided. The present bridge has a gap of 6m height; The balustrade are abutments of 7.20 m composed by a front wall of 6m in height with a thickness of 1.50 m and a supporting wall guard has 1.83 m of height with a thickness of 0.28 m. Strip footings under abutments with 1.20 m thick and 3m width of each, based on a group of 12 piles of 0.30 m diameter and 6 m deep.

A transition slab of 6 m length, which takes a bridge width and thickness of 0.30 m provided on the embankments of granular materials GM20 of 3 m and 17 m lateritic in the direction of bridge's span. Under the embankment, at 0 + as reference of bridge's gap is planned two large culverts of 2.80 m span and rise of 1.95 m, and two small culverts to reach 0.68 m and 0.50 m rise at each side of the bridge in the direction of its span. The overall project cost is 810 141 195 Rwanda Francs.

**Key words:** Road, bridge, culverts, carriage-road.

## **LA STRUCTURE D'ACCUEILLE**

### **Agence de développement des transports au Rwanda (ADTR)**

Agence de développement des transports au Rwanda (RTDA) est un établissement public doté de la personnalité juridique, administrativement et financièrement autonome. Il est sous le ministère des infrastructures (MININFRA) chargé de gérer tous les aspects de jour en jour du secteur des transports au Rwanda. Il a été mis en place par la loi organique n ° 02/2010 du 20/01/2010 établissant sa mission, la structure et le fonctionnement.

### **Vision et Mission de l'ADTR**

Sa mission est de renforcer le cadre institutionnel, la capacité des institutions de transport et les parties prenantes dans la planification et la gestion du secteur des transports.

### **OBJECTIF GLOBAL de l'ADTR**

Le sous secteur des transports a comme objectif global de réduire les contraintes du transport de manière à permettre une croissance économique soutenue du pays, et contribuer à la réduction de la pauvreté. Six objectifs spécifiques sont visés:

- (i) améliorer les voies et connexions de transport national et international ;
- (ii) Réduire et maîtriser les coûts des transports ;
- (iii) Renforcer le cadre institutionnel et les capacités des intervenants en matière de planification et de gestion du secteur ;
- (iv) Améliorer la sécurité des biens et des personnes sur les principaux modes de transport ;
- (v) Mettre en place un système capable d'assurer un financement pérenne de l'entretien routier ;
- (vi) Assurer la qualité et la durabilité du réseau d'infrastructures de transport réhabilitées ou construites.

Un accent a été mis à la qualité du réseau des routes pavées, le renforcement des capacités des institutions du secteur ainsi que dans la création des emplois à travers les travaux routiers.

Aussi, une attention particulière a été réservée à la maintenance et la réhabilitation du réseau routier, y inclus les pistes rurales; notamment à travers le renforcement au niveau décentralisé de la capacité financière de maintenance de routes.

## LISTES DES ABREVIATIONS ET SIGLES

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

BN : Barrière Normale

CRT : Coefficient de Répartition Transversale

ELU : Etat Limite Ultime

ELS : Etat limite de Service

$L_c$  : Largeur chargeable

SETRA : Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité sur la résistance du béton

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité sur la résistance de l'acier

$\tau_{ul}$ : contrainte admissible de cisaillement

$\tau_u$ : contrainte de cisaillement

$A_s$  ou  $A_1$ : Section d'armatures tendues

$A'_s$  ou  $A_2$ : Section d'armatures comprimées

$A_t$ : Section droite d'uncours d'armatures transversales

B : largeur de la fondation

$b$ : largeur de la section droite des poutres

$b_0$ : largeur de l'ame de la section en T

$h$ : la hauteur de la poutre

$h_0$ : la hauteur de l'hourdis

$d$ : la hauteur utile

$d'$ : la distance du centre de gravité des armatures comprimées à la fibre la plus comprimée

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours

$f_e$ : limite d'élasticité garantie de l'acier

$M_{ser}$ : Moment fléchissant de service

$M_u$ : Moment fléchissant ultime

$T_{ser}$ : Effort tranchant de service

$T_u$ : Effort tranchant ultime

$n = \frac{E_s}{E_b}$  coefficient d'équivalence  $\frac{\text{acier}}{\text{béton}}$

$S_t$ : espacement des armatures transversales

HA : Haute adhérence



## **LISTES DES FIGURES**

FIGURE 1 :	PROVINCE DU NORD	5
FIGURE 2 :	DISTRICT DE NYABIHU	5
FIGURE 3 :	MARAIS DE RUBAGABAGA, LOCALISATION DU PROJET D'ETUDE	6
FIGURE 4:	COUPE LONGITUDINALE DE LA ZONE D'ETUDE	7
FIGURE 5:	COUPE TRANSVERSALE DE LA CHAUSSEE	8
FIGURE 6:	COUPE LONGITUDINALE DE PONT ET PONCEAUX	8

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1:	analyse des variantes de pont metallique et pont a poutres en beton arme	9
tableau 2:	le nombre des poutres depend de la largeur du pont	10
tableau 3:	epaisseur d'hourdis depend d'entraxe des poutres	10
tableau 4:	largeur chargeable	14
tableau 5:	recapitulatif des coefficients de majoration dynamique	16
tableau 6:	coefficients de majoration dynamique sur l'hourdis	16
tableau 7:	repartition des coefficients de chargement sur les poutres	19
tableau 8:	moment de calcul pour les poutres	20
tableau 9:	effort tranchant de calcul pour les poutres	20
tableau 10:	surcharge mc120 pour le dimensionnement	20
tableau 11:	sollicitation en comptant l'hyperstaticite du hourdis	23
tableau 12:	armatures d'hourdis	24
tableau 13:	armatures longitudinales des poutres	24
tableau 14:	armatures transversales des poutres	25
tableau 15:	sollicitations d'entretoise	26
tableau 16:	armatures des entretoises	27
tableau 17:	sollicitations verticales sur la culee	34
tableau 18:	sollicitations horizontales sur la culee	34
tableau 19:	facteur de capacite portante	36
tableau 20:	les dimensions des ponceaux	42

## Sommaire

DEDICACE.....	i
REMERCIEMENT.....	iii
RESUME.....	iv
ABSTRACT.....	v
LA STRUCTURE D'ACCUEILLE.....	vi
LISTES DES ABREVIATIONS ET SIGLES.....	vii
LISTES DES FIGURES.....	ix
LISTE DES TABLEAUX.....	x
CHAPITRE I. INTRODUCTION.....	4
I.1. Généralité.....	4
I.2. Contexte de l'étude.....	4
I.3. Objectifs de l'étude.....	4
I.4. Présentation de la zone de projet.....	5
CHAPITRE II : ETUDE PRELIMINAIRE.....	7
II.1. Données du Projet.....	7
II.1.1. Données Naturelles.....	7
II.1.2. Données fonctionnelles.....	8
II.1.3. Choix du type de l'ouvrage.....	9
II.2. Pré- dimensionnement des éléments du pont.....	10
II.2.1. Pré- dimensionnement des poutres maitresses.....	10
II.2.2. Pré -dimensionnement du Hourdis.....	10
II.2.3. Pré- dimensionnement des entretoises.....	10
II.2.4. Pré- dimensionnement des culées.....	10
II.2.5. Pré-dimensionnement de mur de front.....	11
II.2.6. Pré-dimensionnement de la semelle.....	11
II.2.7. Pré-dimensionnement de mur garde-grève.....	11
II.2.8. Pré-dimensionnement de la dalle de transition.....	11
II.3. Aspect environnemental.....	12
II.3.1. Aire de travail.....	12
II.3.2. Impact sur le cours d'eau.....	12
II.3.3. Période de construction.....	12
CHAPITRE III. PROJET DE DEFINITION.....	13
III.1. Calcul et Dimensionnement.....	13

III.1.1.	Hypothèses .....	13
III.1.2.	Les charges permanents du tablier .....	13
III.1.3.	Largeur de la chaussée, nombre de voies et classe du pont .....	14
III.2.	Charges routières normale.....	14
III.2.1.	Système de charge A.....	14
III.2.2.	Coefficient de majoration dynamique .....	15
III.2.3.	Surcharge B .....	15
III.3.	Surcharge Routière à caractère particulière.....	16
III.4.	Coefficients de majoration dynamique sur le hourdis .....	16
III.5.	Charges sur les trottoirs .....	17
III.6.	Charges sur les remblais .....	17
III.7.	Les sollicitations .....	17
III.7.1.	Coefficient de répartition transversal (CRT) .....	18
III.7.2.	Sollicitations de calcul .....	19
III.8.	Calcul des coefficients de majoration dynamique sur le hourdis .....	20
III.9.	Calcul des armatures des poutres.....	24
III.10.	Calcul des entretoises.....	25
III.10.1.	Les charges .....	25
III.11.	Les joints de la chaussée .....	27
III.12.	Justification des éléments de la culée.....	28
III.12.1.	Calcul de la dalle de transition.....	28
III.12.2.	Appareil d'appui .....	29
III.12.3.	Les aciers de frettage de bossage .....	30
III.12.4.	Effort de freinage .....	30
III.12.5.	Les sollicitations agissantes sur la culée .....	33
III.12.6.	Capacité portante d'un groupe des pieux sous semelle .....	35
III.12.7.	La capacité portante de la semelle sur pieux .....	36
III.12.8.	Stabilité de la culée .....	38
IV.	JUSTIFICATION DES PONCEAUX.....	41
IV.1.	Généralité.....	41
IV.2.	Choix du ponceau .....	41
IV.3.	Capacité portante et dimensions des ponceaux .....	42
CHAPITRE V.	CONCLUSION.....	43
BIBLIOGRAPHIE.....		44

SITES WEB .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
ANNEXES .....	45

## CHAPITRE I. INTRODUCTION

### I.1. Généralité

La qualité et la quantité des infrastructures de transport est un des éléments indiquant, en général le développement d'un pays. Le Rwanda, est un pays des Mille collines sans côte maritime avec les eaux superficielles notamment des ruisseaux, petits lacs et rivières assez nombreuses alimentés par les marais. Dans le secteur de transport au Rwanda, le réseau routier est l'un des éléments clés, en particulier l'aménagement d'ouvrages de franchissement pour accéder aux différentes localités et d'atteindre les objectifs stratégiques du pays d'assurer le développement socio-économique durable.

D'une façon générale, un pont est un ouvrage en élévation, construit *in situ*, permettant à une voie de circulation (dite voie portée) de franchir un obstacle naturel ou artificiel : rivière, vallée, route, voie ferrée, canal, etc. La voie portée peut être une voie routière (pont-route), piétonne (passerelle), ferroviaire (pont-rail) ou, plus rarement, une voie d'eau (pont-canal).  
**Jean-Armand CALGARO**, Conception des ponts.

### I.2. Contexte de l'étude

Au Rwanda la majorité des ponts ne sont pas en bon état, pour assurer la sécurité des utilisateurs et la bonne gestion du patrimoine, l'inventaire des ouvrages de franchissement est en cours partout au Pays jusqu'au mois de Juillet 2013. Les vieux ponts sont mal construits, ils se trouvent en état de dégradation et ne résistent plus aux conditions climatiques et aux circulations importantes résultantes des nouvelles routes et l'augmentation progressive des moyens de déplacements. Les ponts en bonne états d'utilisation au Rwanda garantissent un bon assainissement des vois d'accès et ils jouent un rôle très important de franchir des zones de passage des cours d'eau.

### I.3. Objectifs de l'étude

L'étude présente a pour l'objectif général de mettre en place une étude technique structurale d'un ouvrage de franchissement sur le tronçon de la route national Musanze-Satinski. Pour atteindre l'objectif général, les objectifs spécifiques sont réalisés:

- ✓ Une étude de faisabilité a accomplis des études géotechnique, topographique, hydraulique et hydrologique.

- ✓ Effectuer une étude préliminaire pour choisir une solution tenant compte de l'aspect environnemental et techno-économique des deux variantes.
- ✓ Réaliser une étude définitif et d'avant projet détaillée pour la réalisation du projet.

#### I.4. Présentation de la zone de projet

Le lieu d'étude se trouve dans la province du Nord (Ruhengeri), District de Nyabihu sur la route Nyakinama-Vunga-Satinsyi dans la zone marécage (Marais de Rubagabaga). La rivière est torrentielle et l'écoulement est permanent. Signalons qu'il y a un vieux pont qui a été débordé des solides transportés par l'importance du débit liquide.



Figure 1 : Province du Nord



Figure 2 : District de Nyabihu

La localisation de la zone d'étude et l'emplacement des ouvrages d'art de cette étude.



**Figure 3 : Marais de Rubagabaga, localisation du projet d'étude**

### **La structure du rapport**

Le présent rapport pour arriver au bout de bons résultats attendus à l'accomplissement de conception, étude technique détaillée, la supervision techniques et la qualité des ouvrages d'art à mettre en place, les activités sont prévues comme suit :

- **Etude préliminaire**, en première lieu pour connaître le site d'étude et avoir les données nécessaires pour le démarrage des activités de construction. C'est ainsi que pendant la période de cette étude, le pré-dimensionnement des éléments du pont doit être faite et une étude d'aspect environnemental.
- **Etude de définition**, pour la détermination de la technique de construction en donnant une note de calcul pour tous les éléments de la structure à mettre en place. La note de calcul donne le comportement des éléments à dimensionner en béton si nécessaire en cas de besoin d'armé le béton, la section d'armatures est déterminé. Pour les ponceaux, le choix dépend de surcharge au-dessus d'eux et l'ouverture souhaitée souvent déterminer par le débit.



## CHAPITRE II : ETUDE PRELIMINAIRE

### II.1. Données du Projet

La zone du projet a été visitée pour les observations, enquêtes et avoir des idées des travaux d'installation pendant l'exécution. Les différentes équipes des techniciens ont prélevé les données et les différentes analyses ont été réalisées pour avoir les données naturelles et fonctionnaires.

#### II.1.1. Données Naturelles

Compte tenu de méandre de cours d'eau en amont et la variation de débit causée par le climat du Rwanda, cette zone se comporte naturellement par :



**Figure 4: coupe longitudinale de la zone d'étude**

1. Les données hydrologiques et hydrauliques de la zone à construire
  - Débit  $Q_{100} = 297,8 \text{ m}^3/\text{s}$
  - Côte des plus hautes eaux = 1423 m
2. Les données topographiques ont permis de déterminer l'espacer de construction.
  - Longueur = 25 m
  - Profondeur = 6 m
  - Remblais de 20 m de chaque côté
3. Les données géotechniques ont révélé l'existence d'un pont qu'on se réfère pour la fondation des pieux ceci pour le renforcement des éléments supporteur.
  - Le vieux pont existant a des pieux de 6 m de profondeur
  - Le pont se trouve dans une zone marécage

Annotation : Fondation conseillée est une fondation profonde sur pieux

- Pieux tubulaires types belley

- Capacité portante de 1000 KN
- Diamètre de 30 cm

### II.1.2. Données fonctionnelles

Cet ouvrage va supporter une chaussée de 7m (3.5m x 2) bordées de part et d'autre part des trottoirs de 1m.

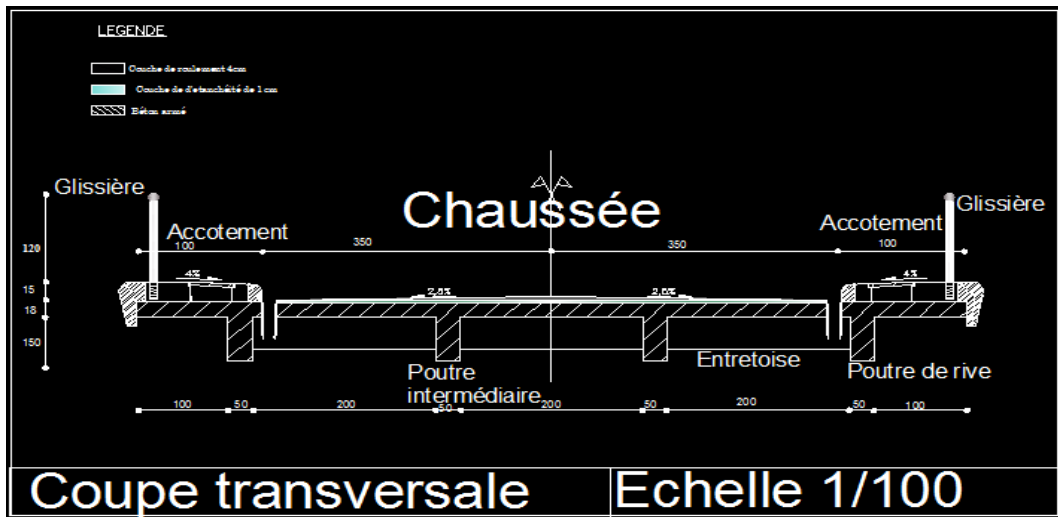


Figure 5: coupe transversale de la chaussée

Le profil à long de l'ouvrage permet une pente de 0.64% de la chaussée passant sur le tablier du pont et la dalle de transition qui est déposée sur le remblai d'environ 20 m de long.

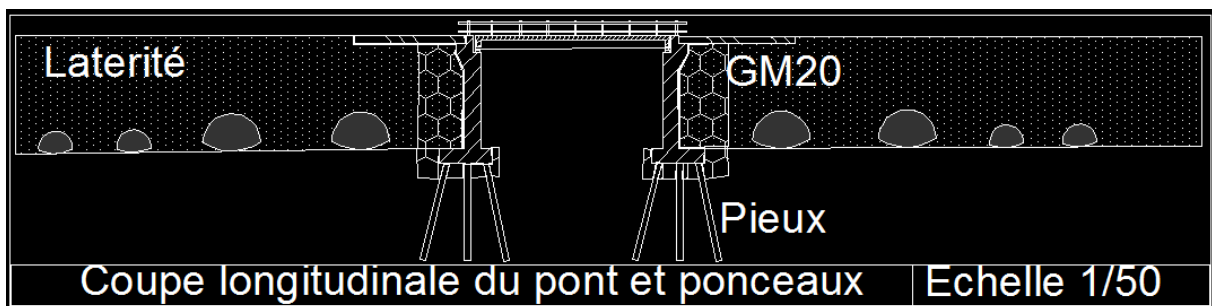


Figure 6: coupe longitudinale de pont et ponceaux

### II.1.3. Choix du type de l'ouvrage

L'étude de choix d'une variante à construire a été retenue entre la comparaison des avantages et des inconvénients de deux variantes. Voir Tableau 1 ci-dessous

**Tableau 1: Analyse des variantes de pont métallique et pont à poutres en béton armé**

Ouvrage	Avantages	Inconvénients
Pont mixte à poutres métalliques	<ul style="list-style-type: none"><li>- portée principale de 30 à 130 m</li><li>- longueur totale d'une dizaine de mètres à plus d'un kilomètre</li><li>- largeur totale de 7-8 mètres à une vingtaine de mètres</li><li>- ouvrage standard très économique ou ouvrage plus sophistiqué</li><li>-Exécution est facile et fiable.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>-la corrosion de l'acier</li><li>- le phénomène de fatigue</li><li>-Fatigue dans les zones d'assemblages</li></ul>
Pont à poutres en béton armé	<ul style="list-style-type: none"><li>-Portée principale de 10 à 25m</li><li>- Economique</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>-Fissuration</li><li>- corrosion des aciers</li><li>- Main d'œuvre très couteux</li><li>-pénétration d'agents extérieurs dans le béton</li><li>- la qualité d'exécution</li></ul>

L'ouvrage à construire est un pont portant une route à deux voies (2x3.5 m + 2x 1 m) qui franchi un ravin. Etant donné que les ponts à poutre sous chaussée en béton armé sont employés pour des portées de 10 à 25 m, un pont à une travée a été choisi sans appuis intermédiaires.

## II.2. Pré- dimensionnement des éléments du pont

La détermination des dimensions des éléments du pont a été réalisée par les formules.

### II.2.1. Pré- dimensionnement des poutres maitresses

- L'élanement des poutres :  $\frac{L}{17} \leq H_p \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 1.47 \leq H_p \leq 1.66 \Rightarrow H_p = 1.5 \text{ m}$
- Largeur des poutres :  $\frac{H_p}{5} \leq b \leq \frac{H_p}{2} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq b \leq 75 \text{ cm} \Rightarrow b = 50 \text{ cm}$
- Le nombre de poutres n est défini en fonction de la largeur totale du pont : n= 4

**Tableau 2: Le nombre des poutres dépend de la largeur du pont**

Largeur du pont : en m	< 6	$6 \leq Lp < 9$	$9 \leq Lp < 11$	$11 \leq Lp \leq 14$
Nombre des poutres : n	2	3	4	5

- Entraxe des poutres  $\lambda : \frac{Lp}{n} = \frac{9}{4} = 2.25 \text{ m}$
- Encorbellement e :  $e = \frac{\lambda}{2} = 1.125 \text{ m}$

### II.2.2. Pré -dimensionnement du Hourdis

L'épaisseur du hourdis dépend à largeur entraxe des poutres :  $e_h = 18 \text{ cm}$

**Tableau 3: Epaisseur d'hourdis dépend d'entraxe des poutres**

$\lambda$ en m	$\leq 2$	$2 < \lambda < 3$	$3 \leq \lambda < 3.5$	$3.5 = \lambda$
Epaisseur en cm : $e_h$	16	18	20	22

### II.2.3. Pré- dimensionnement des entretoises

- La hauteur des entretoises  $h_e$  déterminée de façons à laisser une espace pouvant permettre de placer les vérins (0.15m) lors du remplacement des appareils d'appuis.  
 $h_e \leq h_p - e_h - 0.15 \Rightarrow h_e \leq 1.5 - 0.2 - 0.15 = 1.15 \text{ m} \Rightarrow h_e = 1 \text{ m}$
- La base des entretoises  $b_e : \frac{h_e}{3} \leq b_e \Rightarrow b_e = 0.4 \text{ m}$

### II.2.4. Pré- dimensionnement des culées

Les culées seront en voiles de béton armé remblayés muni de mur en retour 0.20 m

### II.2.5. Pré-dimensionnement de mur de front

- La hauteur totale du mur de front  $h_f$  est de 6m conditionnée à la fois par la côte minimale de l'intrados et la côte du bon sol.
- L'épaisseur du mur de front  $E = \max\left\{0.60; \frac{h_f}{8}\right\} = \max\left\{0.60; \frac{6}{8}\right\} = 0.75m$   
Choix : On prend l'épaisseur de 1.5m

### II.2.6. Pré-dimensionnement de la semelle

- Largeur  $b_s : \frac{h_f}{2} \leq b_s \leq \frac{2h_f}{3} \Rightarrow 3m$  à vérifier avec les données géotechnique
- Longueur  $L_s = 9m$
- Hauteur  $h_s : \frac{h_f}{12} \leq h_s \Rightarrow 1.2 m$

### II.2.7. Pré-dimensionnement de mur garde-grève

- Hauteur  $h_g : h_g = h_p + e_n + 0.1m$  (de bossage) avec 0.05m de débords = 1.83m
- Epaisseur  $e_g : e_g = 0.1h_g + 0.1m = 0.283 m$

### II.2.8. Pré-dimensionnement de la dalle de transition

- La hauteur des remblais  $h_r = 6 m$
- Longueur de la dalle de transition  $l_t : l_t \geq \min(6m; \sup(3m; 0.6h_r)) \Rightarrow l_t = 6 m$
- Epaisseur 0.3m

### **II.3. Aspect environnemental**

Une inspection du site a été réalisée en deux étapes, enquête d'observation du terrain et les informations locales par les habitants locaux ainsi que les études du sol mais jugé incomplètes.

#### **II.3.1. Aire de travail**

L'érosion active des berges, la dégradation progressive ou la sédimentation du lit, et des coupures récentes de méandres remarquables sur notre site sont des indices qui nous permettent de reconnaître que le cours d'eau est instable. On se retrouve dans une zone marécage mais inexploitable, pas d'activités locales sauf une voie de circulation.

#### **II.3.2. Impact sur le cours d'eau**

Le cours d'eau est instable, le taux de transport de sédiments est difficile à estimer ce qui cause la sédimentation du lit. La dégradation du lit a entraîné l'érosion et même l'effondrement des berges, entraînant ainsi l'élargissement du cours d'eau, la pente du cours d'eau est devenue plus forte dans quelques mètres en amont.

Il est important de tenir compte de la dégradation du lit lors de la conception de nos ponceaux et de pont puisqu'en l'espace d'à peine quelques années, le lit peut s'abaisser de quelques centimètres à quelques mètres. Si la structure n'est pas conçue pour tenir compte de cet abaissement, elle peut se miner et finir par s'affaisser comme le vieux pont existant à cet endroit, l'eau le déborde du fait de l'accroissement de la capacité de transport de sédiments et de l'augmentation des débits de crue du bassin versant.

#### **II.3.3. Période de construction**

Le responsable du projet doit veiller à la sécurité du personnel et s'assurer que le personnel a reçu les instructions touchant la sécurité sur le terrain, pas seulement l'ouvrage mais aussi lignes directrices pour la protection environnementale du milieu aquatique.

## CHAPITRE III. PROJET DE DEFINITION

### III.1. Calcul et Dimensionnement

Le calcul des ouvrages à dimensionner se fait par l'application des surcharges sur eux et leurs charges permanentes.

#### III.1.1. Hypothèses

- Le poids volumique du béton armé est de :  $25 \text{ kN/m}^3$  et  $\gamma_b = 1.5$
- Acier  $f_e = 400 \text{ MPa}$  et  $\gamma_s = 1.15$
- Le poids volumique du béton bitumineux est de :  $22 \text{ kN/m}^3$
- L'étanchéité =  $22 \text{ kN/m}^3$
- La charge du remblai : est  $22 \text{ kN/m}^3$
- Surcharge de remblai :  $10 \text{ kN/m}^2$
- Poussée des terres :  $K_a = 0.0271$
- Béton dosé à  $400 \text{ kg/m}^3$  avec une résistance  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ,

#### III.1.2. Les charges permanents du tablier

- Poutres  $P_p = h_p * b_p * 25 \text{ kN/m}^3 = 18.75 \text{ kN/ml}$
- Dalle sur poutre de rives  $D_{PR} = 1.125 * 0.18 * 25 \text{ kN/m}^3 = 5.0625 \text{ kN/ml}$
- Dalle sur poutre intermédiaires  $D_{PI} = 2.25 * 0.18 * 25 \text{ kN/m}^3 = 10.125 \text{ kN/ml}$
- Dalle d'encorbellement  $D_e = 1.125 * 0.18 * 25 \text{ kN/m}^3 = 5.0625 \text{ kN/ml}$
- Corniches (la surface  $S_C = 0.178 \text{ m}^2$ ) :  $C = 0.178 * 25 \text{ kN/m}^3 = 4.45 \text{ kN/ml}$
- Contre corniches (surface  $S_{CC} = 0.052 \text{ m}^2$ ) :  $C_c = 0.052 * 25 \text{ kN/m}^3 = 1.3 \text{ kN/ml}$
- Béton de remplissage situé entre la bordure de chaussée et la contre corniche avec la masse volumique est de  $23 \text{ kN/m}^3$ , la surface est  $0.348 \text{ m}^2$   
Son poids =  $0.348 * 23 = 8.08 \text{ kN/ml}$
- Bordure (la surface est  $0.360 \text{ m}^2$ ), son poids =  $0.36 * 25 = 9 \text{ kN/ml}$
- Garde-corps, son poids est égal à  **$0.5 \text{ kN/ml}$**
- Entretoises : son poids =  $1 * 0.4 * 25 = 10 \text{ kN/ml}$
- L'enrobé pour le revêtement (4cm) + l'étanchéité (1cm): Le poids volumique est égale  $22 \text{ kN/m}^3$ 
  - Surface d'enrobé sur la **poutre de rive** =  $0.05 * 0.55 * 22 = 0.605 \text{ kN/ml}$
  - Surface d'enrobé sur la **poutre intermédiaire** =  $0.05 * 2.25 * 22 = 2.475 \text{ kN/ml}$

### III.1.3. Largeur de la chaussée, nombre de voies et classe du pont

- Largeur roulable ( $L_r$ ) = 7m
- La classe du pont:  $L_r \geq 7m$ , notre pont est de première classe

**Tableau 4: Largeur chargeable**

Classe du pont	Largeur roulable en m
1 <sup>ère</sup>	$L_r \geq 7$
2 <sup>ème</sup>	$5.5 < L_r < 7$
3 <sup>ème</sup>	$L_r \leq 7$

- Largeur chargeable  $L_{ch} = L_r - 0.5 * disposition\ de\ retenue = 7 - 0.5 * 2 = 6m$
- Nombre de voies  $N_v = Entier\left(\frac{L_{ch}}{3m}\right) = \frac{6m}{3m} = 2\ voies$

## III.2. Charges routières normale

### III.2.1. Système de charge A

$$A(l) = 2.3 + \frac{360}{L+12} = 2.3 + \frac{360}{25+12} = 12\ KN/m^2$$

A(l) est multipliée avec les coefficients de corrections  $a_1$  et  $a_2$

Le pont est de 1<sup>ère</sup> classe, coefficient de dégressivité transversale  $a_1=1$

$$A_1 = SUP \left[ a_1 * \left( 2.3 + \frac{360}{25 + 12} \right), 4 - 0.002 * 25 \right] = 12\ KN/m^2$$

En suite,  $A_1$  est multipliée par le *coefficient d'uniformisation* =  $a_2$  qui est donnée par :  $a_2 = \frac{V_0}{v}$  avec  $V$ = largeur de voie

Et  $V_0 = f(\text{classe})$  ici on a un pont de 1er classe  $\Rightarrow V_0 = 3,5m$  et  $V = 3,5m \Rightarrow a_2 = 1$

$$A_2 = a_2 * A_1 = 1 * 12 = 12\ KN/m^2$$

$q_{A2}$  est appliqué uniformément sur la largeur des voies =  $12 * 6 = 72\ KN/ml$



### III.2.2. Coefficient de majoration dynamique

Le coefficient de majoration dynamique est donné par :

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

L=longueur de l'élément considéré en m

G= poids propre de l'élément en KN

S= surcharges sur l'élément\* coefficient de dégressivité transversal

### III.2.3. Surcharge B

#### Chargement $B_c$

Le système Bc est un convoi composé d'une file de camions de 30T de chacun.

- Longitudinalement par 2 camions
- Transversalement par 2 camions

Le chargement Bc est affecté d'un coefficient de dégressivité transversal  $b_c$  qui est égal à **1,10**.  $\delta_c = 1.2$

#### Chargement $B_t$

C'est un tandem de 2 essieux de 16Tchacun qui peuvent être disposé :

- Longitudinalement par 1 camion
- Transversalement par 2 camions

Le chargement  $B_t$  est affecté d'un coefficient de dégressivité transversal  $b_t$  qui est égal à **1,00**.  $\delta_t = 1.187$

#### Chargement $B_r$

Le chargement est constitué d'une roue isolée de 10T qui n'est pas affectée d'un coefficient de pondération et qui peut être disposée à n'importe quel endroit du tablier.

$\delta_r = 1.17$

### III.3. Surcharge Routière à caractère particulière

#### Chargement $M_c120$

Le système  $M_c120$  est constitué d'un char militaire de 1100KN réparties sur deux chenilles supportant 550KN chacun et pouvant circuler sur toute la largeur de la chaussée, sur notre travée on va placer qu'un seul char.  $\delta_{M_c120} = 1.2$

#### Chargement $M_e120$

Le système est un rouleau de 660kN pouvant être disposé sur toute la largeur de la chaussée.  $\delta_{M_e120} = 1.188$

**Tableau 5: Récapitulatif des coefficients de majoration dynamique**

Chargement	S en KN	G en KN	$\delta$
$B_c$	1320	4476.625	1.2
$B_t$	640	4476.625	1.187
$B_r$	100	4476.625	1.17
$M_c120$	1100	4476.625	1.2
$M_e120$	660	4476.625	1.188

### III.4. Coefficients de majoration dynamique sur le hourdis

On considère une dalle carrée dont la longueur du coté est égale à la largeur utile de la chaussée, pour avoir les coefficients de majoration dynamique à utiliser dans le calcul des sollicitations du hourdis,  $L_r = 7m$

Poids de la dalle =  $40.5 \text{ KN/ml}$

La charge permanent  $G = 40.5 * 7m = 283.5 \text{ KN}$

**Tableau 6: Coefficients de majoration dynamique sur l'hourdis**

Chargement	S en KN	G en KN	$\delta$
$B_c$	1320	283.5	1.49
$B_t$	640	283.5	1.383
$B_r$	100	283.5	1.21
$M_c120$	1100	283.5	1.46
$M_e120$	660	283.5	1.387

### III.5. Charges sur les trottoirs

#### Charges locales (calcul des hourdis et entretoises)

Le système local comprend une charge uniformément répartie d'intensité :

$$q_{tr} = 4.5 \text{ KN/m}^2 * 1\text{m} = 4.5 \text{ KN/ml}$$

Cette surcharge est placée pour produire l'effet le plus défavorable, ses effets peuvent se cumuler avec ceux de B. De plus, le système local comprend une roue de  $P_{tr} = 6T$  dont la surface d'impact est un carré de 0.25m de côté à disposer sur le trottoir en bordure de chaussée.  $M_{tr} = SUP(M_{q_{tr}}, M_{P_{tr}})$

#### Charges générales (calcul des poutres principales)

Le système général comprend une charge uniformément répartie d'intensité :

$$q_{tr} = 1.5 \text{ KN/m}^2 * 1\text{m} = 1.5 \text{ KN/ml}$$

La surcharge est placée sur la largeur du trottoir et on l'ajoute à la surcharge A(l) et Bc.

### III.6. Charges sur les remblais

Sur les remblais d'accès, on dispose une charge uniformément répartie sur toute la largeur de la plate-forme pour la stabilité des culées :  $S_r = 10 \text{ KN/m}^2$

De plus, pour la justification de mur en retour et garde-grève. Normalement, il est recommandé de disposer sur le remblai les surcharges  $B_t$  et  $B_r$  sans majoration dynamique  $\delta_b$  mais dans cette étude on va placer toutes les surcharges sur la plate-forme d'accès.

### III.7. Les sollicitations

L'étude du tablier (sollicitation moyenne) est subdivisée en une étude dans le sens transversal (coefficient de répartition transversal CRT) et une étude d'une poutre dans le sens longitudinale (sollicitation globale).

Sollicitation moyenne = coefficient de répartition transversal CRT x sollicitations globale.

### III.7.1. Coefficient de répartition transversal (CRT)

Pour déterminer les efforts dans une poutre, on tenir compte de la répartition transversal des surcharges par le CRT et qui montre la portion des surcharges transmises sur la poutre considérée.

#### Calcul de coefficients de répartition transversale(CRT) de GUYON-MASSONNET

- Caractéristique géométrique de la poutre
- Hauteur de la poutre : 1.5m
- Epaisseur de la poutre : 0.5m
- Epaisseur du hourdis  $h_0$  : 0.18m
- Largeur table de compression :  $bc \leq \min\left(\lambda; \frac{l_y}{10}\right) = \min\left(2.25; \frac{24.2}{10}\right) = 2.25m$   $bc=2m$
- Demi-largeur active du pont :  $b' = \frac{n*\lambda}{2} = \frac{4*2.25}{2} = 4.5m$
- Surface : 1.02 m<sup>2</sup>
- Module de flexion, Inertie  $I_p=0.106$  m<sup>4</sup>
- Module de torsion  $J_P = \frac{1}{3} * \left(\frac{h_0}{bc} - 0.63\right) * h_0^4 + \frac{1}{3} * \left(\frac{h-h_0}{b_0} - 0.63\right) * b_0^4 = 0.041875m^4$   
(ISNARD et al. 1964)
- Rigidité flexionnelle des poutres par unité de longueur :
 
$$\begin{cases} \rho_P = \frac{I_P * E_v}{\lambda} = 1608.6464 \\ E_v = \text{module de flexion du béton} = 34200 \end{cases}$$
- Rigidité flexionnelle de la dalle par unité de longueur
 
$$\begin{cases} \rho_E = I_E * E_v \\ E_v = \text{rigidité flexionnelle du hourdis} \text{ Avec } I_E = \frac{h_0^3}{12} \end{cases}$$

$$\rho_E = \frac{0.18^3}{12} * 34200 = 16.6212 \text{ MN.m}^2/\text{ml}$$
- Rigidité torsionnelle de la poutre par unité de longueur :
 
$$\gamma_P = \frac{J_P}{\lambda} * G_v = \frac{J_P}{\lambda} * \frac{E_v}{2} = \frac{0.041875}{2.25} * \frac{34200}{2} = 318.25 \text{ MN.m}^2/\text{ml}$$
- Rigidité torsionnelle de la dalle par unité de longueur
 
$$\gamma_E = J_E * G_v = \frac{1}{3} * \left(\frac{1}{h_0} - 0.63\right) * h_0^4 * \frac{E_v}{2} = 29.47 \text{ MN.m}^2/\text{ml}$$

- Paramètre d'entretoisement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = \frac{b'}{L} * \sqrt[4]{\frac{\rho_P}{\rho_E}} = \frac{4.5}{25} * \sqrt[4]{\frac{1608.6464}{16.6212}} = 0.55 \\ \alpha = \frac{\gamma_P + \gamma_E}{2 * \sqrt{\rho_P * \rho_E}} = \frac{318.25 + 29.47}{2 * \sqrt{1608.6464 * 16.6212}} = 1.0 \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \theta = 0.55 \\ \alpha = 1.0 \end{cases}$$

**Tableau 7: répartition des coefficients de chargement sur les poutres**

$K/e$	-b	-3b/4	-b/2	-b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
0	0,8255	0,9069	1,0016	1,0981	1,1489	1,0981	1,0016	0,9069	0,8255
b	0,3153	0,3922	0,4916	0,6309	0,8255	1,0889	1,4308	1,852	2,3314

- K est le coefficient de charge
- .e est l'excentricité
- On détermine le CRT :  $n = \frac{K}{n}$  avec n= nombre des poutres principales.

Pour aboutir à K, on trace sa ligne d'influence (Li), en plotant :  $K=K(e)$ . Puis on place les charges réglementaires sur cette Li, de manière la plus défavorable indiquée par les règles de chargement en respectant leur application.

#### ❖ Calcul des sollicitations

- Le principe de combinaison est  $M_x = M^{per} + Sup(M^{Al} + M^{tr}, M^{Bc} + M^{tr}, M^{Mc})$ ,  $T_x = T^{per} + Sup(T + T^{tr}, T^{Bc} + T^{tr}, T^{Mc})$  et on détermine les sollicitations aux sections  $x=L/2$ ,  $x=L/4$ ,  $x=L/6$ ,  $x=L/8$ ,  $x=0$ .
- La charge d'entretoise (10KN) n'est pas considérée pour le calcul des moments fléchissant et n'est considérée que pour les efforts tranchants sur les appuis (réactions d'appuis).

### III.7.2. Sollicitations de calcul

La combinaison est :

- **Moment fléchissant**  $M_x = M^{per} + Sup(M^{Al} + M^{tr}, M^{Bc} + M^{tr}, M^{Mc})$ ,

**Tableau 8: Moment de calcul pour les poutres**

Poutres	Moment	
	ELU	ELS
Rive	29727,5	22020,4
Intermédiaire	27589,1	20436,4

○ *L'effort tranchant*  $T_x = T^{per} + Sup(T + T^{tr}, T^{Bc} + T^{tr}, T^{Mc})$

**Tableau 9: Effort tranchant de calcul pour les poutres**

Poutres	Effort	
	ELU	ELS
Rive	4955,05	3670,4
Intermédiaire	4607,65	3413,1

**Remarque très importante :** - c'est le système de charge Mc120 qui est maximal et la poutre de rive plus chargée.  $M_{ser} = 22020.4 \text{ KN.m}$

### III.8. Calcul des coefficients de majoration dynamique sur le hourdis

On considère une dalle carrée dont la longueur du côté est égale à la largeur utile de la chaussée 7m. La charge permanente correspondant à un carré de 7 m de côté est :

- Poids de la dalle (Gd)= Dalle sur les poutres sans encorbellement=30.375KN/ml
- La charge permanent G=30.375\*7\*1=212.625KN

$$\delta_{Mc120} = 1 + \frac{0.4}{1+0.2*L} + \frac{0.6}{1+\frac{4*G}{S}} = 1.4$$

**Tableau 10: Surcharge Mc120 pour le dimensionnement**

Type de système	Surcharge S	Charge Permanente	CMD
Mc120	1100KN	212.625	1.4

## Calcul des sollicitations et des armatures du hourdis

On calcule les sollicitations comme une poutre reposant sur deux appuis simples.

$$l_x = \lambda - b \text{ et } l_y = l - 2b_e$$

Avec  $l$  : la portée de la poutre 25m,  $b=0.50\text{m}$  largeur de la poutre  $b_e = 0.40\text{m}$  : la base des entretoise,  $\lambda=2.25\text{m}$  l'entraxe des poutres.

$$l_x = 2.25 - 0.5 = 1.75\text{m}, l_y = 25 - 2 * 0.4 = 24.2\text{m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.75}{24.2} = 0.07 < 0.4 \text{ le panneau repose dans une seule direction}$$

### Sollicitations dues aux charges permanentes

- Revêtement  $g_1 = \varpi * e_1 * l_x = 22 * 0.05 * 1.75 = 1.93\text{kN/ml}$
- Etanchéité  $g_2 = \varpi * e_2 * l_x = 22 * 0.01 * 1.75 = 0.385\text{kN/ml}$
- Couche de forme  $g_3 = \varpi * e_3 * l_x = 25 * 0.02 * 1.75 = 0.875\text{kN/ml}$
- Dalle  $g_4 = \varpi * e_4 * l_x = 25 * 0.20 * 1.75 = 8.75\text{kN/ml}$
- Pré-dalle  $g_5 = \varpi * e_5 * l_x = 25 * 0.05 * 1.75 = 2.188\text{kN/ml}$

Soit  $g_h$  est la charge Permanente totale,  $g_h = \sum g_i$

$$g_h = 14.123\text{kN/ml}$$

$$\text{➤ Moment : } M_{gh} = \frac{g_h * l_x^2}{8} = \frac{14.123 * 1.75^2}{8} = 5.41\text{kN/ml}$$

$$\text{➤ Effort tranchant } V_{gh} = \frac{g_h * l_x}{2} = \frac{14.123 * 1.75}{2} = 12.36\text{kN}$$

### Sollicitations dues aux charges du système Mc120

$$a = h_0 + a_0 \text{ Et } b = h_0 + b_0 ;$$

Avec  $a_0 * b_0$  étant les dimensions du rectangle d'impact à la surface du hourdis et  $h_0$  l'épaisseur du hourdis.  $a_0 = 100\text{cm}$ ,  $b_0 = 6100\text{cm}$ ,  $h_0 = 18\text{cm}$

$$a = 0.18 + 1 = 1.18\text{m} \text{ Et } b = 0.18 + 6.1 = 6.28\text{m}$$

### ➤ **Moment fléchissant**

Les moments au centre de la dalle à l'aide des abaques de PIGEAU

$$u = \frac{a}{l_x} = \frac{1.18}{1.75} = 0.67$$

$$v = \frac{b}{l_y} = \frac{6.28}{24.2} = 0.26$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.75}{24.2} = 0.07$$

On a après l'interpolation des M :  $M_1 = 0.0525$  et  $M_2 = 0.0015$

$$M_{ox} = (M_1 + \nu M_2) * P * \delta$$

$$M_{oy} = (M_2 + \nu M_1) * P * \delta$$

Avec  $\nu$  = coefficient de poisson = 0 en Béton Armé en calcul des sollicitations.

Dans la surface d'impact, on ne peut placer qu'une chenille de 550KN.

$$M_{ox} = 0.0525 * 550 * 1.4 = 40.425kN/ml$$

$$M_{oy} = 0.0015 * 550 * 1.4 = 1.155kN/ml$$

### ➤ **Effort tranchant**

Dans le sens a (suivant X) :  $Vx_{max} = \frac{P}{2a+b} * \delta = \frac{550}{2*1.18+6.28} * 1.4 = 52kN/ml$

Dans le sens b (suivant Y) :  $Vy_{max} = \frac{P}{3a} * \delta = \frac{550}{3*1.18} * 1.4 = 217.5kN/ml$

### **Prise en compte de l'hyperstaticité du hourdis**

Pour prendre en compte l'hyperstaticité du hourdis, on procéde à une redistribution des moments isostatiques en travées et sur appuis. Les coefficients de redistribution sont 0.8 en travée et 0.5 sur appuis (CALGARO, 2000).



**Tableau 11: Sollicitation en comptant l'hyperstaticité du hourdis**

Sollicitations affectées de coefficients de réduction				
<b>ELU</b>	<b>Désignation</b>	<b>Appui</b>	<b>Travée</b>	<b>Unité</b>
	Moment isostatique(ELU)	61.87		kN/ml
	Coefficient de redistribution	0,5	0,8	kN/ml
	Moment de calcul	30.935	49.5	kN/ml
<b>ELS</b>	<b>Désignation</b>	<b>Appui</b>	<b>Travée</b>	<b>Unité</b>
	Moment isostatique(ELS)	45.835		kN/ml
	Coefficient de redistribution	0,5	0,8	kN/ml
	Moment de calcul	22.9	36.67	kN/ml

Compte tenu que les sollicitations engendrées dans la dalle en encorbellement sont inférieures aux celles provenant dans l'hourdis, donc calculs d'armatures se feront avec les sollicitations du hourdis.

**Condition relative au poinçonnement du hourdis sous charge localisée Mc120**

$$h_0 \geq \frac{Q_u}{0.045 * u_c * f_{c28} / \gamma_b} \text{ Avec :}$$

$$Q_u = \text{charge de calcul à l'ELU}; Q_u = \delta_{Mc120} * \gamma_Q * P \text{ avec } P = 550kN$$

$$u_c = 2(a + b) , \text{ avec } a = h_0 + a_0 \text{ et } b = h_0 + b_0 \text{ calcul voir annexes}$$

$$h_0 \geq \frac{Q_u}{0.045 * u_c * f_{c28} / \gamma_b} \Rightarrow 0.18 \geq 0.055 \text{ la condition est verifié}$$

**Vérification de la limite de cisaillement dans l'hourdis**

La vérification de la limite de cisaillement dans l'hourdis permet de se dispenser des armatures transversales.

$$V_{umax} \leq V_{ulim} = 0.07 * d * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_{umax} = 86.88kN/ml \text{ Et } V_{ulim} = 0.07 * 0.15 * \frac{30 * 10^3}{1.5} = 210kN/ml \text{ donc, on n'a pas besoin d'armatures transversales dans la dalle.}$$

## Calcul des armatures d'hourdis

**Tableau 12: Armatures d'hourdis**

Désignation	Dimensions et formules	Unité	Sens lx		Sens ly
			Appui	Travée	Travée
Armatures principales	$A_s$	$cm^2$	10.05	14.07	4.02
	choix		5HA16	7HA16	2HA16
Armatures de répartition	$A_r$	$cm^2$	3.39	5.65	2.26
	choix		3HA12	5HA12	2HA12

### III.9. Calcul des armatures des poutres

La fissuration est considérée comme préjudiciable et le calcul se fait uniquement en ELS.

**Tableau 13: Armatures longitudinales des poutres**

Choix de la section	78.54	$cm^2$
Les armatures 16HA25		

- Armatures longitudinales minimum aux appuis

$$A_{s,a} \geq \frac{V_{u,max}}{F_e/\gamma_s} = \frac{4955.05 \cdot 10^3}{400/1.15 \cdot 10^6} = 14.2 \cdot 10^{-3} m^2 = 142 cm^2$$

- Armatures de peau

Pour éviter les fissures, on doit disposer les armatures de peau à raison de  $3 cm^2/m$  de longueur de parement.

$$A_s = 3 cm^2 * 2(h + b) = 3 * 2 * (1.50 * 0.50) = 12 cm^2$$

$$\emptyset \leq \text{Max} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} \text{ égale à } \emptyset \leq 50 mm$$

choix:  $\emptyset = 50 mm$

➤ Armatures transversaux

**Tableau 14: Armatures transversales des poutres**

Section d'un cours d'armatures transversales	$A_t = \frac{n\pi\phi_t^2}{4}$	75.4	$cm^2$
Choix d'espacement	$S_t = \min\{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\}$	38	cm
Choix 7-8			

**La condition de non fragilité**

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.13 f_t \quad \text{ce qui donne } 15.87 \geq 0.31 \text{ la condition est vérifiée}$$

**III.10. Calcul des entretoises**

L'entretoise supporte son poids propre, le poids propre des équipements, d'hourdis et des poutres principales et considérée comme semi-encastree sur les poutres principales et doivent d'être justifiées sous l'action d'une roue isolée Br. Après calcul du moment maximal isostatique M à ELS, la redistribution se fait en prenant 0.8Mser en travée et 0.5Mser sur appuis (CHARON, 1986).

**III.10.1. Les charges**

✓ **Charges permanentes**

- Entretoise : son poids  $g_e = 1 * 0.4 * 25 = 10 \text{ KN/ml}$
- Hourdis  $g_h = 14.123 \text{ kN/ml}$

$$M_g = (g_e + g_h) * \frac{l_x^2}{8} = (10 + 14.123) * \frac{1.75^2}{8} = 9.23 \text{ kN.m}$$

$$V_g = g * \frac{l_x}{2} = 24.123 * \frac{1.75}{2} = 21.1 \text{ kN}$$

✓ **Surcharge  $B_r$**

$$M_{Br} = \frac{\delta_{br} B_r l_x}{4} = \frac{1.21 * 100 * 1.75}{4} = 52.9 \text{ kN.m}$$

$$V_{Br} = \frac{\delta_{br} B_r}{2} = \frac{1.21 * 100}{2} = 60.5 \text{ kN}$$

✓ **La réaction du Vérin**

$$R_{v\ ser} = V_{max}(poutre) = 3670,4 \text{ kN}$$

$$M_v = R_{v\ ser} * \frac{l_x}{4} = 3670,4 * \frac{1,75}{4} = 1605,8 \text{ kN.m}$$

$$V_v = \frac{R_{v\ ult}}{2} = \frac{4955,05}{2} = 2477,5 \text{ kN}$$

Pour obtenir des sollicitations des calculs, on envisage 2 cas de combinaison :

• **Premier cas** : Mg supporte une roue  $B_r$

- Moment isostatique :  $M_{ser} = M_g + 1,2M_{br} = 9,23 + 1,2 * 52,9 = 72,71 \text{ kN.m}$
- Moment de calcul en travée :  $M_{ser,t} = 0,8 * 72,71 = 58,168 \text{ kN.m}$
- Moment de calcul sur appui :  $M_{ser,a} = -72,71 * 0,5 = -36,355 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant :  $V_{ul} = 1,35V_g + 1,6V_{Br} = 1,35 * 21,1 + 1,6 * 60,5 = 125,285 \text{ kN}$

• **Deuxième cas** : Mg et les effets dus au vérin.

- Moment isostatique :  $M_{ser} = M_g - M_v = 9,23 - 1605,8 = -1596,57 \text{ kN.m}$
- Moment de calcul en travée :  $M_{ser,t} = 0,8 * -1596,57 = -1277,2 \text{ kN.m}$
- Moment de calcul sur appui :  $M_{ser,a} = 0,5 * -(-1596,57) = 798,285 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant :  $V_{ul} = 1,35 * 21,1 - 2477,5 = -2449 \text{ kN}$

**Tableau 15: Sollicitations d'entretoise**

Désignation	$M_{ser}^-$	$M_{ser}^+$	$V_{ul}^-$	$V_{ul}^+$
Travée	-1277.2	58.168		
Appui	-36.355	798.285	-2449	125.285

## Calcul des armatures

Les aciers longitudinaux utilisés dans l'entretoise sont des ronds lisses avec possibilité de les plier et de les déplier.  $f_e=235\text{MPa}$

- La résistance à la traction  $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.4\text{MPa}$
- La contrainte limitée de calcul des aciers  $\sigma_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{1.6f_{t28}}\right\} = 156.667\text{MPa}$
- Calcul du bras de levier

$$\alpha = \frac{15\sigma_b}{15\sigma_b + \sigma_s} = \frac{15 * 18}{15 * 18 + 156.667} = 0.6328$$

$$Z_b = \min\left\{d\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right); d - \frac{h_o}{3}\right\} = 0.786$$

**Tableau 16: Armatures des entretoises**

Désignation	Section théorique		Choix		Effort tranchant	Armatures de montage
	Lit supérieur $\text{cm}^2$	Lit inférieur $\text{cm}^2$	Lit supérieur	Lit inférieur		
Appui	2.9	4.7	4HA10	6HA10	Cadre HA10+	4HA10
Travée	10.37	6.48	5HA16	4HA16		

### III.11. Les joints de la chaussée

Le type de joint à mettre en place dépend de la valeur du souffle.

Le souffle est le déplacement maximal entre les positions extrêmes (ouvertes et fermées) du joint (CALGALO, 2000).

#### *Effets dus à la température*

La variation de la longueur en fonction de la température est :  $\Delta L_1 = L * \lambda * \Delta T$

$$\text{où } \lambda = 10^{-5} \text{ coefficient de dilatation du béton et } \Delta T = 35^\circ - 15^\circ = 20^\circ$$

$$\Delta L_1 = 25000\text{mm} * 10^{-5} * 20 = 1\text{mm}$$

### ***Effets dues aux déformations différées du béton***

La variation de la longueur due au retrait du béton est :  $\Delta L_2 = L * \varepsilon_r$

où  $\varepsilon_r = 5 * 10^{-4}$  la déformation relative due au retrait

$$\Delta L_2 = 25000mm * 5 * 10^{-4} = 12.5mm$$

### ***Effets dues aux charges d'exploitation***

Il est admis de compter 10mm de variation linéaire du joint par mètre de hauteur de poutre (CALGALO, 2000). On une hauteur de 1.5m, donc  $\Delta L_3 = 15mm$

La valeur du soufflé est  $S = \Delta L_1 + \Delta L_2 + \Delta L_3 = 1 + 12.5 + 15 = 28.5mm$  On choisit des joints de chaussée à hiatus, qui tolèrent des souffles jusqu'à 50 mm (CALGALO, 2000).

## **III.12. Justification des éléments de la culée**

### **III.12.1. Calcul de la dalle de transition**

La dalle de transition est dimensionnée conformément aux recommandations du SETRA dans le guide « Dalles de transition des ponts-routes-Techniques et réalisation » d'octobre 1984. Elle est calculée en supposant simplement appuyée d'une part sur le corbeau d'appui et d'autre part sur le remblai et elle est soumise aux surcharges provenant du système des essieux tandem Bt ; les calculs sont menés aux ELU.

Le moment dû aux charges de chaussée est  $M_Q = 43.715kNm/ml$  de la dalle.

$$M_G = w_b * e_b * \frac{l^2}{8} = 25 * 0.3 * \frac{3.15^2}{8} = 9.30kN.m/ml$$

$$M_u = 1.35 * M_G + 1.605 * M_Q = 1.35 * 9.3 + 1.605 * 43.715$$

$$M_u = 73.94kN.m/ml$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b*d^2*f_{bu}} = \frac{0.7394}{9*0.15^2*30} = 0.12 < 0.227 \text{ pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.12}) = 0.16$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{d(1 - 0.4 * \alpha) * f_{su}} = \frac{0.7394}{0.15 * (1 - 0.4 * 0.16) * 215.555} = 0.0024m^2 = 24cm^2$$

Choix des armatures : 8HA20 par ml de 25.13cm<sup>2</sup>

$$\text{Armatures de répartition } A_r = \frac{A_{su}}{4} = \frac{24}{4} = 6cm^2$$

Choix des armatures de répartition : 8HA10 par ml de 6.28cm<sup>2</sup>

### III.12.2. Appareil d'appui

Les appareils d'appui sont en élastomère fretté, type B, modèle le plus employé pour les ouvrages d'art courants (CALGALO 2000).

#### Les sollicitations des appareils d'appui

- Horizontalement, c'est la force de freinage du camion de 30T sur le nombre de poutres 4,  $F_x = 75KN * 1.605 = 120.375KN$  à ELU
- Verticalement, c'est la demi charge permanente de la poutre à dimensionné (poutre de rive), charge de la chaussée (camion M120).  
 $G = 1320.25KN$  et  $Q = 1100KN$   
 Effort vertical minimum à l'ELU :  $P_1 = 1320.25 * 1.35 = 1782.3KN$   
 Effort vertical maximum à l'ELU :  $P_2 = 1320.25 * 1.35 + 1100 * 1.6 = 3542.3KN$

#### Dimensionnement des appareils d'appui

La contrainte minimale ne doit pas être au dessous de 3MPa et la contrainte maximum ne doit pas être au dessus de 20MPa (SETRA, 2000). La section nette réelle de l'élastomère est :

$$\frac{P_2}{20 * 10^3 kPa} \leq A' \leq \frac{P_1}{3 * 10^3 kPa}$$

$$\frac{3542.3 * 10^4}{20 * 10^3} \leq A' \leq \frac{1782.3 * 10^4}{3 * 10^3} \Rightarrow 1771 \leq A' \leq 5941 cm^2$$

En choisissant les feuilles de dimensions planes  $a = 40cm$  et  $b = 50cm$  et en supposant un enrobage de  $e = 5mm$  sur le pourtour des feuilles.

$$A' = (40 - 2 * 0.5) * (50 - 2 * 0.5) = 1911 \text{cm}^2 \text{ qui est bien dans l'intervalle}$$

$$\text{La hauteur totale des couches d'élastomère : } \frac{a}{10} \leq T \leq \frac{a}{5} \Rightarrow 40 \text{mm} \leq T \leq 80 \text{mm}$$

En choisissant 5 feuilles intermédiaires de 8 mm et 2 feuilles externes de 5mm,

On a une hauteur totale de  $T = 5 * 8 + 2 * 5 = 50 \text{mm}$  qui est dans l'intervalle

### III.12.3. Les aciers de frettage de bossage

Les bossages sont sollicités en compression et vu leur faible hauteur de 11 cm et la base de 45cmx55cm, ils sont frettés pour éviter leur éclatement. Ils reçoivent les surcharges venant du tablier, du poids propre du tablier et des poutres par le biais des poutres. Ils sont dimensionnés par la poutre la plus sollicitée (la poutre de rive en ELS) pour une raison de commodité.

$$A_s \geq \frac{0.04 * R_s}{\sigma_s} \text{ La formule de frettage de calcul PP 73 du SETRA}$$

$$\text{avec } \sigma_s = 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} = 110 \sqrt{1.6 * 2.4} = 215.556 \text{MPa}$$

$$A_s \geq \left[ \frac{0.04 * R_s}{\sigma_s} = \frac{0.04 * 3.6704}{215.556} = 6,8 \text{cm}^2 \right]$$

*Le frettage se fait dans les deux sens:*

- *le sens de 45cm on a 7HA12 espacés de 5.5cm*
- *le sens de 55cm on a 7HA12 espacés de 7cm*

### III.12.4. Effort de freinage

Les surcharges susceptibles de développer les efforts de freinage sont celles dues à A(l) et B.

- Effort de freinage dû à A(l)

$$\text{L'effort de freinage correspondant à la surcharge A(l) est : } F = \frac{A(l).L_c.L}{20} = \frac{12 * 7 * 25}{20} =$$

$$105 \text{kN}$$

$$\text{Avec : } A(l) = 12 \text{kN/m}^2, L_c = 7 \text{m largeur de la chaussée}$$



- Effort de freinage dû à la surcharge  $B_C$

Chaque essieu d'un camion du système  $B_C$  peut développer un effort de freinage égal à son poids. Parmi les camions  $B_C$  que l'on peut placer sur l'ouvrage, un seul sera supposé freiner ; d'où  $F=30T=300kN$ .

La surcharge  $B_C$  provoque un effort de freinage prépondérant. Dans les calculs, c'est cette dernière qui sera prise en compte.

Culée est formée par un mur garde grève et un mur de front. Les matériaux granulaires (du gravier =  $22kN/m^3$ ) couvrent le derrière de la culée jusqu'à 3m de longueur sous la dalle de transition.

### Mur garde grève

Le mur garde grève est encastré sur le mur de front.

Epaisseur=0.283m x Hauteur=1.83m

### Efforts agissant sur le mur garde grève

- La poussée des matériaux granulaires MG20

Le point d'application de la poussée des matériaux granulaires MG20 se situe à  $\frac{2}{3}$  au dessus du point d'encastrement, le moment maximal à l'encastrement est :

$$M = \frac{ka * \Delta * h_{gg}^3}{6}$$

Où  $ka$  : coefficient de poussée  $ka = \frac{1-\sin \varphi}{1+\sin \varphi} = \frac{1-\sin 33}{1+\sin 33} = 0.29$

$$\Delta = \frac{2.2T}{m^3} \text{ poids volumique des graviers}$$

$$M = \frac{0.29 * 2.2 * 1.83^3}{6} = 0.65Tm/ml$$

Effort tranchant est :  $V = \frac{ka * \Delta * h_{gg}^2}{2} = \frac{0.29 * 2.2 * 1.83^2}{2} = 1.06Tm/ml$

b. Poussée due aux surcharges de remblai

La charge considérée est une charge uniforme de 12T dont le rectangle de répartition a les dimensions  $0.25 * 0.75m^2$  cette charge se répartie sur un angle de  $45^\circ$  latéralement et en arrière du mur.

Le moment dû à cette surcharge s'exprime par :  $M_p = \frac{12 * K}{0.75 + 2h_{gg}} * \int \frac{h_{gg} - x}{0.25 + x}$

$$\text{avec } K = ka * \delta * e_{gg} = 0.29 * 1 * 0.283 = 0.082$$

$$e_{gg} = 0.283m \text{ épaisseur du mur garde grève}$$

$$\delta = \frac{1T}{m^2} \text{ charge sur remblai et } x \text{ à } 2/3h_{gg}$$

$$\text{soit } M = 0.11 Tm/ml$$

c. Force de freinage d'un essieu d'un camion  $B_c$

La force de freinage est :  $F = 6T$

$$M = \frac{6 * h_{gg}}{0.25 + 2h_{gg}} * \delta = \frac{6 * 1.83}{0.25 + 2 * 1.83} * 1 = 2.8Tm/ml$$

### Détermination des armatures

Le mur garde grève est soumis à la flexion simple

- Calcul des sollicitations

$$\text{En ELS } M_{ul} = (1.35 * 0.65) + 1.5 * (2.8 + 0.11) = 5.24 Tm$$

$$V_{ul} = 1.35 * 1.06 = 1.43 T$$

$$\text{En ELS } M_s = 0.65 + 2.8 + 0.11 = 3.56 Tm$$

$$V_s = 1.06 T$$

Détermination des armatures

- Armatures longitudinales  $\mu = \frac{M_{ul}}{\sigma_p * b * d^2} = \frac{0.0524}{18 * 1 * 0.253^2} = 0.045$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.045}) = 0.057$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 * 0.057 = 0.977$$

$$A_s = \frac{M_{ul}}{d * \beta * \sigma_s} = \frac{0.0524}{0.253 * 0.977 * 215.555} = 9.8cm^2$$

Choix: 5HA16cm<sup>2</sup>

$$\text{La contrainte tangentielle } \tau_u < \tau_{ul} \rightarrow \frac{V_{ul}}{b * d} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow 0.05 < 1.4MPa$$

Les aciers transversaux ne sont pas nécessaires.

$$\text{Armatures de répartition } A_r \geq \frac{A}{3} = \frac{9.8}{3} = 3.26cm^2$$

Choix : 7HA8 de 3.52cm<sup>2</sup>

### III.12.5. Les sollicitations agissantes sur la culée

Le mur de front est soumis aux efforts suivants :

1. Poids propre :

a. Mur garde grève :  $\gamma_b * b * h * e = 2.5 * 9 * 1.83 * 0.283 = 11.65T$

b. Mur de front :  $2.5 * 9 * 6 * 1.5 = 202.5T$

2. Poussée des granulats

Il y a deux types de surcharges :

a. Surcharge uniforme  $P = \frac{1T}{m^2}$  sur le remblai

b. Le remblai

$$Q = H \frac{q_0 + q_1}{2}$$

$$q_0 = ka * p = 0.29 * 1 = 0.29$$

$$q_1 = q_0 + ka * H * \Delta = 0.29 + 0.29 * 6 * 2.2 = 4.1$$

$$Q = 6 * \frac{0.29 + 4.1}{2} = 13.17 T$$

3. Effet de surcharge A(l) :  $R[A(l)] = A(l) * S * Lc = 1.2 * 12.5 * 7 = 105T$

**Tableau 17: Sollicitations verticales sur la culée**

Désignation	Sollicitations verticales		
	Force	Bras de levier (m)	Moment Tm
- Mur garde grève	11.65	1.025	11.94
- Mur de front	202.5	1.025	207.56
- Charges permanentes	215.65	1.025	221.04
- Surcharge Mc120	110	1.025	112.75
- Remblai sur semelle	118.8	1.025	121.77
<b>S/Total Mur de Front</b>	<b>658.6</b>		<b>675</b>
- Semelle	162	1.5	243
<b>Total</b>	<b>820.6</b>		<b>918</b>

**Tableau 18: Sollicitations horizontales sur la culée**

Désignation	Sollicitations horizontalement		
	Force T	Bras de levier (m)	Moment Tm
- Remblai (2/3*H)	13.17	4.8	63.21
- Surcharge uniforme	1	3.6	3.6
<b>Total</b>	<b>14.17</b>		<b>47.68</b>

**Pour la semelle**

Le moment résultant  $M_R = M_v - M_h = 918 - 47.68 = 870.3 \text{ Tm}$

La force résultante  $F_v = F_v - F_h = 820.6 - 14.17 = 806.4 \text{ T}$

Le moment résultant par rapport au centre :

$$M_{R/C} = -M_R + F_R * \frac{B}{2} = -870.3 + 806.4 * 1.5 = 339.3 \text{ Tm}$$

Calcul de l'excentricité :  $e = \frac{M_{R/C}}{F_R} = \frac{339.3}{806.4} = 0.42$  section totalement tendue

**Pour le mur de front**

Le moment résultant  $M_R = M_v - M_h = 675 - 47.68 = 627.3 \text{ Tm}$

La force résultante  $F_v = F_v - F_h = 658.6 - 14.17 = 644.4 \text{ T}$

$$M_{R/C} = -M_R + F_R * \left(\frac{1.5}{2} + 0.5\right) = -627.3 + 644.4 * 1.25 = 178.2 \text{ Tm}$$

### III.12.6. Capacité portante d'un groupe des pieux sous semelle

La semelle a une longueur  $L = 9m$  et une largeur  $B = 3m$

On a un groupe de 12 pieux réparties en 3 rangs parallèles à la longueur, dont 4 pieux sous le côté de la longueur de la semelle et 3 pieux sous le côté de la largeur.

Les données :

- $b = 0.3m$  largeur du pieu
- $m = 3$  nombre de rangée
- $n = 4$  nombre de pieux par rangée
- $S_l = \frac{[9m - ((0.15m \text{ pieux extrêmes} * 2) + (0.6m \text{ enrobage} * 2))]}{3} = 2.5m$   
 $S_l =$  espacement des pieux dans un même rangée dans le sens longitudinale
- $S_{transv} = \frac{[3m - ((0.15m \text{ pieux extrêmes} * 2) + (0.3m \text{ enrobage} * 2))]}{2} = 1.05m$   
 $S_{transv} =$  espacement des pieux dans un même rangée, sens transversale
- capacité portante du groupe  $Q = C_e * k * q$
- $C_e$ : coefficient d'efficacité
- $k = 12$  : somme des pieux
- $q = 1000KN$  la capacité portante d'un pieu

Déterminer le coefficient d'efficacité par :

➤ La méthode de Los Angeles

$$C_e = 1 - \frac{b}{S_{transv}} * \frac{1}{\pi * m * n} [m * (n - 1) + n * (m - 1) + \sqrt{2} * (m - 1) * (n - 1)]$$
$$= 1 - \frac{0.3}{1.05} * \frac{1}{\pi * 3 * 4} * [3 * 3 + 4 * 2 + \sqrt{2} * 2 * 3]$$

$$C_e = 0.8 \text{ l'effet du voisinage}$$

➤ La méthode de Converse-LABARRE

$$C_e = 1 - \theta * \frac{(n - 1) * m + (m - 1) * n}{90 * m * n}$$

$$\text{avec } \theta = \tan^{-1} \left( \frac{b}{S_{transv}} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{0.3}{1.05} \right) = 15.9$$

$$C_e = 1 - 15.9 * \frac{(4 - 1) * 3 + (3 - 1) * 4}{90 * 3 * 4}$$

$$C_e = 0.75 \text{ l'effet du voisinage}$$

Note : on prend la petite valeur du coefficient d'efficacité.  $C_e = 75\%$

$$Q = C_e * k * q = 0.75 * 12 * 1000 = 9000KN$$

**Conclusion** : ces formules ne sont valables que pour les pieux flottants alors que notre semelle est déposée sur les matériaux granulaires MG20, donc  $Q = k * q = 12000KN$

### III.12.7. La capacité portante de la semelle sur pieux

Vérification de la largeur de la culée,

Les données :

$$\varphi = 33^\circ; c = 0, \gamma_g = 22 \frac{kN}{m^3}; \gamma' = 19 \frac{kN}{m^3}; \quad L = 9m; e = 1.2m \text{ épaisseur};$$

$$D = 1.2m \text{ profondeur}$$

Avec  $\varphi = 33^\circ$  on a: les facteur de capacité portante

**Tableau 19: Facteur de capacité portante**

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
33	38.64	26.09	35.19

Equation générale de la capacité portante

$$q_d = \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) * C * N_c + \gamma_g * D * N_q + \left( 1 + 0.4 \frac{B}{L} \right) * \gamma' * \frac{B}{2} * N_\gamma$$

$$q_d = 22 * 1.2 * 26.09 + \left(1 - 0.4 * \frac{B}{9}\right) * (19 - 10) * \frac{B}{2} * 35.19 + 10 * 1.2 \text{ Eau}$$

$$q_d = 710.16 + (1 - 0.04B) * 158.3B + 120$$

$$= 830.16 + 158.3B - 6.3B^2$$

$$q_{admissible} = q_d - (\gamma_s * D)$$

$$= 830.16 + 158.3B - 6.3B^2 - (22 * 1.2 + 19 * 1.2)$$

$$= 780.96 + 158.3B - 6.3B^2$$

$$q_{admissible, nette} = \frac{q_{admissible}}{3}$$

$$= (780.96 + 158.3B - 6.3B^2)/3$$

$$q_{admissible, brute} = q_{admissible, nette} + (\gamma_s * D)$$

$$= \frac{780.96 + 158.3B - 6.3B^2}{3} + (22 * 1.2 + 19 * 1.2)$$

$$= \frac{158.3B - 6.3B^2}{3} + 309.5$$

$$q_{admissible, brute} = \frac{\text{La charge appliquée sur la semelle}(Q)}{\text{surface semelle}(B * L)}$$

$$Q = \left( \frac{158.3B - 6.3B^2}{3} + 309.5 \right) * B * 9$$

On a Forces verticales 910.9T = 9109KN

Si on donne B la valeur de 3 m, on a :  $Q = \left( \frac{158.3*3 - 6.3*3^2}{3} + 309.5 \right) * 3 * 9 = 9270.9KN$  qui est supérieure à 9109KN, donc on est en sécurité.

### III.12.8. Stabilité de la culée

La condition de non-renversement est :  $\frac{\text{Moment statique}}{\text{Moment résistant}} = \frac{M_s}{M_r} = \frac{918}{47.68} = 19.25 > 1.5$

#### Les sollicitations de la semelle aux EL :

Le moment résultant  $M_R = M_v - M_h = 918 - 47.68 = 870.3 \text{ Tm}$

La force résultante  $F_v = F_v - F_h = 820.6 - 14.17 = 806.4 \text{ T}$

Le moment résultant par rapport au centre :

$$M_{R/C} = -M_R + F_R * \frac{B}{2} = -870.3 + 806.4 * 1.5 = 339.3 \text{ Tm}$$

Calcul de l'excentricité :  $e = \frac{M_{R/C}}{F_R} = \frac{339.3}{806.4} = 0.42$  section totalement tendue

- La force résultante en ELU  $N_u = 1.35 * 806.4 = 1088.6 \text{ T}$
- Le moment en ELU  $M_u = 339.3 * 1.35 = 458 \text{ Tm}$

L'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{458}{1088.6} = 0.43 \text{ le béton ne participe pas à la reprise des efforts}$$

L'épaisseur de la semelle  $e=D=1.2\text{m}$

#### Calcul des armatures de la semelle

$E= 1.2 \text{ m}$  hauteur de la semelle,  $d=E-$  enrobage (5cm)  $=1.15\text{m}$ ,  $d'=5\text{cm}=0.05\text{m}$ ,  $b_o = 1\text{m}$  on

prend  $f_{su} = \frac{f_e}{1.15} = \frac{500}{1.15} = 435\text{MPa}$  milieu très préjudiciable pour les semelles

$$e_2 = \left[ \frac{1.20\text{m} - (0.05\text{m} * 2)}{2} - 0.4 \right] = 0.15$$

$$e_1 = \left[ \frac{1.20\text{m} - (0.05\text{m} * 2)}{2} + 0.4 \right] = 0.95$$

$$A_1 = \frac{N_u}{f_{su}} * \frac{e_2}{e_1 + e_2} = \frac{10.88}{435} * \frac{0.15}{0.95 + 0.15} = 26\text{cm}^2$$



$$A_2 = \frac{Nu}{f_{su}} * \frac{e_1}{e_1 + e_2} = \frac{10.88}{435} * \frac{0.95}{0.95 + 0.15} = 169 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures (1.2x9)m<sup>2</sup>: pour A<sub>1</sub>: 6HA25 de 29.45cm<sup>2</sup> et  
A<sub>2</sub>: 14HA40 de 175.9cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité :

$$A_2 + A_1 \geq \frac{0.23A f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 26 + 169 \geq \frac{0.23 * 120 * 300 * 2.4}{400} \Rightarrow 195 \geq 49.7 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

- Armatures de répartition A<sub>r</sub> = 0.08 \* épaisseur = 0.08 \* 120cm = 9.6cm<sup>2</sup>

Choix: 5HA16 de 10.05cm<sup>2</sup>

### Calcul des armatures de mur de front

Le moment résultant M<sub>R</sub> = M<sub>v</sub> - M<sub>h</sub> = 675 - 47.68 = 627.3 Tm

La force résultante F<sub>v</sub> = F<sub>v</sub> - F<sub>h</sub> = 658.6 - 14.17 = 644.4 T

$$M_{R/C} = -M_R + F_R * \left(\frac{1.5}{2} + 0.5\right) = -627.3 + 644.4 * 1.25 = 178.2 \text{ Tm}$$

- La force résultante en ELU N<sub>u</sub> = 1.35 \* 644.4 = 869.9T

- Le moment en ELU M<sub>u</sub> = 178.2 \* 1.35 = 240.57 Tm

L'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{240.57}{869.9} = 0.27 \text{ le béton ne participe pas à la reprise des efforts}$$

L'épaisseur du mur e=1.5m

$$e_2 = \left[ \frac{1.50\text{m} - (0.05\text{m} * 2)}{2} - 0.27 \right] = 0.43$$

$$e_1 = \left[ \frac{1.50\text{m} - (0.05\text{m} * 2)}{2} + 0.27 \right] = 0.97$$

$$A_1 = \frac{N_u}{f_{su}} * \frac{e_2}{e_1 + e_2} = \frac{8.699}{435} * \frac{0.43}{0.43 + 0.97} = 61.2 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{Nu}{f_{su}} * \frac{e_1}{e_1 + e_2} = \frac{8.699}{435} * \frac{0.97}{0.43 + 0.97} = 138 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures  $(9 \times 1.5) \text{ m}^2$ : pour  $A_1$ : 5HA40 de  $62.83 \text{ cm}^2$ ;  $A_2$ : 11HA40 de  $138.2 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_2 + A_1 \geq \frac{0.23 * A f_{t28}}{f_e} \Rightarrow 61.2 + 138 \geq \frac{0.23 * 150 * 900 * 2.4}{500}$$

$$\Rightarrow 199.2 \geq 149.04 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

- Armatures de répartition  $A_r = 0.08 * \text{épaisseur} = 0.08 * 150 \text{ cm} = 12 \text{ cm}^2$

Choix: 6HA16 de  $12.06 \text{ cm}^2$

## **IV. JUSTIFICATION DES PONCEAUX**

### **IV.1. Généralité**

Le choix d'un ponceau peut présenter plusieurs avantages par rapport à d'autres types d'ouvrages. Sa construction est généralement plus économique, sa mise en place plus rapide et les coûts de son entretien plus faibles.

La fonction principale d'un ponceau est de permettre le passage de l'eau sous un remblai et de supporter les charges mortes et les charges vives qui sollicitent ce dernier. Sa conception implique donc des considérations tant hydrauliques que structurales, (Manuel de conception des ponceaux du ministère des transports du Québec (MTQ), Révision 1 : Mai 2006)

En générale, le débit et le tirant d'eau sont des fonctions du temps et de la position à laquelle on les observe. C'est pour cette raison qu'il me semble difficile d'estimer les alluvions déposés par le cours d'eau au cours du temps, on rappelle la présence d'un pont dégradé et débordé par ce cours d'eau au fond. La forme du lit a été façonnée progressivement en fonction de la variation des débits et dépôt massif des matériaux qui lui parviennent depuis le bassin versant. Pour limiter les dépôts des alluvions et assurer la protection du pont, les ponceaux sont prévus.

### **IV.2. Choix du ponceau**

La sélection d'une forme de ponceau dépend principalement du profil disponible et de la profondeur d'eau présents dans le cours d'eau. Le profil disponible correspond à la distance verticale entre le lit du cours d'eau et le dessus de la route, (Manuel de conception des ponceaux du ministère des transports du Québec (MTQ), Révision 1 : Mai 2006)

- Le tirant d'eau de pont a une hauteur un peu élevée de 6 m. On veut permettre le passage de personnes et des animaux au-dessous de la route pendant la saison sèche.
- Pendant la saison de pluie torrentielle, le pont sera en sécurité de va et vient de torrent.
- Débit  $Q_{100} = 297,8 \text{ m}^3/\text{s}$ , estime en attendant les données actualisées.

Vu que la largeur d'écoulement plus importante est requise, la forme arquée va être utilisée et prendra comme base le niveau bas du tirant d'air de pont.

A chaque côté du pont dans le sens longitudinale sur une longueur de 45 m du remblai en dessous de la route, deux ponceaux de 1.95 m de hauteur et 2.8 m de largeur de chacun et deux ponceaux de 0.68 m de largeur et 0.5 m de hauteur de chacun. La hauteur de plus de 4 m du remblai au dessus des ponceaux permet l'amortissement des poids des surcharges mobiles qui passent au dessus des ponceaux.

### IV.3. Capacité portante et dimensions des ponceaux

Les ponceaux assureront les charges permanentes du remblai et la route, et un peu de surcharge routière comme une roue isolée de 100KN qui transmet moins de 5kPa à 3 m de profondeur, charge négligé.

**Tableau 20: Les dimensions des ponceaux**

Diamètre latéral en (mm) $D_h$	Hauteur en (mm) $D_v$	Couche minimum en (mm)	Epaisseur d'une tôle ondulée (mm)	La profondeur maximale en m couverte par le poids appliqué
2800	1950	350	76x25	200 kPa
			2	5.2
680	500	300	68x13	200 kPa
			1.6	5

La section transversale du ponceau est définie principalement par sa forme, sa portée (correspondant à la largeur du ponceau) et sa flèche (correspondant à sa hauteur).

## CHAPITRE V. CONCLUSION

Du fait que la voie de circulation est la voie de développement, cette étude a été faite avec une grande attention pour la contribution d'un futur brillant. C'est ainsi que les études géotechnique, topographique, hydraulique et hydrologique ont été réalisées, il y a longtemps de cela, pour actualiser ce projet et travailler avec les données fiables, on a lancé des nouvelles études. Cette étude avait comme objectif de faire une étude de définition et une étude environnementale. L'aspect du site de projet nous donne une orientation globale du lieu et des conditions de travail. Une étude de définition (conception détaillée) a été réalisée un pont à poutre sous chaussée en béton armé de 25 m de portée avec des poutres maitresses entretoisées uniquement qu'en leurs extrémités, un profil en travers de 7 m de largeur avec deux trottoirs de 1 m de chacun. Une dalle d'hourdis de 18 cm d'épaisseur sur laquelle repose une couche de roulement de 5 cm d'épaisseur. Huit appareils d'appuis en élastomère fretté type B et des joints à hiatus. Les appuis sont des culées de 7.20 m avec une brèche de 6 m de tirant d'air. Sous culées présentés des semelles filantes de 1.20 m d'épaisseur et 3 m de largeur de chacun, reposant sur un groupe de 12 pieux de 0.30 m de diamètre et 6 m de profondeur.

La réalisation d'une dalle de transition de 6 m de longueur, 9 m de largeur et une épaisseur de 0.30 m a été prévue sur les remblais de 3 m de matériaux granulaires MG20 et 17 m de latérites dans le sens de profil longitudinal. Sous les remblais, au niveau 0<sup>+</sup> comme référence de la brèche de pont, on a prévus 2 grands ponceaux de 2.80 m de portée et 1.95 m de flèche, et 2 petits ponceaux de 0.68 m de portée et 0.5 m de flèche, à chacun côté du pont dans le sens de sa portée.

Pour atteindre ces objectifs, il a été utile de recourir à des différentes documentations et d'avoir l'aide des spécialistes en ouvrages d'art. La mise en place de cette étude nécessite une somme totale de 810 141 195 Francs Rwandais.

L'étude de ces ouvrages de franchissement m'a permis de mettre en application la connaissance théorique, de voir les difficultés liés aux études des ouvrages d'art et surtout d'approfondir un esprit de travailler sur le terrain et de recherche.

## BIBLIOGRAPHIE

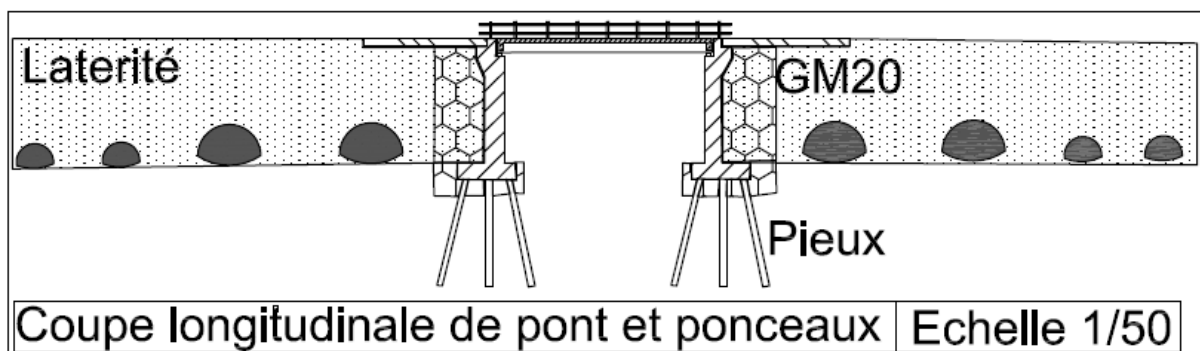
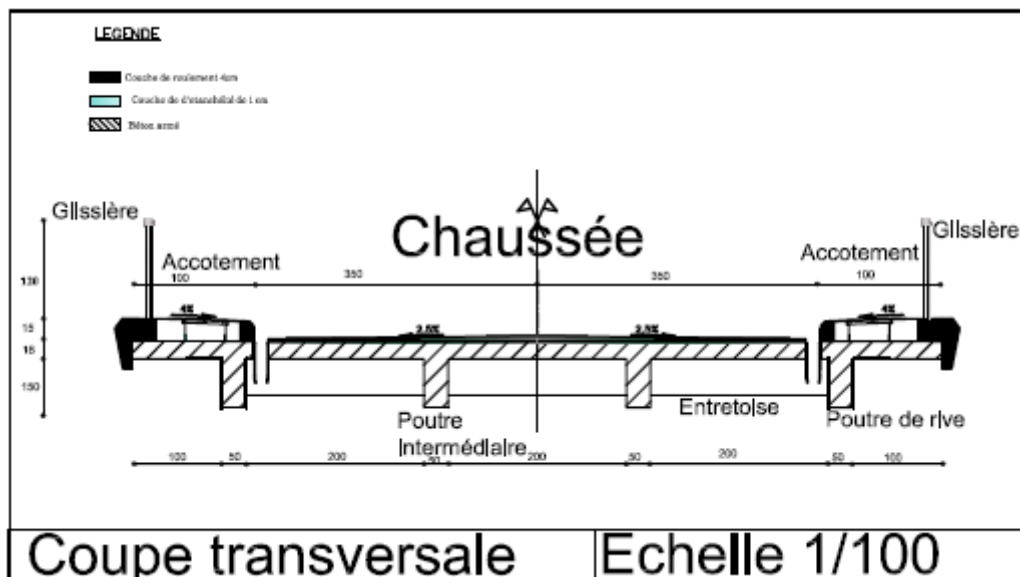
- ✓ Canadian Highway Bridge Design Code CAN/CSA-S6-06 (November 2006), Manuel de conception des structures.
- ✓ CALGALO, J.-A (2000) et ANNE BERNARD-GELY, Conception des ponts
- ✓ ISNARD, V., A. GREKOW, et P. MROZOWICZ (1964), Formulaire de l'ingénieur avec exposé de méthodes pratiques de calcul d'ouvrages de génie civil, Eyrolles, Paris.
- ✓ Ministère des transports du Québec (Révision 1 : Mai 2006), Manuel de conception des ponceaux.
- ✓ Ministère de l'équipement, des transports et du logement (1981) Fascicule n°61 Titre II du CCTG : Programmes de charges et épreuves des ponts-routes, Texte officiel.
- ✓ MONGI BEN OUEZDOU (Juin 2003), cours d'ouvrages d'art- Tome 2 : Dimensionnement.
- ✓ SETRA (1974), Piles et Palées (PP73) : Appuis des tabliers, Dossier pilote.
- ✓ SETRA (1984), dalles de transition des ponts-routes-Technique et réalisation.
- ✓ SETRA (1986), Joints de chaussée des ponts routes-Eléments de choix, Méthodes de pose, Entretien et réparation.
- ✓ SETRA (2007), Appareils d'appui en élastomère fretté- Utilisation sur les ponts, viaducs et structures similaires, Guide technique.

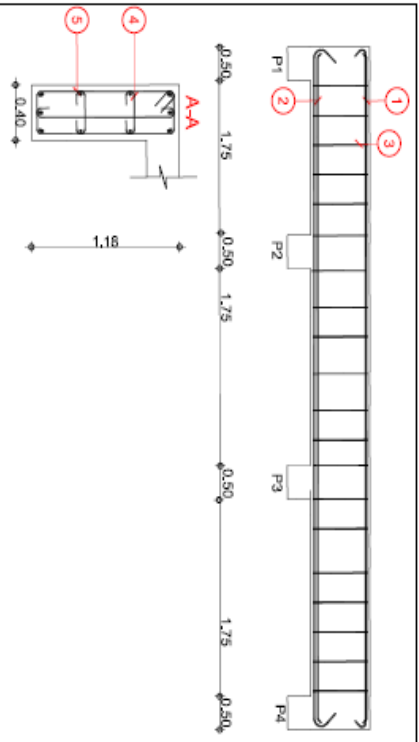
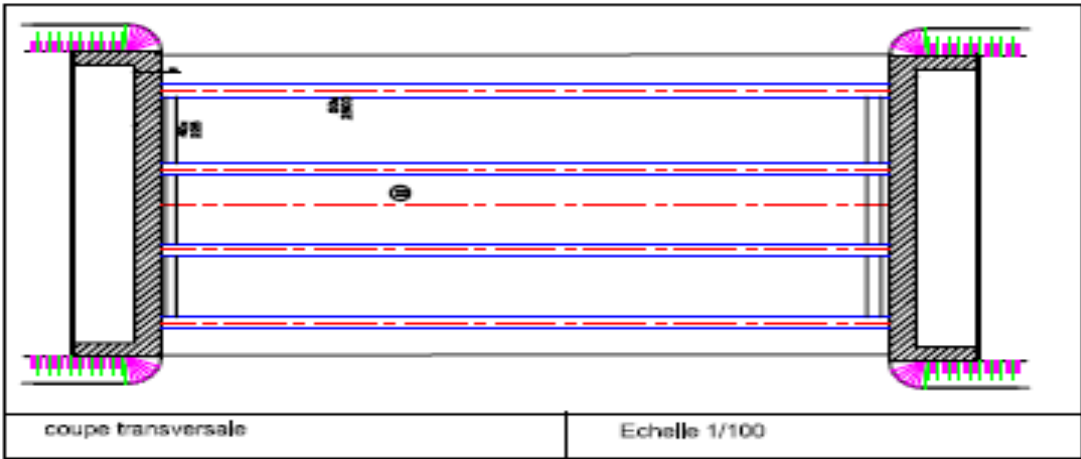
## ANNEXES

Cette partie présente le profil en long de la zone d'étude, la coupe transversale du pont, la coupe longitudinale du pont, les sections et les dimensions des ponceaux, les tableaux et les équations du calcul pour la note de calcul.

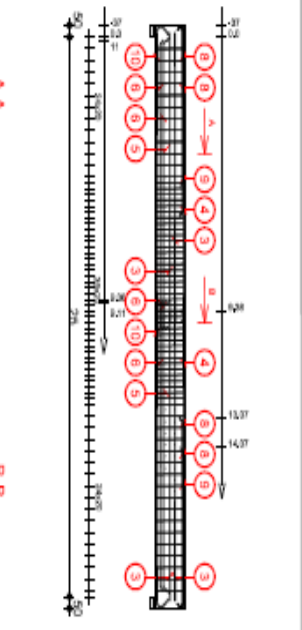
A signalé que pour le pont compte tenu de la connaissance acquise en classe aux 2iE et les conseils des différents ingénieurs des ouvrages d'art que le ferrailage se fait pendant la période proche ou d'exécution sauf quand il y a des éléments à signaler pour tire attention. C'est pour cette raison que dans ce document, le ferrailage sera vérifié sur le site.

### 1. Les coupes et ferrillages des éléments des ouvrages de franchissement





Pos.	Armature
1	HA 10
2	HA 16
3	HA 10
4	HA 10
5	HA 10



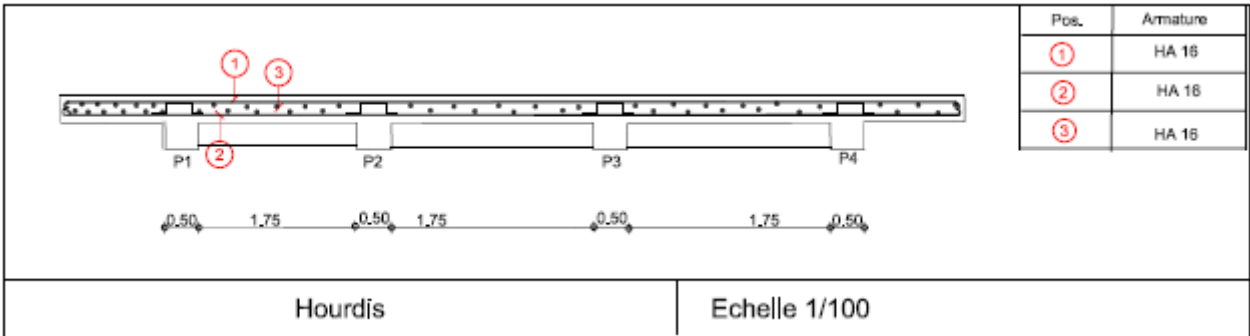
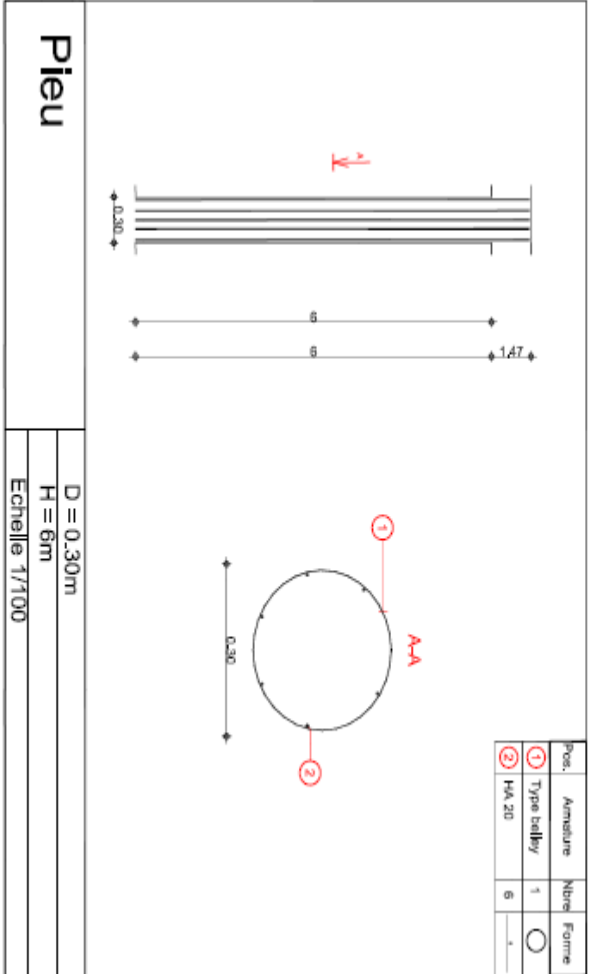
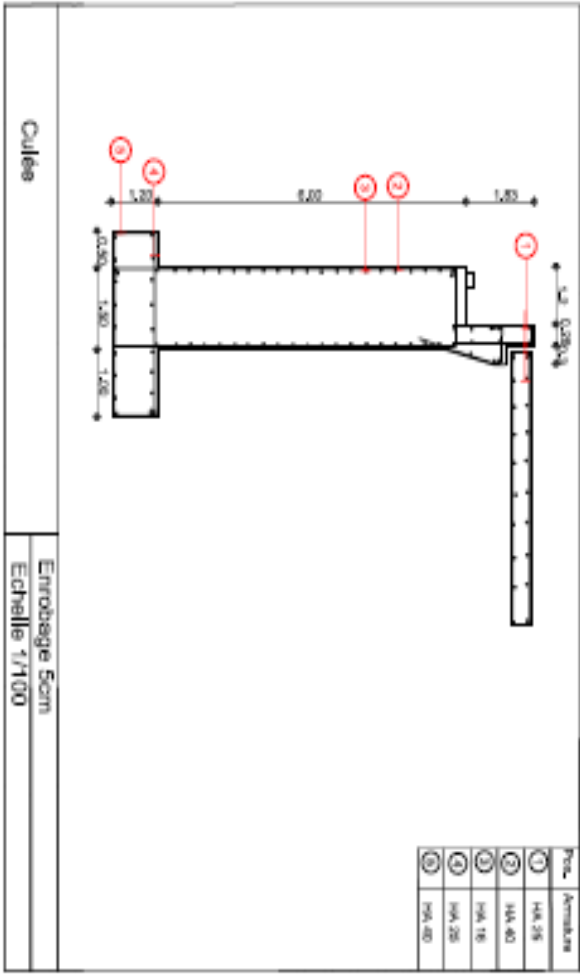
Pos.	Armature	Forme	Nombre
1	HA 10		104
2	HA 10		94
3	HA 14		11
4	HA 14		17
5	HA 20		9
6	HA 20		24
7	HA 10		82
8	HA 14		17
9	HA 14		9
10	HA 20		7

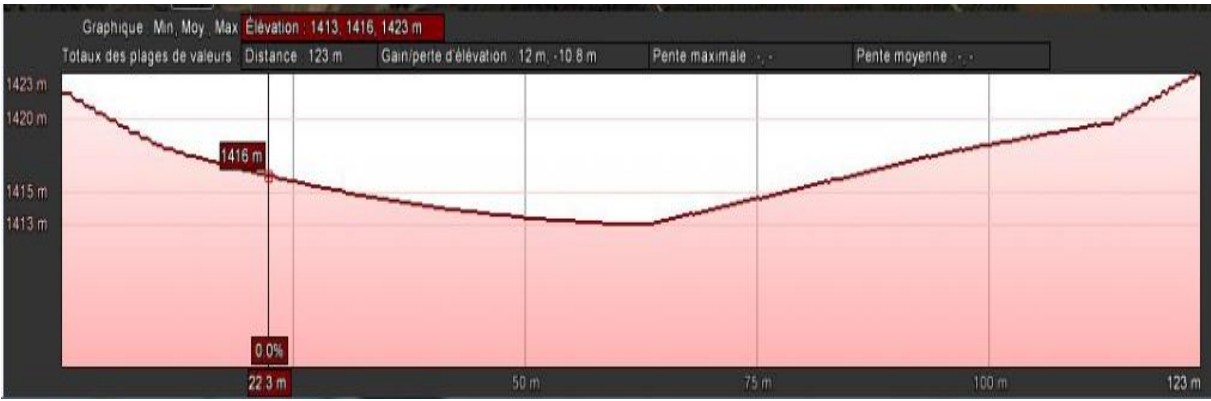


POUTRE MATTRESSE 50X150

Entretoise: HA 10  
 Poutre: HA 10  
 Poutre: HA 10  
 Poutre: HA 10

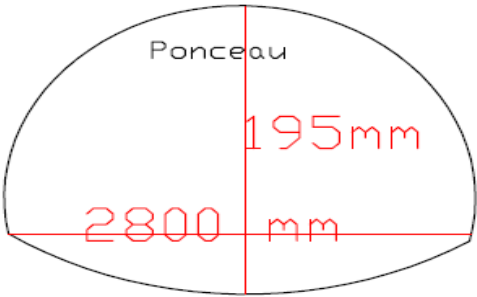






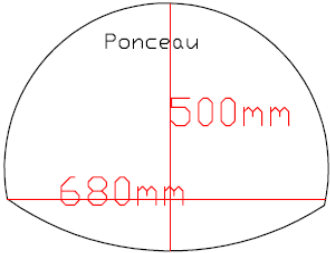
Le profil en long de la zone d'étude

**2. Les ponceaux**



Grand ponceau

**Petit ponceau**



### 3. La note de Calcul

#### ❖ Récapitulatifs des charges permanentes sur les poutres

	Poutres de rive <i>KN/ml</i>		Poutres intermédiaire <i>KN/ml</i>		
Poutre maitresse	18.75	*2	Poutre maitresse	18.75	*2
Dalle (rives)	5.0625	*2	Dalle (intermédiaires)	10.125	*2
Dalle d'encorbellement	5.0625	*2			
Corniches	4.45	*2			
Contre corniches	1.3	*2			
Béton de remplissage	8.08	*2			
Bordure	9	*2	enrobé	2.475	*2
Garde-corps	0.5	*2			
enrobé	0.605	*2			
<b>TOTAL <i>KN/ml</i></b>	<b>52.81</b>	<b>105.62</b>			
<b>Poids propre sans entretoise (G) <i>KN/ml</i></b>			<b>168.32</b>		

#### ❖ Récapitulatifs des charges permanentes sur la travée

Eléments	Charges <i>KN/ml</i>	Longueur m	<b>TOTAL KN</b>
Poutres de rive	105.62	25	2640,5
Poutres intermédiaire	62.7	25	1567,5
Entretoises	20	5.25	105
<b>Poids propre Total (G<sub>T</sub>) KN</b>			<b>4313</b>

## Calcul des sollicitations

### Sollicitation pour les charges permanentes

- *Moment fléchissant*

La charge permanente est une charge répartie sur toute la poutre et de manière égale. Donc le CRT est  $K=1$ .

Sections de $M^{per}$	ELU	ELS
L/2	17752,5	13150
L/4	13314,4	9862,5
L/6	9862,5	7305,6
L/8	7766,7	5753,1

- *L'effort tranchant*

$T^{per}$	ELU	ELS
$T_{ap}^{per}$	3009,15	2229
L/8	2130,3	1578
L/4	1420,2	1052
L/2	0	0

## Sollicitations de système A

### ○ Moment fléchissant

$M^{Al}$	Poutres	ELU	ELS
L/2	Rive	4860	3645
	Intermédiaire	5130	3847,5
L/4	Rive	3645	2733,8
	Intermédiaire	3847,5	2885,6
L/8	Rive	2126,3	1594,7
	Intermédiaire	2244,4	1683,3

### ○ L'effort tranchant

$T^{Al}$	Poutres	ELU	ELS
$T_{ap}^{Al}$	Rive	885,6	664,2
	Intermédiaire	934,8	701,1
L/2	Rive	194,4	145,8
	Intermédiaire	205,2	153,9

### Sollicitations dues à la charge du trottoir

○ **Moment fléchissant**

$M^{tr}$	Poutres	ELU	ELS
L/2	Rive	228,8	143
	Intermédiaire	161,3	100,8
L/4	Rive	171,6	107,2
	Intermédiaire	120,9	75,6
L/8	Rive	100,1	62,5
	Intermédiaire	70,5	44,1

○ **L'effort tranchant**

$T^{tr}$	Poutres	ELU	ELS
$T_{ap}^{tr}$	Rive	280,6	175,4
	Intermédiaire	197,8	123,6

### Sollicitations dues à la charge $B_c$

○ **Moment fléchissant**

En général pour la pratique, ces moments sont obtenus pour la mi-travée. P=120KN

$M^{Bc}$	Poutres	ELU	ELS
L/2	Rive	3573,15	2679,86
	Intermédiaire	5549,78	4162,34

- ***L'effort tranchant*** (voir classe T=521KN)

$T^{Bc}$	Poutres	ELU	ELS
$T_x^{Bc}$	Rive	517,2	387,9
	Intermédiaire	803,3	602,4

#### IV.7.6. Sollicitations dues à la charge Mc120

- **Moment fléchissant**

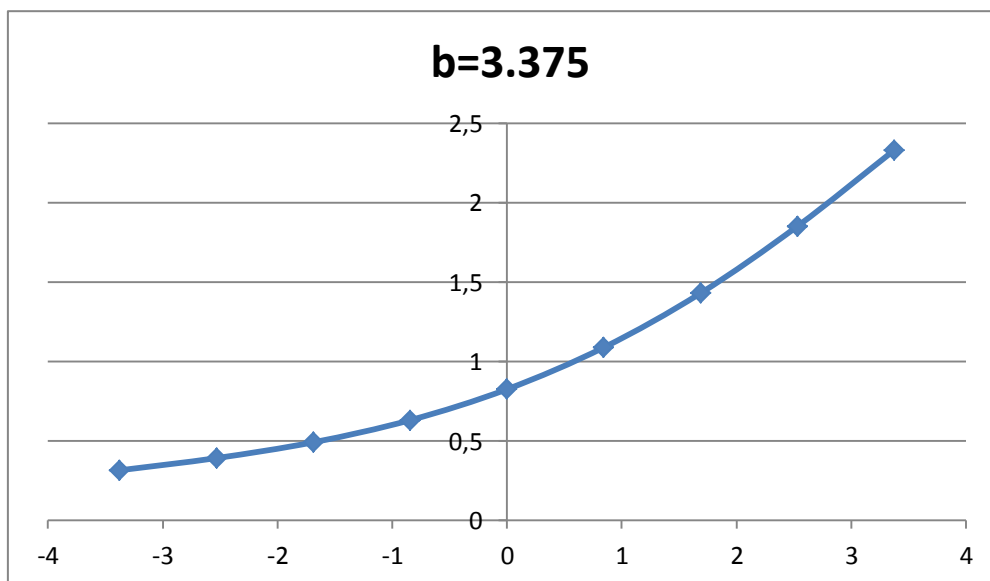
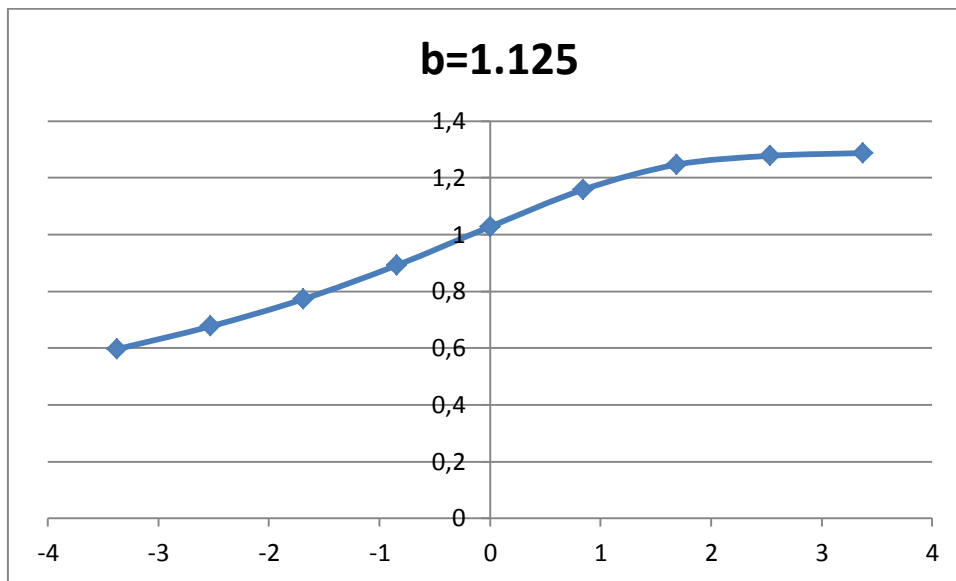
$M^{Mc120}$	Poutres	ELU	ELS
$M_x^{Mc120}$	Rive	11975	8870,4
	Intermédiaire	9836,6	7286,4

- ***L'effort tranchant***

$T^{Mc120}$	Poutres	ELU	ELS
$M_x^{Mc120}$	Rive	1945,9	1441,4
	Intermédiaire	1598,5	1184,1

## Ligne d'influence

X= abscisse	-3,375	-2,53125	-1,6875	-0,84375	0	0,84375	1,6875	2,53125	3,375
	b	3b/4	b/2	b/4	0	b/4	b/2	3b/4	b
b=1,125	0,5964	0,6765	0,7729	0,8919	1,0279	1,1587	1,2466	1,2778	1,2876
b=3,375	0,3153	0,3922	0,4916	0,6309	0,8255	1,0889	1,4308	1,852	2,3314





❖ **Coefficient de répartition transversale**

<b>CRT<sup>u</sup></b>	Surcharge	A	Tr	Bc	Mc120
	Poutres de rive	0.52	1.22	0.47	0.28
	Poutres intermédiaire	0.57	0.86	0.73	0.23

❖ **Coefficient de pondération**

<b>Type de Charge</b>	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
Charge permanente	1.35	1
Surcharge normal (A, B)	1.6	1.2
Surcharge particulier M	1.35	1
Charges sur trottoirs	1.6	1
Charge sur remblai	1.6	1.2
Charge due au vent	1.2	1
Charge sismique	1.2	0

❖ **Coefficient de majoration dynamique et de dégressivité**

<b>Surcharge</b>	<b>Dégressivité b</b>	<b><math>\delta</math></b>
Bc	1.1	1.2
Mc120		1.2

❖ Calcul des armatures et ferrillages des poutres

Désignation	Dimensions et formules	Résultats	unité
Largeur table de compression	$b_c$	200	cm
Hauteur table de compression	$h_0$	18	cm
Largeur âme	b	50	cm
Hauteur âme	h	150	cm
Résistance du béton à la compression	$f_{c28}$	30	MPa
Elasticité des aciers	$f_e$	400	MPa
Hauteur utile aciers tendus	d	147	cm
Hauteur utile aciers comprimé	d'	3	cm
Moment de service	$M_{ser}$	22.02	MN.m
Résistance à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	2.4	MPa
Contrainte limite de calcul du béton	$\sigma_b = 0.6f_{c28}$	18	MPa
Contrainte limite de calcul des aciers	$\sigma_s = \min\left\{\frac{3f_e}{2}; 110\sqrt{1.6f_{t28}}\right\}$	215.555	MPa
Moment de la table en service	$M_{ts} = \frac{bh_0^2\sigma_s(d - \frac{h_0}{2})}{30(d - h_0)}$	0.2327	MN.m
Comparaison ( $M_{ser} \leq M_{ts}$ )	Non vérifié : Pas une poutre n T		
Contrainte moyenne	$\sigma_m = \frac{M_{ser}}{bh_0(d - \frac{h_0}{2})}$	44.32	MPa
Contrainte du béton	$\sigma_{b1} = \frac{d(\frac{\sigma_s}{15} + \sigma_m)}{d - \frac{h_0}{2}} - \frac{\sigma_s}{15}$	48.15	MPa
Comparaison( $\sigma_b \geq \sigma_{b1}$ )	Non Vérifié : avec armatures comprimées		
Ordonnée de l'âme	$y_1 = \frac{15\sigma_{b1}}{15\sigma_{b1} + \sigma_s} d$	111	cm

Ordonnée de la table de compression	$y_2 = y_1 - h_0$	93	cm
Seconde contrainte du béton	$\sigma_{b2} = \sigma_{b1} \frac{y_2}{y_1}$	37.168	MPa
Effort normal dans la section de béton de l'âme	$N_{b1} = \frac{by_1\sigma_{b1}}{2}$	49.239	MN
Effort normal dans la section de béton de la table	$N_{b2} = \frac{(b - b_0)y_2\sigma_{b2}}{2}$	25.92	MN
Section correspondante dans l'âme	$A_{s1} = \frac{N_{b1}}{\sigma_s}$	228.4	cm <sup>2</sup>
Moment correspondante dans l'âme	$M_{s1} = N_{b1}(d - \frac{y_1}{3})$	54.16	MN.m
Section d'aciers théoriques $y_1$	$A_{ser1} = \frac{A_{s1}M_{ser}}{M_{s1}}$	92.86	cm <sup>2</sup>
Section correspondante dans la table	$A_{s2} = \frac{N_{b2}}{\sigma_s}$	120.3	cm <sup>2</sup>
Moment correspondante dans la table	$M_{s2} = N_{b2}(d - h_0 - \frac{y_1}{3})$	23.85	MN.m
Section d'aciers théoriques $y_2$	$A_{ser2} = \frac{A_{s2}M_{ser}}{M_{s2}}$	111.07	cm <sup>2</sup>
Section résultante	$A_{s0} = A_{s1} - A_{s2}$	108.1	cm <sup>2</sup>
Moment résultant	$M_{s0} = M_{s1} - M_{s2}$	30.31	MN.m
Section résultante d'aciers théoriques	$A_{ser} = \frac{A_{s0}M_{ser}}{M_{s0}}$	78.5	cm <sup>2</sup>
Section minimale	$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$	40.57	cm <sup>2</sup>
Choix de la section		78.54	cm <sup>2</sup>
Les armatures 16HA25			

### Armatures transversales

Désignation	Formules et calculs	Résultats	unité
Hauteur	$h$	150	cm
Base de la poutre	$b$	50	cm
Effort tranchant max	$V_{u,max}$	0.4955	MN
Elasticité des aciers	$f_e$	400	MPa
Limite de résistance du béton	$f_{c28}$	30	MPa
Diamètre des armatures transversales	$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 40 \right\} \text{ en mm}$	40	mm
Nombre de barres dans un cours d'armatures	$n$	6	
Inclinaison des armatures transversales	$\alpha$	90	degrés
Résistance à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	2.4	MPa
Hauteur utile de la poutre	$d = 0.9h$	135	cm
Contrainte tangentielle ultime	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	7.3	MPa
Contrainte tangentielle limite	$\tau_{ul} = 0.51 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	10.2	MPa
Vérification ( $\tau_u \leq \tau_{ul}$ )	Vérifié		
Section d'un cours d'armatures transversales	$A_t = \frac{n\pi\phi_t^2}{4}$	75.4	cm <sup>2</sup>
coefficient	$k$	1	
Coefficient d'espacement	$\theta_0 = \frac{0.9f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{\gamma_s b(\tau_u - 0.3kf_{t28})}$	0.95	cm <sup>-1</sup>
Espacement 1	$S_{t1} = 0.9d$	121.5	cm
Espacement	$S_{t2} = \theta_0 A_t$	38	cm

Espacement donné max	$S_{t3} = S_{t\ max}$	40	cm
Choix d'espacement	$S_t = \min\{S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}\}$	38	cm
Choix dans la série de Caquot	$S_{t0}$	38	cm
La distance de la première armature et l'appui.	$\frac{S_{t0}}{2}$	19	cm
Choix 7-8			

❖ Calcul des armatures d'hourdis

Désignation	Dimensions et formules	Unité	Sens lx		Sens ly
			Appui	Travée	Travée
Hauteur	H	cm	18		
Largeur	B	cm	100		
Hauteur utile	$d = h - 0.03$	m	0.15		
Moment de service	$M_{ser}$	MN.m	0.0229	0.03667	0.001155
Limite d'élasticité des aciers	$f_e$	MPa	400		
Limite de résistance du béton	$f_{c28}$	MPa	30		
Résistance traction du béton	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	MPa	2.4		
Contrainte de calcul du béton	$\sigma_b = 0.6f_{c28}$	MPa	18		
Contrainte de calcul des aciers	$\sigma_s = \min\left\{\frac{3f_e}{2}; 110\sqrt{1.6f_{t28}}\right\}$	MPa	215.555		

Coefficient $\alpha$	$\alpha = \frac{15\sigma_b}{15\sigma_b + \sigma_s}$		0.556		
Moment résiduel	$M_{rsb} = \frac{bd^2\sigma_b\alpha}{2} \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$	MN	0.0917		
Bras de levier	$z = d\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$	cm	12.22		
Vérification	$M_{ser} \leq M_{rsb}$	Vérifié : sans armatures comprimées			
Section d'aciers	$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z\sigma_s}$	$cm^2$	8.69	13.9	0.4
Section minimale	$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$	$cm^2$	2.07		
Armatures principales	$A_s$	$cm^2$	10.05	14.07	4.02
	choix		5HA16	7HA16	2HA16
Armatures de répartition	$A_r$	$cm^2$	3.39	5.65	2.26
	choix		3HA12	5HA12	2HA12

❖ Condition relative au poinçonnement du hourdis

Poids d'impact	Mc120	550	kN
$Q_u$		742.5	kN
$h_0$		0,18	m
$a_0$		1	m
$b_0$		6.1	m
a		1.18	m
b		6.28	m
$\delta_{Mc120}$		1.4	
$h_0 \geq \frac{Q_u}{0.045 * u_c * f_{c28} / \gamma_b} \Rightarrow 0.18 \geq 0.055$			
conclusion	Condition vérifiée		

❖ Les sollicitations de calcul d'hourdis avec la pondération aux ELS et ELU

Sollicitation	(G) Charge permanente	Mc120	combinaison ELS	Combinaison ELU
$M_{ox}$	5.41	40.425	G+Mc120	1.35G+1.35Mc120
			45.835	61.87
$M_{oy}$	0	1.155	1.155	1.6
$Vx_{max}$	12.36	52	64.36	86.88
$Vy_{max}$	0	217.5	217.5	293.6

**Efforts agissant sur la culée verticalement**

Désignation	Force T
- Mur garde grève	11.65
- Mur de front	202.5
- Charges permanentes	215.65
- Remblai sur semelle	118.8
- Surcharge Mc120	110
Total	<b>658.6</b>

**Efforts agissant sur la culée horizontalement**

Désignation	Force T
- Remblai	13.17
- Surcharge uniforme	1
Total	<b>14.17</b>

#### 4. Devis Quantitatif

Nyakinama-Vunga-Satinsyi road						
Option: Pont à poutres en B,A						
No.	Désignation	Unités	Quantités	prix unitaires	prix total (FRW)	Totaux
<b>100</b>	<b>Installation/mob/dé</b>					
<b>101</b>	Installation/mob/dém	F/F	1		38268628,38	
	<b>sous-total</b>					<b>38 268 628,38</b>
<b>200</b>	<b>topographie</b>					
<b>201</b>	Topographie	F/F	1	5 000 000	5 000 000,00	<b>5 000 000,00</b>
<b>300</b>	<b>travaux préparatoires</b>					
<b>301</b>	démolition du pont existant	F/F	1	5 000 000	5 000 000,00	
	<b>sous-total</b>					<b>5 000 000,00</b>
<b>400</b>	<b>Terrassements</b>					
<b>401</b>	excavation amont et aval	m <sup>3</sup>	2160	3000	6 480 000,00	
<b>402</b>	déblais de toute nature mise en dépôt définitif	m <sup>3</sup>	2160	9000	19 440 000,00	
<b>403</b>	Remblais d'emprunt	m <sup>3</sup>	1836	8780	16 120 080,00	
<b>404</b>	Remblais d'approche derrière les culées	m <sup>3</sup>	324	13000	4 212 000,00	
<b>405</b>	compactage	m <sup>2</sup>	700	500	350 000,00	
	<b>sous-total</b>					<b>46 602 080,00</b>
<b>500</b>	<b>Chaussée</b>					
<b>501</b>	Couche de roulement épaisseur (5 cm)	m <sup>3</sup>	29,25	12000	351 000,00	
	<b>sous-total</b>					<b>351 000,00</b>
<b>600</b>	<b>Assainissement</b>					
<b>601</b>	Fourniture et pose des tubes de drainage en acier galvanisé diamètre. 2.8 m	ml.	45	715000	32 175 000,00	
<b>602</b>	Fourniture et pose des tubes de drainage en acier galvanisé diamètre. 0.68 m	ml.	45	390000	17 550 000,00	
<b>603</b>	Gabion amont et aval	m <sup>3</sup>	432	128000	55 296 000,00	
	<b>sous-total</b>					<b>105 021 000,00</b>



<b>700</b>	<b>Pont</b>					
<b>701</b>	Organisation plantage des pieux	F/F	1	5000000	5 000 000,00	
<b>702</b>	Pieux battus (tubes métalliques remplis de béton, capacité: 1000-1499 KN)	unité	24	2275000	54 600 000,00	
<b>703</b>	Essais dynamiques sur les pieux	unité	2	2275000	4 550 000,00	
<b>703</b>	Coussin de propreté	m <sup>3</sup>	3,65	58500	213 525,00	
<b>704</b>	Semelle de fondation	m <sup>3</sup>	64,8	390000	25 272 000,00	
<b>705</b>	Culées	m <sup>3</sup>	205	390000	79 950 000,00	
<b>706</b>	Chasse-roues	m <sup>3</sup>	6	390000	2 340 000,00	
<b>708</b>	Pontage	m <sup>2</sup>	225	35750	8 043 750,00	
<b>709</b>	Dalle de tablier (180 mm d'épaisseur)	m <sup>3</sup>	40,5	950000	38 475 000,00	
<b>710</b>	Dalle de transition	m <sup>3</sup>	32,4	325000	10 530 000,00	
<b>711</b>	Armature noire	kg	92000	1950	179 400 000,00	
<b>712</b>	Nettoyage de la surface de la dalle	m <sup>2</sup>	225	9750	2 193 750,00	
<b>713</b>	Membrane d'étanchéité	m <sup>2</sup>	225	22750	5 118 750,00	
<b>714</b>	Couche de correction	tonne	2,05625	130000	267 312,50	
<b>715</b>	Enrobe	tonne	16,65	195000	3 246 750,00	
<b>716</b>	Glissière en acier	ml.	150	292500	43 875 000,00	
<b>718</b>	Charpente métallique	F/F	126	780000	98 280 000,00	
<b>719</b>	préparation de surface d'acier	m <sup>2</sup>	264,7	45500	12 043 850,00	
<b>720</b>	nettoyage et peinture	m <sup>2</sup>	264,7	39000	10 323 300,00	
<b>721</b>	Joint de tablier	ml.	18	9750	175 500,00	
<b>722</b>	Appareils d'appuis en élastomères frettes	unité	8	3250000	26 000 000,00	
	<b>Sous-total</b>					<b>609 898 488</b>
				over all (RFWS)	810 141 195	
				Over all (\$)	1 246 371	
				\$/m <sup>2</sup>	5540	